

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE**

*DIPARTIMENTO DICAM*

**TESI DI LAUREA**

in

**PROGETTO DI STRUTTURE DI FONDAZIONE LS**

**ANALISI DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA PER LA  
PROGETTAZIONE DI UNA FONDAZIONE SU PALI DI UNA PILA DA  
PONTE**

**CANDIDATO**

Andrea Torsani

**RELATORE:**

Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

**CORRELATORE:**

Ing. Filippo Forlani

Anno Accademico 2011/2012

Sessione III



*Alla mia famiglia,  
che mia ha sempre sostenuto.*

*A Claudia,  
che mi ha incoraggiato  
e mi è stata vicino.*



## INDICE

<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>CAPITOLO 1 Fondazioni su pali : analisi della teoria .....</b>	<b>10</b>
1.1 Carico limite di un palo singolo .....	11
1.1.1 Portata limite di base .....	11
1.1.2 Portata limite per attrito laterale .....	13
1.2 Cedimento di un palo isolato .....	18
1.2.1 Palo rigido .....	18
1.2.2 Palo flessibile .....	22
1.3 Comportamento dei pali in gruppo caricati assialmente .....	23
1.4 Interazione palo-terreno carico assiale .....	26
1.5 Palo singolo sollecitato da forze ortogonali all'asse .....	30
1.5.1 Palo flessibile .....	33
1.5.2 Palo rigido .....	35
1.5.3 Comportamento intermedio .....	36
1.6 Metodo di Gibson .....	37
1.7 Comportamento dei pali in gruppo caricati orizzontalmente .....	38
1.8 Analisi della normativa vigente (NTC-2008:par.6.4.3 Fondazioni su pali) .	41
1.8.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....	41
1.8.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali .....	43
1.8.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali .....	45
1.8.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) .....	46
<b>Capitolo 2 Fondazioni miste (platee su pali) .....</b>	<b>47</b>
2.1 Contenuti minimi di un approccio razionale alla progettazione .....	47
2.2 Aspetti progettuali .....	50
2.2.1 Comportamento delle 'platee su pali' in condizioni di esercizio .....	52
2.2.2 Rigidezza di una platea su mezzo continuo elastico .....	56
2.3 Comportamento delle 'platee su pali' in prossimità della rottura .....	62
2.4 Analisi dell'interazione platea-pali-terreno .....	65
2.5 Pali progettati come riduttori di cedimenti differenziali .....	68
<b>Capitolo 3 Introduzione a PLAXIS .....</b>	<b>71</b>
3.1 Quadro generale .....	71

3.2	Modello .....	72
3.3	Elementi per la modellazione del terreno .....	74
3.4	Geometria .....	76
3.5	Interfacce .....	79
3.6	Approssimazione di un problema tridimensionale con un modello bidimensionale tipo 'platea su pali' (PLAXIS-2D) .....	83
3.7	Modelli di comportamento del terreno .....	87
3.7.1	Modello elastico lineare .....	87
3.7.2	Modello Mohr-Coulomb .....	90
3.7.3	Importanza del parametro $\psi$ : approssimazione della dilatanza .....	95
3.7.4	Analisi non drenata con parametri efficaci .....	98
3.8	Proprietà della mesh e impostazione del calcolo .....	100
3.9	Esempio applicativo: palo singolo su suolo omogeneo .....	102
3.9.1	Palo singolo su suolo omogeneo: carico assiale .....	102
3.9.2	Palo singolo su suolo omogeneo: carico perpendicolare all'asse .....	117
<b>Capitolo 4- Applicazione ad un caso reale .....</b>		<b>132</b>
4.1	Quadro generale .....	132
4.2	Breve descrizione dell'opera .....	133
4.3	Carichi e stratigrafia di progetto .....	136
4.4	Portanza limite di un palo singolo .....	139
4.5	Calcolo dei cedimenti .....	145
4.6	Modello agli elementi finiti del palo singolo caricato assialmente (SLU) ..	149
4.7	Modello agli elementi finiti del palo singolo caricato perpendicolarmente all'asse .....	170
4.8	Modello agli elementi finiti per l'intera fondazione .....	185
<b>CONCLUSIONI .....</b>		<b>211</b>
<b>RINGRAZIAMENTI .....</b>		<b>213</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>		<b>214</b>



## INTRODUZIONE

L'approccio alla progettazione di fondazioni profonde, quali nello specifico fondazioni su pali, non può prescindere dall'analisi dell'interazione tra il terreno, mezzo all'interno del quale vengono scaricate le sollecitazioni provenienti dalla sovrastruttura, e la struttura di fondazione, che funge da tramite tra la costruzione, per la quale è a servizio, ed il terreno stesso. Un'attenta analisi di tale problema è fondamentale per comprendere i meccanismi che regolano il formarsi di forze di contatto grazie alle quali si riescono a trasmettere le sollecitazioni, dalla fondazione al terreno.

In questo volume si cercherà di interpretare tali meccanismi attraverso modelli agli elementi finiti, che simulano il comportamento di una struttura immersa in una porzione di terreno, per confrontare i risultati ottenuti con quelli che derivano dalle formule della teoria classica.

Nella prima parte dell'elaborato sarà effettuata una piccola raccolta dei modelli che, sino ad oggi, vengono utilizzati per lo studio di pali da fondazione sia in condizione di carico assiale che perpendicolare all'asse. Saranno introdotte, anche le analisi inerenti al comportamento dei pali in gruppo, nelle due configurazioni di carico, per analizzare come strutture multiple nel terreno interagiscono tra di loro.

Con l'entrata in vigore della NTC-2008, è stata concessa la possibilità di analizzare le fondazioni su pali, non più considerando il solo contributo di tali sostegni, ma affiancando alla resistenza offerta dall'interazione pali-terreno, anche quella originata dalla mutua interazione platea-pali-terreno. Questa nuova linea progettuale ha aperto nuovi orizzonti nella progettazione delle platee su pali poiché tale posizione concede la possibilità di procedere al loro dimensionamento attraverso considerazioni di cedimento. La trattazione inerente a questa nuova possibilità di interpretare le fondazioni su pali, sebbene ancora in fase di studio, è riportata nella seconda parte dello studio teorico di questo volume. I risultati ottenuti utilizzando tali schemi saranno, poi, confrontati con quelli scaturiti dalle analisi agli elementi finiti.

Per la costruzione dei modelli FEM, sia di palo singolo che di fondazione tipo platea su pali, si utilizzeranno schematizzazioni bidimensionali così



come analisi tridimensionali. I programmi utilizzati saranno PLAXIS-2D v.8 e PLAXIS-3D Foundation. Questi due potenti software, offrono la possibilità di condurre analisi geotecniche d'interazione tra terreno e strutture e di isolare le sollecitazioni sulle strutture stesse, così come analizzare le tensioni indotte nel terreno in seguito all'applicazione di carichi sulla fondazione.

Per la simulazione del comportamento del terreno, all'interno dell'ambiente di lavoro dei programmi utilizzati, vi è la possibilità di scelta tra diversi modelli via via più sofisticati. Una prima analisi sarà condotta attraverso modelli elastico-lineari per il confronto dei risultati ottenuti analiticamente attraverso le schematizzazioni della teoria classica. In seconda battuta saranno costruiti modelli agli elementi finiti con comportamento del terreno elasto-plastico alla Mohr-Coulomb, che approssima in maniera più verosimile il comportamento reale del terreno. Quest'ultima schematizzazione sarà fondamentale per capire il comportamento del sistema fondazione-terreno soprattutto nei confronti della crisi.

L'analisi delle strutture in relazione al comportamento del terreno sarà, come già riportato, condotta attraverso modelli bidimensionali e tridimensionali. Per la costruzione dei modelli bidimensionali sarà necessario attuare delle approssimazioni di tipo geometrico; infatti, il problema che si presenta dovendo costruire un modello inerente all'interazione tra il terreno ed un palo a sviluppo circolare, tramite una schematizzazione 2D, presenta diverse difficoltà. Si attuerà, quindi, un confronto tra le due modalità di analisi.

Nella parte finale di questo elaborato, sarà analizzato un caso reale di fondazione tipo platea su pali a servizio di una pila da ponte. Il progetto preliminare mi è stato gentilmente offerto dallo studio Sgai S.R.L. –Studio Di Geologia Applicata E Ingegneria Di E. Forlani & C., sito a Morciano di Romagna (RN), a seguito della mia attività di tirocinio presso tale struttura. Sarà condotto, dapprima, uno studio teorico sulla verifica geotecnica in riferimento alla Normativa vigente (NTC-2008), ed anche in riferimento all'applicazione dei modelli di nuova concezione di platea su pali (*'piled raft'*), che considerano l'interazione platea-pali-terreno, per confrontare i risultati analitici ottenuti con quelli scaturiti dai modelli agli elementi finiti sia bidimensionali che tridimensionali di fondazione nella sua interezza.

## **CAPITOLO 1 Fondazioni su pali : analisi della teoria**

I motivi per i quali si utilizzano fondazioni su pali possono dipendere dalla necessità di limitare i cedimenti della struttura, di difendere le fondazioni, ad esempio di ponti, da fenomeni di erosione dovuti alla presenza di un alveo, dall'esigenza di scaricare le sollecitazioni su porzioni di terreno più profonde con caratteristiche meccaniche migliori, ecc..

A seconda, poi, delle caratteristiche del sito in esame vi è la possibilità di scelta tra svariati tipi di palo e soprattutto tra diverse modalità esecutive. La distinzione più significativa può essere: (a) pali trivellati e (b) pali infissi.

I pali trivellati vengono installati tramite la preventiva esecuzione di un foro utilizzando una trivella, processo per il quale vi è una riduzione dello stato di sforzo iniziale sulle pareti del foro, con conseguenti fenomeni di rigonfiamento e aumento del contenuto d'acqua soprattutto per terreni coesivi quali argille. Per ovviare in parte a questo problema in genere si fa uso di miscele bentonitiche che generano pressioni tali da ridurre questi fenomeni di rigonfiamento.

I pali infissi invece non hanno bisogno di preventiva creazione del foro, poiché come dice la parola stessa vengono infissi nel terreno per battitura o per vibrazione o con tecniche combinate. La proprietà fondamentale di questo tipo di pali è quella che deriva dalla modalità di realizzazione, data tramite l'infissione in terreni non coesivi, la quale si attua in un processo di addensamento del materiale nell'intorno del palo con conseguente miglioramento delle caratteristiche meccaniche. In terreni coesivi, invece, il processo risulta maggiormente complesso, infatti, in fase di battitura all'interfaccia palo-terreno si creano distorsioni a volume costante con conseguente produzione di sovrappressione interstiziale che in questa fase, grazie alla diminuzione di tensione orizzontale efficace, facilita l'infissione del palo stesso. Successivamente, il processo di consolidazione genera tensioni orizzontali efficaci con valori superiori o uguali allo stato iniziale a riposo, comportando una riduzione dell'indice dei vuoti e un miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno all'interfaccia.

## 1.1 Carico limite di un palo singolo

La capacità portante di un palo è data dalla somma della portata limite di base  $Q_b$  e della portata limite per attrito laterale  $Q_s$ , quindi considerando anche il peso del palo  $W$ , la condizione di equilibrio sarà data da:

$$Q_T + W = Q_b + Q_s$$

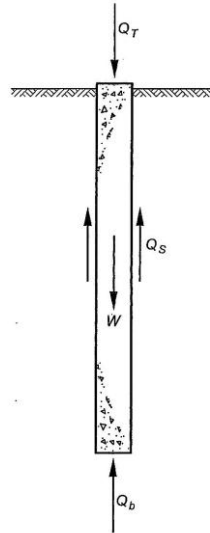


Figura 1.1: sistema resistente palo singolo.

Queste due componenti vengono analizzate in maniera indipendente l'una dall'altra anche se la loro mobilitazione richiederebbe spostamenti relativi tra palo e terreno diversi. A tal proposito, se la resistenza laterale raggiunge valori limite per cedimenti dell'ordine dello 0,5% del diametro del palo, la resistenza di punta ha bisogno di cedimenti ben più elevati, in genere dell'ordine del 10% del diametro del palo.

### 1.1.1 Portata limite di base

Per valutare la capacità portante di base vi sono in letteratura svariate soluzioni. Quelle più significative si ritrovano in Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1953), Beretzanzev (1961), Skepton e Yassin (1953).

La soluzione ivi proposta è quella di Terzaghi, che ipotizza la punta del palo come fosse una fondazione superficiale posta alla profondità della punta stessa e che il terreno esistente al di sopra di tale profondità possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace

iniziale (trascurando pertanto il fatto che l'interazione palo-terreno possa modificare tale valore).

$$Q_b = q_{lim.} \cdot A_{base} = q_{lim.} \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)$$

$$q_{lim.} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot B \quad (\text{formula di Terzaghi})$$

$c$  = coesione ( $c=c_u$  B.T.,  $c=c'$  L.T.)

$q$  = sovraccarico  $\rightarrow \sum_i [(\gamma_i - \gamma_{H_2O}) \cdot h_i]$

$\gamma_i$  = peso specifico strato  $i$ -esimo

$\gamma_{H_2O}$  = peso specifico acqua

$h_i$  = spessore strato  $i$ -esimo

$\gamma$  = peso specifico strato di terreno alla punta palo

$B = D =$  diametro palo

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante

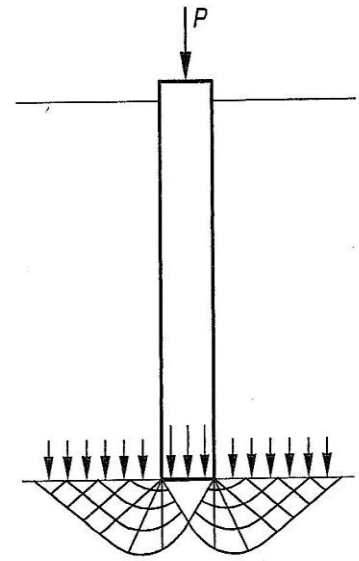


Figura 1.2: resistenza di punta.

Per il calcolo di tali coefficienti si utilizzano formule empiriche proposte da vari autori:

$$N_q = e^{(\pi \cdot tg(\phi'))} \cdot K_p, \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' \quad \phi' = \text{angolo d'attrito strato}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tg(1,4 \cdot \phi') \quad (\text{Meyerhof})$$

E' importante sottolineare che per pali trivellati gli spostamenti richiesti per la mobilitazione della portata di base sono superiori a quelli osservabili nel caso di pali infissi, a causa di processi di rigonfiamento e scarico tensionale associati alle operazioni di realizzazione del foro, poiché aumentano la compressibilità del terreno al di sotto della punta del palo stesso. Infatti come evidenziato dagli studi di De Beer(1988), Reese e O'Neill(1988) e Hirajama(1990), definito come carico limite il valore corrispondente a un cedimento relativo pari al 10%, il carico limite di un palo trivellato risulta compreso tra 1/3 e 1/2 del valore che compete ad un palo infisso.

Dal momento che la portata per attrito laterale viene mobilitata attraverso cedimenti decisamente più piccoli (in genere compresi tra 5 e 15 mm), ne

consegue che le due componenti non possono essere prese in considerazione prescindendo dai cedimenti necessari alla loro mobilitazione, soprattutto pensando al fatto che, per fondazioni su sabbie, il requisito di progetto più restrittivo è quello che riguarda lo stato limite di servizio (cedimenti).

Per tenere in considerazione di questo fatto, si dovrebbe impostare il progetto avendo cura di soddisfare i seguenti requisiti:

- a) per lo stato limite di servizio considerare la portata laterale e solo quella aliquota della portata di base corrispondente al cedimento tollerabile della struttura;
- b) il valore ultimo andrebbe definito come il valore che provoca l'insorgere di uno stato limite ultimo nella struttura, essendo privo di significato (tranne che per il palo isolato) il riferimento a portate corrispondenti a cedimenti relativi dell'ordine del 25% e oltre.

### 1.1.2 Portata limite per attrito laterale

Tradizionalmente la portata per attrito laterale è definita come:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

I metodi attualmente utilizzati per la stima della  $\tau_s$  sono due, il metodo  $\alpha$  e il metodo  $\beta$ .

- Pali in terreni coesivi saturi

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante,  $\tau_s$ , sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

Per questo tipo di terreni è buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.

- Metodo  $\alpha$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

in cui  $\alpha$  è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

Valori di  $\alpha$  suggeriti in letteratura ("Viggiani, 1999"), ( $c_u$  in kPa):

-pali trivellati:  $\alpha = 0,7$

- pali infissi:  $\alpha = 1$

$$\alpha = 0,21 + 0,26 \cdot \frac{P_a}{c_u}$$

- Metodo  $\beta$  (Burland)

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan\delta = (K \cdot \sigma'_{v0}) \cdot \tan\delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

in cui:

$\sigma'_h$  è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo,

$\sigma'_{v0}$  è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo,

K è un coefficiente di spinta, rapporto fra  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_{v0}$ ,

$\tan\delta$  è il coefficiente d'attrito palo-terreno.

$\beta$  è un coefficiente, pari al prodotto ( $K \cdot \tan\delta$ )

Se l'angolo di attrito palo-terreno,  $\delta$ , fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno,  $\phi'$ , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni nello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \text{sen}\phi') \cdot \text{OCR}^{0,5} \quad \tan\delta = \tan\phi'$$

Per terreni coesivi l'angolo di resistenza al taglio,  $\phi'$ , è generalmente compreso tra  $20^\circ$  e  $30^\circ$ , per cui, per un terreno N.C., si otterrebbero valori di  $\beta$  compresi tra 0,24 e 0,29.

Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi normalmente consolidati, il coefficiente  $\beta$  risulta compreso tra 0,25 e 0,40 (Figura 1.3-(a)), per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto  $\beta = 0,3$ ;
- per pali infissi in terreni coesivi sovraconsolidati, i valori del coefficiente  $\beta$  sono molto più dispersi, (Figura 1.3(b)) ma comunque superiori ai valori ottenibili con le ipotesi dell'eq. precedente, che possono essere cautelativamente assunti come valori di progetto;
- per pali trivellati in terreni coesivi normalmente consolidati si può fare riferimento, come valore di progetto, a  $\beta = 0,25$ ;
- per pali trivellati in terreni coesivi sovraconsolidati i valori ottenibili con le ipotesi del metodo  $\beta$  non sono cautelativi, e, come valore di progetto, si può fare riferimento a  $\beta = 0,8$  (Figura 1.3(c)).

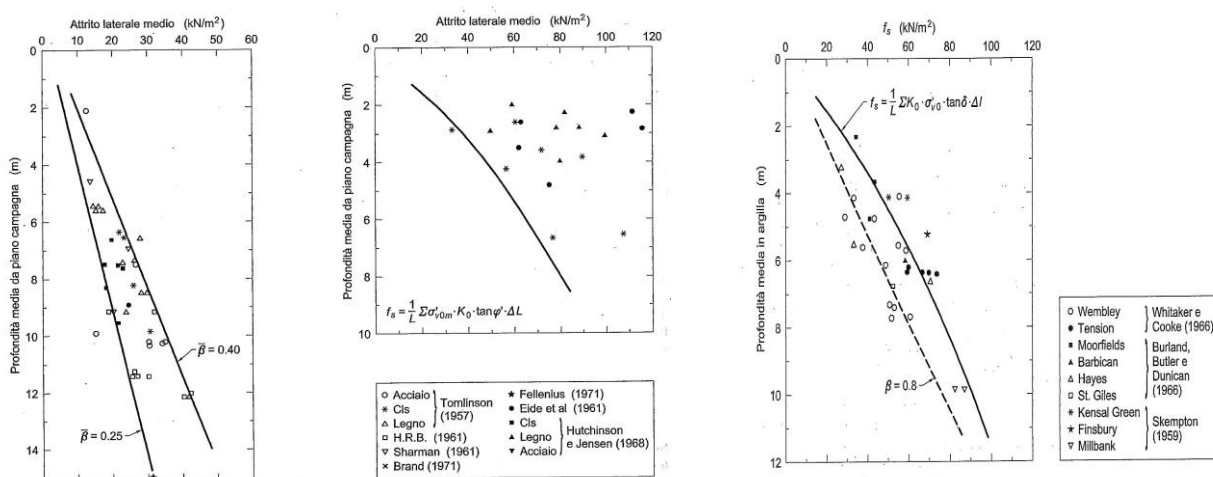


Figura 1.3: (a) pali infissi in argille tenere. (b) Pali infissi in argille consistenti. (c) Pali trivellati in argille consistenti. (Burland, 1973)

- Pali in terreni incoerenti

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi di elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Quindi per la stima di  $Q_s$  si applica il metodo  $\beta$ .

Per la scelta dei valori di  $K$  e di  $\tan\delta$  si può fare riferimento alle indicazioni di Tabella (figura 1.4):

Pali trivellati	$2/3 < K/K_0 < 1.0$
Pali infissi con trascurabile compattazione del terreno	$3/4 < K/K_0 < 5/4$
Pali infissi con significativa compattazione del terreno	$1.0 < K/K_0 < 2.0$

Figura 1.4: valore del rapporto  $K/K_0$  (Kulhawy et al. 1983)

Altri autori (Reese e O'Neill, 1988) sulla base di un'analisi di prove di carico su pali strumentati suggeriscono di assumere, per pali trivellati,  $\beta=0,8$  fino alla profondità di 10 volte il diametro e  $\beta = 0,6$  per profondità maggiori, con la limitazione  $\tau_s \leq 200\text{kPa}$ .

L'applicazione del metodo  $\beta$  per il calcolo delle tensioni tangenziali d'attrito di un palo in terreno sabbioso porta ad assumere una crescita lineare di  $\tau_s$  con la tensione verticale efficace, e quindi con la profondità, che non è in realtà verificata. Probabilmente a causa di fenomeni d'arco (effetto silo), la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo  $\sigma'_h$ , e quindi anche  $\tau_s$ , crescono meno che linearmente con la profondità e tendono a stabilizzarsi ad una profondità critica dipendente dal diametro del palo e dallo stato di addensamento del terreno.



- Portanza laterale in terreni stratificati

Passando ora all'analisi di situazioni reali, dobbiamo far fronte al fatto che in genere i terreni sono stratificati e che si può avere a che fare con terreni di diversa natura, quali possono essere coesivi o puramente attritivi, all'interno della stratigrafia dell'area in esame.

Si introduce quindi la relazione generale:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n \left[ \pi \cdot D \cdot h_i \cdot \left( c_i + \sigma'_{i/2} \cdot \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{(\pi \cdot \phi_i)}{180} \right) \right) \right]$$

D= diametro palo

$h_i$ = altezza strato i-esimo

$\sigma'_{i/2}$ =pressione efficace alla mezzeria dello strato i-esimo

$c_i$ = coesione dello strato i-esimo

$\Phi_i$ = angolo d'attrito strato i-esimo

$\alpha_i$ = coeff. di limitazione dell'aderenza "palo-terreno" strato i-esimo ( $\alpha=0,7$ )

Nello specifico:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v_i t} &= \sigma_{v_{(i-1)t}} + h_i \cdot \gamma_i \\ \sigma_{w_i t} &= h_{f_i} \cdot \gamma_w \\ \sigma'_{v_i t} &= \sigma_{v_i t} - \sigma_{w_i t} \end{aligned} \right\} \text{TOTALI}$$

In mezzeria strato:

$$\sigma'_{v_{mezz.i}} = \sigma'_{v_{(i-1)t}} + \left( h_i \cdot \left( \gamma_i - \left( \sigma_{w_i} - \sigma_{w_{(i-1)}} \right) / h_i \right) / 2 \right)$$

$$\tau_i = c'_i + \sigma'_{v_{mezz.i}} \cdot 0,7 \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{\phi_i \pi}{180} \right)$$

$$Q_{S_i} = \tau_i \cdot h_i \cdot \pi \cdot D$$

$$Q_{S_{tot}} = \sum_{i=1}^n Q_{S_i}$$

## 1.2 Cedimento di un palo isolato

La valutazione del cedimento di un palo isolato potrebbe rivestire in sé scarsa rilevanza applicativa, essendo il compito di un palo quello di trasferire i carichi a strati di terreno aventi caratteristiche meccaniche tali da rendere trascurabili i cedimenti.

L'interesse sta nel fatto che l'analisi del comportamento del palo isolato rappresenta il punto di partenza per l'analisi di una palificata, che può invece manifestare cedimenti significativi (Terzaghi e Peck, 1967).

Anche in questo caso va comunque premesso che il comportamento di una fondazione su pali è influenzato molto più dai dettagli costruttivi che dai parametri del terreno, e, per questo motivo, lo strumento più efficace rimane pur sempre la prova di carico.

I risultati di tali prove dimostrano in generale un comportamento non lineare, dovuto anche a scorrimenti relativi locali, già in presenza di bassi livelli di carico, per cui i modelli lineari risultano affidabili solo in presenza di carichi monotoni e se si introduce un modulo equivalente, che colga gli effetti della non linearità.

Nel seguito si riportano le soluzioni ottenibili dall'assunzione che il palo sia immerso in un mezzo elastico continuo (ma non necessariamente omogeneo), analizzando dapprima il caso di palo rigido.

### 1.2.1 Palo rigido

Si giunge alla soluzione di cedimento verticale tramite considerazioni di equilibrio tra l'interfaccia palo-terreno e a distanza radiale  $R$ .

Il carico è trasferito dal fusto del palo al terreno circostante, con variazioni trascurabili della tensione verticale.

Quindi per equilibrio abbiamo:

$$\tau \cdot R = \tau_0 \cdot R_0$$

dove  $\tau_0$  e  $\tau$  sono le tensioni tangenziali all'interfaccia e a distanza radiale  $R$ .

Se  $w$  è il cedimento verticale del palo, la deformazione di taglio può esprimersi nella forma:

$$\gamma \cong \frac{dw}{dr}$$

Ponendo ( $\gamma = \tau/G$ ) e combinando con le precedenti equazioni si ottiene:

$$w = \int_{R_0}^{R_L} \frac{\tau_0 \cdot R_0}{G \cdot R} = \frac{\tau_0 \cdot R_0}{G} \ln\left(\frac{R_L}{R_0}\right)$$

Il raggio  $R_L$  è la distanza alla quale le deformazioni del terreno possono essere trascurate (detto anche raggio magico, Randolph & Wroth, 1978; formula riportata al par.: 2.2.1 di questa tesi), e in una stima preliminare cautelativa il termine  $\ln\left(\frac{R_L}{R_0}\right)$  è sovente assunto pari a 4.

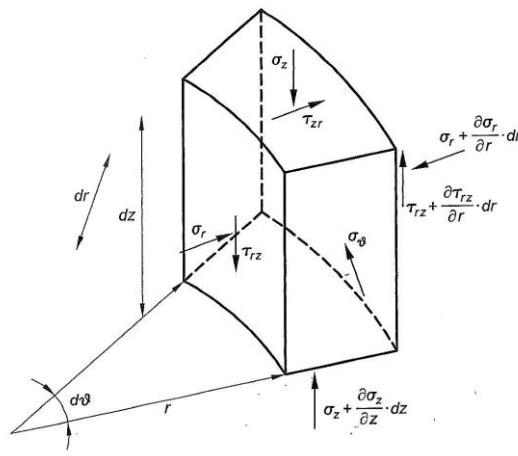


Figura 1.5: stato di sforzo relativo a un elemento di terreno intorno al palo.

La relazione carico-cedimento può essere ottenuta a questo punto osservando che la resistenza laterale è data dall'espressione:

$$P_l = 2\pi R_0 L \tau_0$$

che combinata con l'espressione precedente, fornisce:

$$K_l = \frac{P_l}{w} = \frac{\pi \cdot L \cdot G}{2}$$

Per quanto concerne la portata di base, un'analogia relazione è data dalla soluzione relativa a una piastra rigida interagente con un semispazio elastico (Timoshenko e Goodier, 1970):

$$K_b = \frac{P_b}{w} = \frac{4R_b G_b}{(1 - \nu)}$$

La relazione tra carico totale e cedimento (rigidezza del palo) si ottiene osservando semplicemente che, per l'ipotesi di palo rigido, i cedimenti della base e lungo il fusto devono essere uguali:

$$K_p = \frac{P_T}{w} = K_l + K_b = \frac{P_l + P_b}{w} = \frac{1}{2}(\pi LG) + \frac{4R_b G_b}{(1 - \nu)}$$

Ed in generale, in caso di terreno stratificato, si avrà:

$$K_p = \frac{P_T}{w} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} \pi (L_i G_i) + \frac{4R_b G_b}{(1 - \nu)}$$

dove  $i=1,2,3,\dots,n$  ( $n$ =numero strati);

$L_i$ = altezza strato

$G_i$ = modulo di taglio strato  $i$ -esimo

$R_b$ = raggio base palo

$G_b$ = modulo di taglio alla base

$\nu$  = coefficiente di Poisson

Un altro metodo per il calcolo dei cedimenti è quello introdotto da Poulos, 1974, il quale ha studiato il comportamento di un palo, rigido per ipotesi, immerso in un spazio elastico omogeneo ed isotropo.

Per il calcolo dei cedimenti relativi al palo caricato assialmente si utilizza la formula di seguito riportata:

$$w = \frac{P}{LE_s} I_w$$

dove:  $P$  = carico assiale applicato in testa palo

$L$  = lunghezza palo

$E_s$  = modulo elastico di Young del terreno omogeneo

$I_w$  = fattore d'influenza

Per la stima del fattore d'influenza,  $I_w$ , sono stati introdotti diversi grafici in relazione al rapporto tra la lunghezza del palo ed uno strato di terreno più rigido (bedrock),  $h/L$ , e per diversi valori del coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Si riportano alcuni dei grafici introdotti da Poulos:

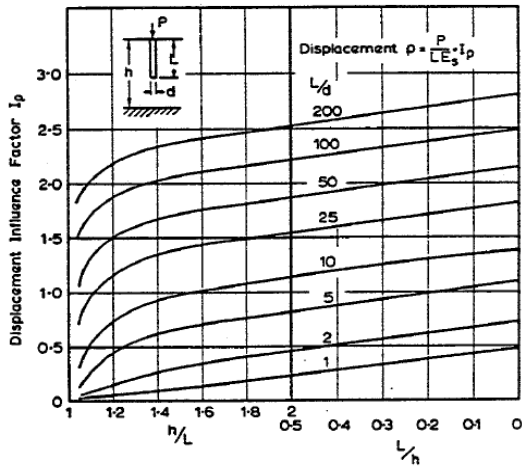


FIG.13.5 Displacement of incompressible pile in finite layer.  $v_s = 0.4$ .

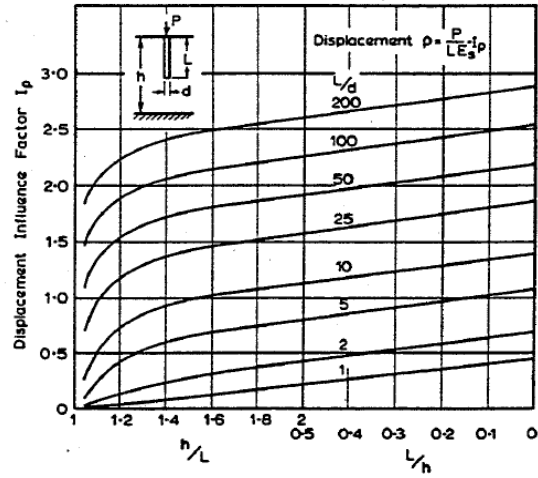


FIG.13.6 Displacement of incompressible pile in finite layer.  $v_s = 0.5$ .

In seguito è stata rimossa l'ipotesi di rigidità infinita del palo ed è stata studiata la compressibilità del palo in relazione a quella del suolo attraverso la seguente formula:

$$K = \frac{E_p}{E_s} R_A$$

dove:  $E_p$  = modulo di Young del palo

$E_s$  = modulo di Young del terreno

$R_A$  = area della sezione del palo  $\rightarrow (\pi D^2) / 4$

Si riporta l'andamento delle tensioni di taglio all'interfaccia relative al palo comprimibile in relazione alla rigidità relativa, alla profondità normalizzata, ed ai cedimenti normalizzati ed il grafico relativo al fattore d'influenza per i cedimenti in testa palo ed alla base:

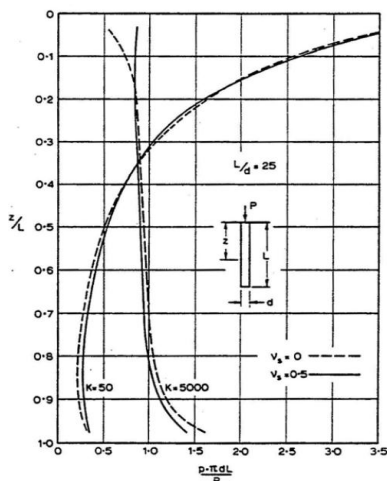


FIG.13.9 Effect of pile compressibility on shear stress distribution (Mattes and Poulos, 1969).

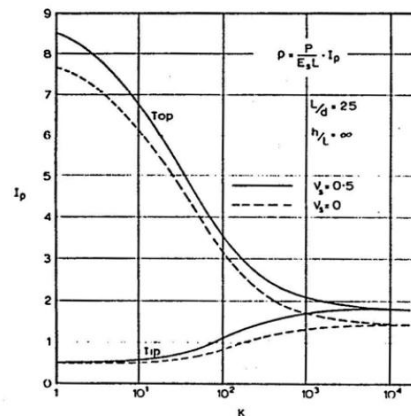


FIG.13.11 Top and tip displacements of compressible floating pile (Mattes and Poulos, 1969).

### 1.2.2 Palo flessibile

Relativamente all'assunzione di palo rigido si può osservare che tale ipotesi è verificata se sussiste la seguente disuguaglianza (Fleming et al., 1985):

$$\frac{L}{R_0} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

Al contrario, se:

$$\frac{L}{R_0} \geq 3 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

il palo può essere considerato di lunghezza infinita, nel senso che in questo caso il carico non raggiunge la base, ma viene equilibrato dall'attrito del terreno sviluppato lungo un tratto, definito *lunghezza attiva*, pari a:

$$L_a = 3R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

In quest'ultimo caso la relazione carico-cedimento può essere valutata con l'espressione approssimata (Fleming et al., 1985):

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

nella quale  $G_L$ ,  $G_{av}$  sono rispettivamente il valore del modulo di taglio alla profondità corrispondente alla lunghezza attiva e il valor medio nell'ambito di tale lunghezza.

In base all'ipotesi iniziale di equilibrio si può osservare come elevate tensioni tangenziali vengano a svilupparsi al contatto palo-terreno, dando luogo a movimenti relativi che sono responsabili di una risposta non lineare già in presenza di modesti carichi.

Avendo imposto ( $\gamma \cong \frac{dw}{dr}$ ), il cedimento del palo è dovuto alle distorsioni imposte al terreno, ipotesi convalidata dall'osservazione che le pressioni interstiziali sviluppate durante la fase di carico sono modeste, a supporto anche dell'approccio di calcolo della capacità portante in termini di tensioni efficaci.

### 1.3 Comportamento dei pali in gruppo caricati assialmente

L'analisi relativa al cedimento di un palo isolato porta alla conclusione che il campo deformativo nell'intorno del palo è descritto dall'equazione differenziale (memoria di Costanzo e Lancellotta, 1998):

$$\frac{d^2w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = 0$$

Integrando tale equazione con le due condizioni al contorno:

a)  $w = 0$  quando la distanza radiale ha un valore sufficientemente grande, ossia  $r = R_l$ ;

b)  $w = w_0$  se  $r = R_0$ , si ottiene  $w(r) = w_0 \left[ 1 - \frac{\ln\left(\frac{r}{R_0}\right)}{\ln\left(\frac{R_l}{R_0}\right)} \right]$

Se a questo punto si introducono le assunzioni che, in fase di esercizio, il carico sia equilibrato dall'attrito laterale e che per il campo di spostamenti valga la sovrapposizione degli effetti, il cedimento complessivo del palo  $i$ -esimo inteso come somma del cedimento prodotto dal proprio carico e delle aliquote indotte dai pali adiacenti, sarà dato da:

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

avendo posto

$$\alpha_{ij} = \left[ 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_{ij}}{R_0}\right)}{\ln\left(\frac{R_l}{R_0}\right)} \right]$$

e  $w_0 = \frac{P}{K_v}$ , essendo  $K_v$  la rigidezza alla traslazione verticale del palo.

Il coefficiente  $\alpha_{ij}$  dato dall'equazione precedente è definito *coefficiente di interazione* (Poulos, 1968).

Figura:1.6-1.7(a),(b): alcuni dei grafici presenti sul relativo libro di Poulos(1974), inerenti al coefficiente di interazione:

figure: 1.6):fattore d'interazine per due pali "floating"(galleggianti) in un terreno semi-infinito; 1.7(a): fattore d'interazione per due pali rigidi in uno

strato finito; 1.7(b): effetto di  $\nu_s$  sul fattore d'interazione per due pali "floating" in un terreno semi-infinito.

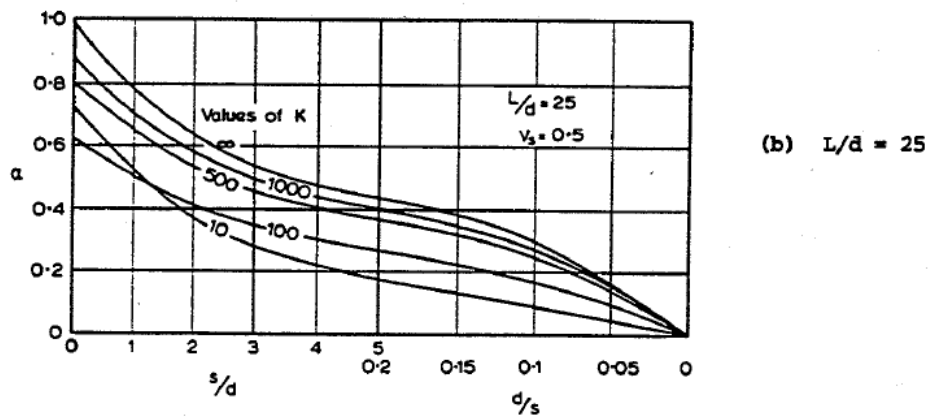


Figura 1.6): fattori d'interazione per due pali galleggianti in un terreno semi-infinito.

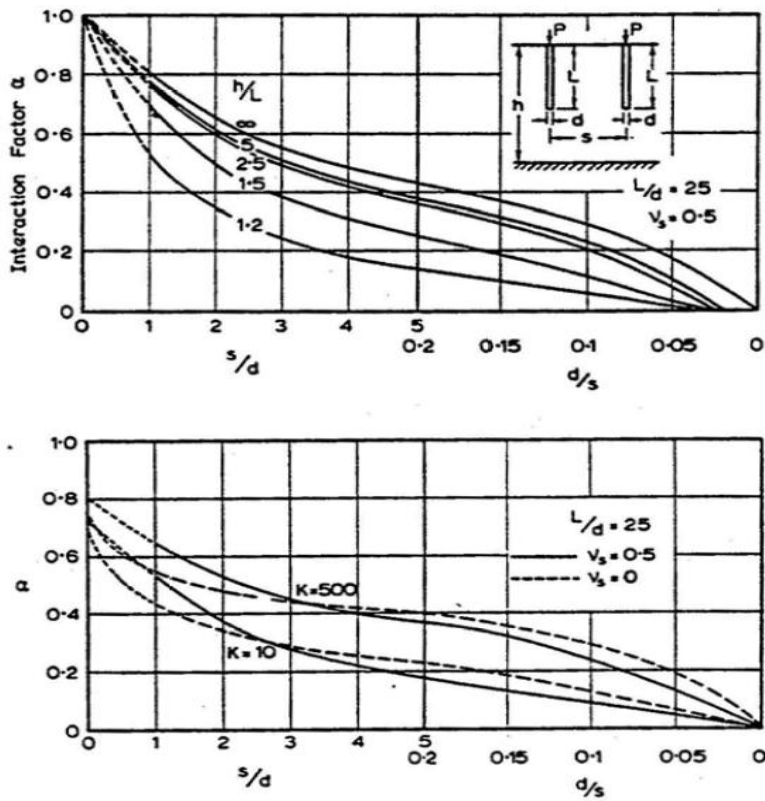


Figura 1.7-(a):fattori d'interazione per due pali incompressibili in strato finito.(b): effetto di  $\nu_s$  sui coefficienti d'interazione per due pali galleggianti in un terreno semi-infinito.

In pratica i pali sono collegati in testa da un plinto generalmente rigido. Se si impongono le  $n$  condizioni di uguaglianza dei cedimenti dei pali, unitamente all'equazione generale di equilibrio alla traslazione verticale, si



possono ricavare le  $(n + 1)$  incognite rappresentate dai carichi trasmessi ai pali e dal cedimento rigido del plinto.

I risultati che si ottengono mostrano quanto segue:

- i pali di bordo sono quelli maggiormente sollecitati;
- le differenze nella distribuzione dei carichi aumentano all'aumentare del numero di pali, al crescere del rapporto di snellezza e al diminuire dell'interasse.

Per valutare in maniera diretta il cedimento di un gruppo di pali, non considerando il contributo della platea di collegamento, si può utilizzare la formula suggerita da Fleming et al.(1985):

$K_G = n^{(1-\beta)}K_p$  (rigidezza traslazione verticale)  $\rightarrow$   $\delta_G = n^{(1-\beta)}\delta_p$  (cedimento) in cui  $\beta$  è un coefficiente dell'ordine di 0,3-0,4 per le sabbie e 0,4-0,6 per le argille.

In genere:  $\delta_G = \sqrt{n} \cdot \delta_p$  (argille:  $\beta = 0,5$ ).

## 1.4 Interazione palo-terreno carico assiale

La capacità portante di un palo caricato assialmente abbiamo detto essere data da resistenza di punta e portanza laterale. Per il calcolo del contributo dovuto all'attrito laterale,  $\tau_s$ , si tiene conto del tensione efficace orizzontale (radiale),  $\sigma'_h$ , e l'angolo d'attrito all'interfaccia,  $\delta$ :

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan\delta$$

Il valore di  $\delta$ , e particolarmente di  $\sigma'_h$ , dipendono dal complesso processo che si manifesta durante l'installazione del palo e dalla consolidazione del terreno vicino al palo stesso.

La dipendenza della capacità resistente laterale dalla condizione del terreno nelle immediate vicinanze del palo contribuisce senza ombra di dubbio alla dispersione dei risultati delle prove di carico su pali. Infatti, in un singolo sito di prova, è facile che i valori di resistenza laterale, normalizzata per la resistenza media a taglio non drenata ( $c_u$ ), o per la tensione verticale efficace ( $\sigma'_{v0}$ ), varino ampiamente, sottolineando la sensibilità ai dettagli del processo d'installazione. Come esempio estremo di quanto detto, si può trovare nel database di misurazioni sulla resistenza laterale di test condotti su pali a Pentre, Chow (1997), valori di  $(\tau_s/c_u)$  o  $(\tau_s/\sigma'_{v0})$ , che si discostano di  $\pm 35\%$  dal valore medio, senza un trend apparente in relazione alla profondità o alle caratteristiche del terreno.

E' ormai accettato che i parametri di correlazione semplice  $\alpha$  ( $\tau_s/c_u$ ) e  $\beta$  ( $\tau_s/\sigma'_{v0}$ ) sono funzioni complesse dei parametri del suolo, spesso molto incerte quali l'indice di plasticizzazione, la sensitività, e via dicendo. Sono state introdotte correlazioni per l'attrito laterale del fusto che sono funzione della resistenza al taglio e della tensione verticale efficace. All'inizio tale correlazione era espressa tramite un coefficiente lambda  $\lambda = \tau_s/(2c_u + \sigma'_{v0})$ ; Vijayvergiya & Focht, (1972), e più recentemente tramite le linee guida dell'Istituto American Petroleum, (API, 1993), basate sugli studi di Randolph & Murphy (1985), è stato proposto di stimare la resistenza per attrito laterale come il maggiore tra i seguenti valori:

$$\tau_s = 0,5\sqrt{c_u \cdot \sigma'_{v0}}$$

$$\tau_s = 0,5 \cdot c_u^{0,75} \sigma'_{v0}{}^{0,25}$$

In tutte queste correlazioni sembra vi sia un effetto di riduzione della resistenza media d'attrito lungo il fusto all'incrementare del rapporto geometrico del palo ( $L/D$ ). Questo problema è stato affrontato immettendo correzioni che tengano conto del rapporto geometrico del palo al di sopra di una certa soglia, oppure usando correlazioni con leggi di potenza come quella proposta da Kolk & Van der Velde (1996):

$$\tau_s = 0,55 \cdot c_u^{0,7} \sigma'_{v0}{}^{0,3} \left( \frac{40}{L/D} \right)^{0,2}$$

E' chiaro, comunque, che le correlazioni proposte precedentemente sono del tutto empiriche, ed i coefficienti di variazione eccedono al massimo del 25%.

L'apparente riduzione dell'attrito laterale normalizzato in relazione al rapporto geometrico del palo, ( $L/D$ ), è stata attribuita a due principali meccanismi, associati rispettivamente alla fase d'installazione e a quella di carico. Quest'ultima è stata affrontata da Randolph (1983), che ha mostrato che, dove la risposta al carico di trasferimento presenta incrudimento, la "rottura" progressiva del sistema palo-terreno può portare a significativa riduzione della capacità portante. La figura-1.8 mostra il profilo dei cedimenti lungo un palo, e gli stati relativi lungo le curve di trasferimento del carico nelle posizioni A, B e C:

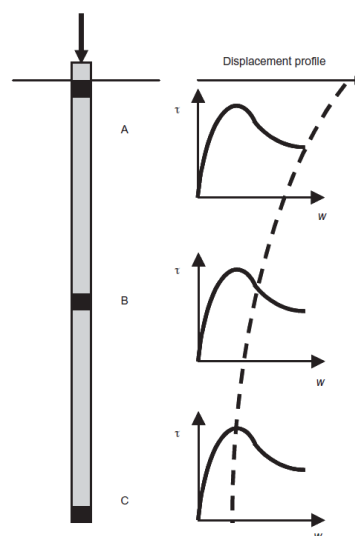


Fig. 2. Progressive failure of pile in strain-softening soil

Figura 1.8: crisi progressiva del palo immerso in un terreno a deformazione con incrudimento.

Il grafico presentato da Randolph (1983), mostra che, per pali in cui la capacità portante di punta è molto inferiore a quella per attrito laterale, il fattore di riduzione,  $R_f$ , definito come:

$$R_f = \frac{Q_{actual}}{Q_{rigid}}$$

dove  $Q_{actual}$  è l'effettiva capacità resistente e  $Q_{rigid}$  è la capacità portante ideale di un palo rigido (calcolata come attrito laterale di picco integrato), può essere espresso come una funzione (a) della differenza di incrudimento  $\xi = \tau_{residual}/\tau_{peak}$  e (b) della compressibilità del palo.

La compressibilità del palo può essere convenientemente espressa come il rapporto tra l'accorciamento elastico del palo, considerato come una colonna libera soggetta ad un carico equivalente alla resistenza per attrito laterale  $\pi DL(\tau_{peak})_{media}$ , e lo spostamento locale,  $\Delta w_{res}$ , necessario al passaggio dal valore d'attrito laterale di picco a quello residuo. Quindi il fattore di compressibilità,  $K$ , è definito come:

$$K = \frac{\pi DL^2 / (EA)_{palo}}{\Delta w_{res}}$$

dove  $(EA)_{palo}$  è la rigidezza della sezione trasversale del palo. Il fattore di riduzione,  $R_f$ , sarà influenzato in qualche misura dalla rigidezza del terreno (o dagli spostamenti locali dovuti all'attrito di picco sul fusto), e lo sarà anche la forma precisa delle curve di trasferimento di carico. Pertanto la riduzione effettiva dovrebbe essere valutata per qualsiasi caso, mediante analisi numerica. Tuttavia, in prima approssimazione per i calcoli di progettazione preliminare, il fattore di riduzione può essere espresso come:

$$R_f \approx 1 - (1 - \xi) \left(1 - \frac{1}{2\sqrt{K}}\right)^2 \quad \text{per } K > 0,25$$

con  $R_f$  preso approssimativamente uguale a 1 per valori di  $K$  più piccoli di 0,25.

La risposta del trasferimento di carico con incrudimento, sorge dalla riduzione della tensione orizzontale effettiva (radiale),  $\sigma'_h$ , sul fusto del palo, ma soprattutto, dalla riduzione dell'angolo d'attrito,  $\delta$ , ad un valore

residuo. Prove di taglio ad anello suggeriscono che il fattore,  $\xi$ , potrebbe ricadere nell'intervallo 0,5-0,8 (rispetto ad un valore di 0,7 suggerito nelle linee guida dell'Istituto American Petroleum API, 1993), considerando argille ad alta e moderata plasticità per ampi livelli di tensione efficace. Le prove di taglio ad anello mostrano che la maggior parte dell'incrudimento si verifica entro spostamenti relativamente piccoli (10-30mm), anche se è possibile che  $\Delta w_{res}$  per pali "full-scale" sia in qualche modo più grande. Per le geometrie dei moderni pali da offshore, dove il rapporto  $L/D$  raramente supera 60, tipicamente i valori di  $K$  non superano 5-10, dando origine ad un fattore di riduzione di circa **0,65-0,9**. Questo processo di "rottura" progressiva, dunque, può portare ad una significativa riduzione della capacità portante ideale.

## 1.5 Palo singolo sollecitato da forze ortogonali all'asse

Il caricamento di un palo con forze perpendicolari all'asse, quali possono essere una forza orizzontale o un momento applicati in testa-palo portano a dover considerare una condizione di carico non simmetrica su corpi assialsimmetrici quali sono i pali.

Il trasferimento delle sollecitazioni ortogonali considerate, tra palo esaminato e terreno circostante, si basa sulla resistenza laterale del terreno. Infatti, nel momento in cui il palo tenta di spostarsi orizzontalmente nella direzione del carico applicato, origina momento, rotazione o traslazione del palo stesso e preme il terreno a contatto in cui si generano sollecitazioni di compressione e taglio (RESISTENZA LATERALE). Questo meccanismo resistente, parallelamente alle tensioni tangenziali che si generano sul fusto grazie all'attrito tra palo e terreno (RESISTENZA ATTRITIVA), bilancia le forze orizzontali esterne e permette il soddisfacimento della condizione di equilibrio del momento del palo.

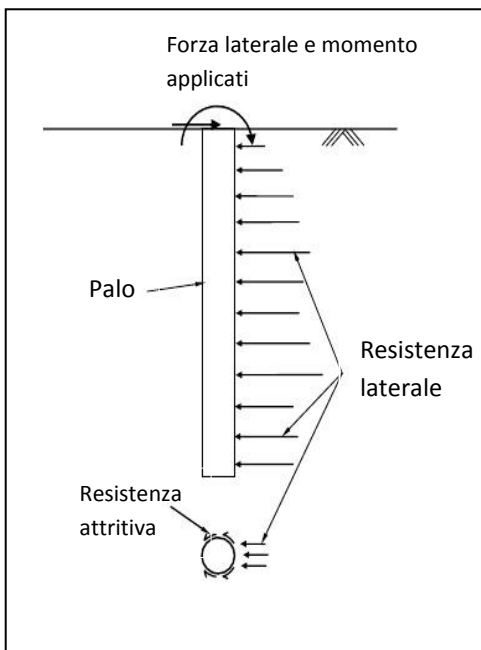


Figura 1.9:meccanismo resistente palo con sollecitazioni ortogonali all'asse.

Il modo più semplice di analizzare un palo soggetto a forze di questo tipo è quello di far riferimento a un modello di suolo alla Winkler, più precisamente come se fosse una trave su suolo elastico. Questo approccio è stato ampiamente utilizzato da Reese e Matlock (1956), che ne hanno mostrato i vantaggi, rappresentanti soprattutto dalla possibilità di tener conto della risposta non lineare del terreno e di variazioni stratigrafiche. I limiti sono

rappresentati, al solito, dal fatto che il modulo di reazione non rappresenta una proprietà del terreno e dall'impossibilità di utilizzare tale modello nelle analisi di interazione tra i pali in gruppo.

Più recentemente Poulos(1971) e Randolph(1981) hanno risolto il problema nell'ipotesi di *mezzo continuo*.

Il comportamento del palo sollecitato da forze perpendicolari all'asse immerso in un terreno con modulo di Young pari ad  $E_s$  e coefficiente di Poisson  $\nu_s$ , dipende dalla sua flessibilità. Tale caratteristica può essere tenuta in considerazione in termini di lunghezza adimensionalizzata (Broms,1964a, 1964b), fattore di flessibilità,  $K_r$  (Poulos, 1971), oppure tramite la rigidezza relativa palo-terreno,  $E_{palo} / G^*$  (Randolph, 1981).

Il modello considerato è quello di Randolph, (1981), il quale, dopo aver eseguito un ampio studio parametrico, analizzando svariati tipi di terreno e pali con caratteristiche geometriche e meccaniche diverse, ha riscontrato che l'effetto della variazione del coefficiente di Poisson ( $\nu_s$ ) del terreno, può essere rappresentato approssimativamente considerando un modulo equivalente di taglio ( $G^*$ ), definito come:

$$G^* = G_s \cdot (1 + 0,75\nu_s)$$

dove  $G_s$  è il modulo di taglio del terreno valutato alla profondità  $l_c/2$ .

Secondo Randolph, lo spostamento orizzontale ( $u$ ) e la rotazione ( $\vartheta$ ) alla testa del palo (entrambi misurati nella direzione dei carichi applicati) dipende dalla rigidezza relativa tra palo-terreno ( $E_{palo}/G^*$ ) e dalla geometria del palo stesso ( $L/D$ ), ( con  $L$ =altezza palo e  $D$ =diametro).

Detto ciò, in relazione a questi due parametri, si distinguono tre casi:

- 1) palo flessibile
- 2) palo rigido
- 3) comportamento intermedio

A tal proposito, è stato introdotto il concetto di *lunghezza critica* ( $l_c$ ), che funge da frontiera per il caso di palo flessibile (che si comporta come fosse infinitamente lungo). Tale parametro vale:

$$l_c = D \cdot \left[ \frac{E_{palo}}{G^*} \right]^{2/7} = D \cdot \left[ \frac{E_{palo}}{G_s \cdot (1 + 0,75\nu_s)} \right]^{2/7}$$

I risultati dello studio agli elementi finiti sono riportati nelle seguenti figure:  
 (nei grafici  $D=L$ =lunghezza palo e  $B=D$ =diametro palo)

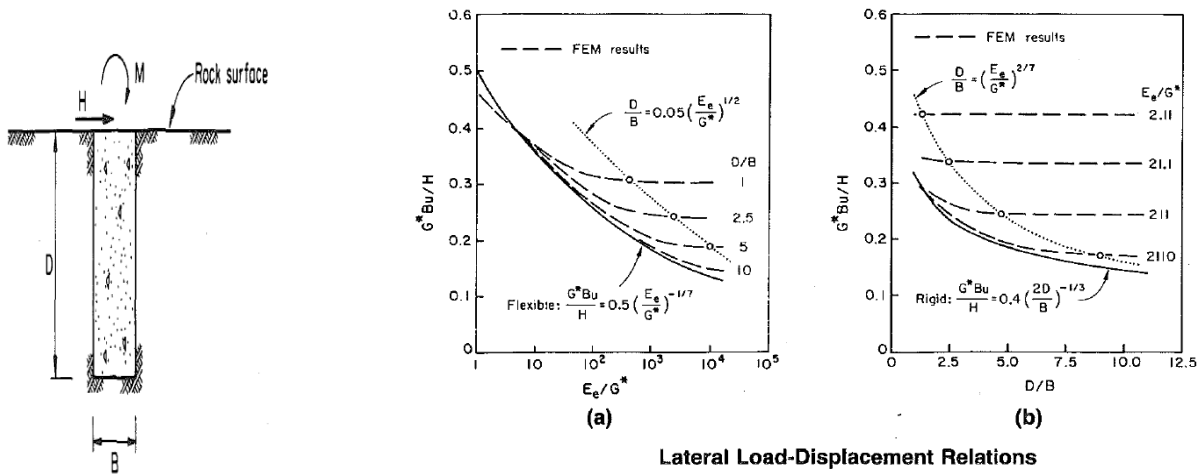


Figura 1.10: relazione carico-cedimento laterale.

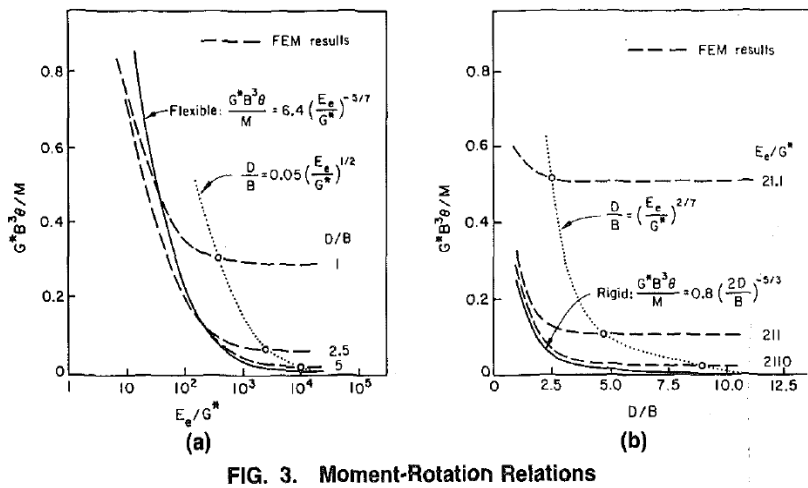


FIG. 3. Moment-Rotation Relations

Figura 1.11: relazione tra momento e rotazione.

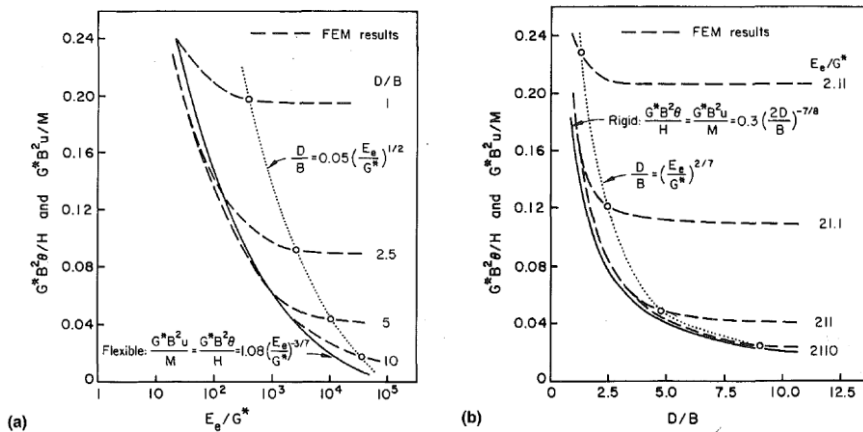


Figura 1.12:(a)relazione carico laterale-rotazione,b)relazione momento-cedimento.



### 1.5.1 Palo flessibile

Per il caso in cui la lunghezza del palo in esame supera il valore di  $l_c$  :

$$L \geq l_c$$

la risposta del palo dipende solo dalla rigidezza relativa palo-terreno ( $E_{palo}/G^*$ ) e dal coefficiente di Poisson del terreno ( $\nu_s$ ), e non dalla geometria del palo, in particolare da  $(L/D)$ . Nelle figure 1.10-1.12(b) la curva tratteggiata corrisponde alla condizione di uguaglianza della formula di  $l_c$ , dove si può vedere che le previsioni agli elementi finiti sono effettivamente indipendenti dal rapporto geometrico  $(L/D)$ , ogni volta che la condizione  $(L \geq l_c)$  è verificata. Tale struttura è detta flessibile, e le seguenti espressioni in forma chiusa, introdotte da Randolph, forniscono approssimazioni accurate per gli spostamenti e le sollecitazioni:

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

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

nelle quali

$$F = \left[ \frac{E_{palo}}{G_s(1+0,75\nu_s)} \right]^{\frac{1}{7}} / [\rho G_s(1+0,75\nu_s)]$$

$$\rho = \text{grado di eterogeneità} = \frac{G(z=l_c/4)}{G_s}$$

e  $G_s$  è il modulo di taglio del terreno valutato alla profondità  $l_c/2$ .

Il massimo momento prodotto dalla forza  $H$  è pari a:

$$M_{max} = 0,1 \frac{Hl_c}{\rho}$$

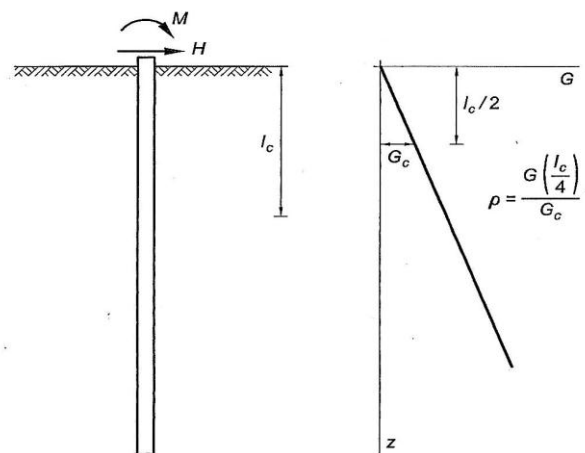


Figura 1.13: nomenclatura utilizzata.

Tale momento si produce in una sezione posta a  $l_c / 4$  dalla testa del palo, nel caso di terreno omogeneo, o a  $l_c / 3$  nel caso in cui il modulo del terreno cresca linearmente con la profondità. Per quanto concerne invece la distribuzione dei momenti prodotti da una coppia applicata in testa, si può assumere una variazione lineare, che si smorza in corrispondenza di una sezione posta ad una distanza pari alla lunghezza critica.

Se il palo ha l'estremità impedita di ruotare, imponendo la condizione di rotazione nulla si può ottenere il massimo momento in testa:

$$M_{inc.} = -0,5 \frac{0,375 H l_c}{\sqrt{\rho}}$$

e lo spostamento vale:

$$u = F \left( 0,27 - \frac{0,11}{\sqrt{\rho}} \right) H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1}$$

Randolph ha verificato l'esattezza di tali relazioni nei seguenti intervalli dei parametri considerati:

$$10^2 \leq \frac{E_{palo}}{E_s} \leq 10^6 \quad \text{e} \quad L/D \geq 10.$$

Studi posteriori da parte di Carter & Kulhawy(1990), hanno allargato questi intervalli:

$$1 \leq \frac{E_{palo}}{E_s} \leq 10^6 \quad \text{e} \quad L/D \geq 1.$$

### 1.5.2 Palo rigido

Nel caso di palo rigido gli spostamenti del palo non dipendono dalla rigidezza relativa palo-terreno ( $E_{palo}/G^*$ ), ma solo dal rapporto geometrico del palo ( $L/D$ ) e dal coefficiente di Poisson del terreno. Le curve tratteggiate nelle figure 1.10-1.12(a) , indicano che un palo si comporta come corpo rigido quando:

$$L \leq D \cdot 0,05 \left( \frac{E_{palo}}{G^*} \right)^{1/2}$$

$$\frac{E_{palo}}{G^*} / \left( \frac{D}{2L} \right)^2 \geq 100$$

Con sufficiente approssimazione lo studio di Carter & Kulhawy(1990) porta a considerare le seguenti relazioni:

$$u = 0,4 \left( \frac{H}{G^*D} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-1/3} + 0,3 \left( \frac{M}{G^*D^2} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-7/8}$$

$$\vartheta = 0,3 \left( \frac{H}{G^*D^2} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-7/8} + 0,8 \left( \frac{M}{G^*D^3} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-5/3}$$

Forme appropriate di queste equazioni sono rappresentate come curve continue nelle figure 1.10-1.12(b), dove si può notare sufficiente accordo con la soluzione agli elementi finiti. Siccome il palo si muove come un corpo rigido è interessante introdurre la relazione da cui si ricava il valore della profondità del centro di rotazione del palo ( $z_c$ ) intorno al quale ruota:

$$\frac{z_c}{D} = \frac{0,4 \left( \frac{2h}{D} \right)^{-1/3} + 0,3 \left( \frac{e}{D} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-7/8}}{0,3 \left( \frac{2h}{D} \right)^{-7/8} + 0,8 \left( \frac{e}{D} \right) \left( \frac{2h}{D} \right)^{-5/3}}$$

dove  $e = M/H =$  eccentricità verticale della forza orizzontale applicata.

L'accuratezza di tali espressioni è verificata nel seguente range di parametri:

$$\frac{E_{palo}}{E_s} \geq 1 \quad \text{e} \quad 1 \leq L/D \leq 10 .$$

### 1.5.3 Comportamento intermedio

Il palo ha comportamento intermedio, quando la lunghezza del palo è delimitata come segue:

$$0,05D \left( \frac{E_{palo}}{G^*} \right)^{1/2} < L < D \left( \frac{E_{palo}}{G^*} \right)^{2/7}$$

Le figure 1.10-1.12 mostrano che, in questo caso, le previsioni agli elementi finiti sono quasi sempre maggiori delle previsioni per palo flessibile e per palo rigido e, tipicamente, gli spostamenti per il caso intermedio superano il massimo delle previsioni degli altri due casi di non più del 25%. Per semplicità, senza sacrificare troppa accuratezza, si suggerisce che gli spostamenti nel caso intermedio debbano essere adottati 1,25 volte il massimo di entrambi: 1) lo spostamento predetto di un palo rigido con lo stesso rapporto geometrico ( $L/D$ ) del palo reale; o 2) lo spostamento predetto di un palo flessibile con la stessa rigidezza relativa ( $E_{palo}/G^*$ ) del palo reale.

I valori calcolati in questo modo, nella maggior parte dei casi, sono leggermente maggiori di quelli dati da una più rigorosa analisi agli elementi finiti per pali nella condizione intermedia.

## 1.6 Metodo di Gibson

Nel caso generale, in cui ci si trova di fronte ad un terreno stratificato, e si deve calcolare il valore della lunghezza critica

$$l_c = D \cdot \left[ \frac{E_{palo}}{G^*} \right] = D \cdot \left[ \frac{E_{palo}}{G_s \cdot (1 + 0,75v_s)} \right],$$

si intuisce che nella formula compare il valore di  $G_s$  che è il modulo di taglio alla profondità  $l_c/2$ , valore il quale deve ancora essere calcolato.

È necessario, quindi, introdurre un procedimento iterativo che porti ad una approssimazione del valore di  $l_c$  che ad ogni step conduca ad una miglior stima del parametro.

Tale procedimento è stato studiato da Gibson, (1967), che ha preso in considerazione un mezzo eterogeneo con modulo elastico variabile linearmente con la profondità.

Per terreni con proprietà fisiche relativamente uniformi, una variazione continua può essere espressa da una funzione del modulo elastico del tipo:

$$E_z = E_o + k_e \cdot z^n$$

conservando l'ipotesi di indipendenza del modulo di Poisson,  $\nu$ , dalla profondità  $z$ . In essa  $E_o$  è il modulo di deformazione in corrispondenza del limite del semispazio ( $z=0$ ),  $k_e$  è il gradiente della variazione del modulo con la profondità  $z$ . Sia il coefficiente  $k_e$  che l'esponente  $n$  sono indici caratteristici del terreno, in particolare  $n=1$  in terreni coesivi normalmente consolidati, essendo  $E$  proporzionale a  $\sigma'_{v_0}$  e quindi a  $z$ .

Nel caso in esame è necessario sostituire nella formula introdotta da Gibson i moduli elastici  $E$  con i moduli di taglio  $G$ , e lo si può fare attraverso la relazione della teoria dell'elasticità:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Ottenendo:

$$G_z = G_o + k_e \cdot z$$

Tale equazione, che è la retta interpolante i moduli di taglio per ogni strato, è la relazione che serve per far iterare la formula di  $l_c$  sino ad ottenere una variazione, tra uno step e l'altro, sufficientemente piccola. Come valore di partenza per  $l_c$  si può assumere un valore di circa 10 metri.

## 1.7 Comportamento dei pali in gruppo caricati orizzontalmente

Il problema dell'interazione tra pali in gruppo caricati da forze orizzontali e momenti è stato trattato da Poulos, (1971b), il quale ha condotto uno studio parametrico variando il rapporto  $s/d$  (interasse tra i pali adimensionalizzato), il parametro  $K_R$  (fattore di flessibilità del palo  $= (E_p I_p) / (E_s L^4)$ ).

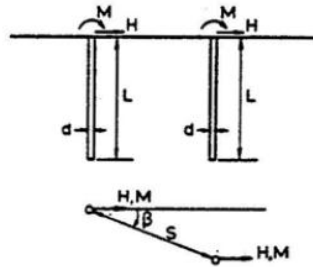


Figura 1.14: interazione tra due pali identici caricati ortogonalmente all'asse.

L'aumento negli spostamenti e nelle rotazioni alla testa del palo, dovuto alla presenza di un palo adiacente con le stesse caratteristiche, può essere espresso, come nel caso di pali caricati assialmente, da un *fattore d'interazione*  $\alpha$ :

*Def.: "rapporto di incremento di spostamenti (o rotazioni), a causa della presenza del palo adiacente, in confronto allo spostamento (o rotazione) del palo singolo." (Poulos, 1971)*

Sono considerati cinque fattori:

$\alpha_{\rho H}$  = fattore d'interazione per spostamenti dovuti a solo carico orizzontale

$\alpha_{\rho M}$  = fattore d'interazione per spostamenti dovuti a solo momento

$\alpha_{\theta H}$  = fattore d'interazione per rotazioni dovute a solo carico orizzontale  
( $\alpha_{\theta H} = \alpha_{\rho M}$ )

$\alpha_{\theta M}$  = fattore d'interazione per rotazioni dovute a solo momento

$\alpha_{\rho F}$  = fattore d'interazione per spostamento di pali incastrati in testa

I valori di tali fattori sono rappresentati nei seguenti grafici in rapporto all'interasse tra i pali adimensionalizzato ( $s/d$ ), per diversi valori di  $K_R$  e  $L/d$ .

Si riportano i grafici relativi a  $K_R=10^{-3}$ , sul testo di Poulos ('Elastic Solution for Soil and rock Mechanics',1974) sono presenti grafici relativi a valori  $K_R=10^{-5}$ ; 0,1 ;  $10^{-3}$ ; 10.

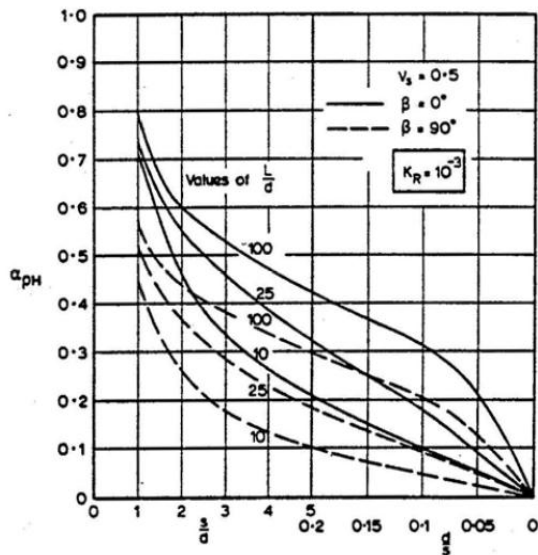


FIG.14.23 Interaction factor  $\alpha_{\rho H}$ .  $K_R = 10^{-3}$

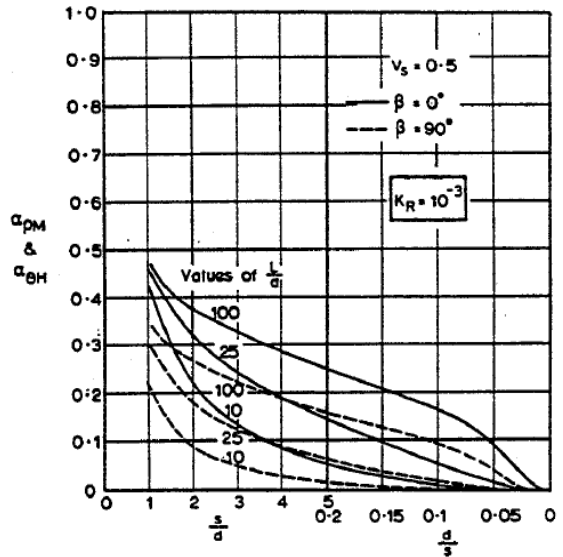


FIG.14.27 Interaction factors  $\alpha_{\rho M}$  and  $\alpha_{\theta H}$ .  $K_R = 10^{-3}$

Figura 1.15:(a)fattori d'interazione  $\alpha_{\rho H}$  ( $K_R=10^{-3}$ ); (b) fattori d'interazione  $\alpha_{\rho M}$  e  $\alpha_{\theta H}$  ( $K_R=10^{-3}$ ).

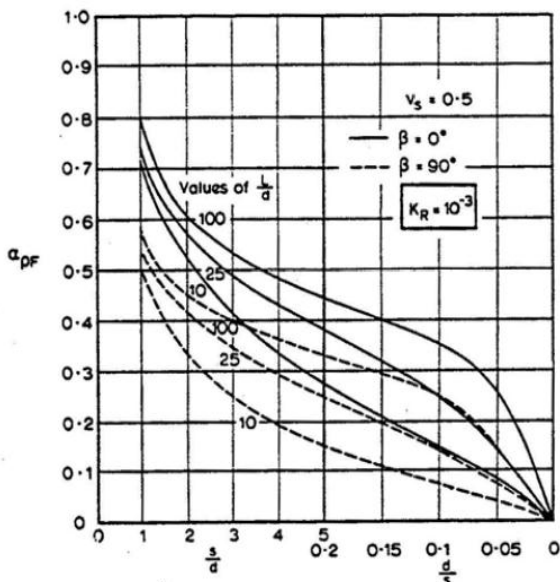


FIG.14.31 Interaction factor  $\alpha_{\rho F}$ .  $K_R = 10^{-3}$

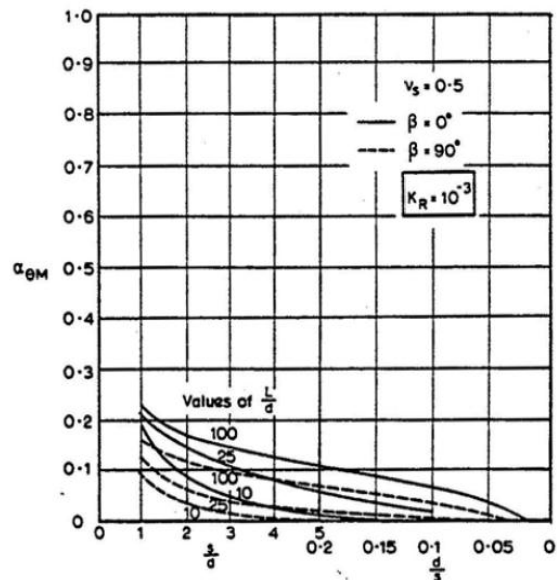


FIG.14.35 Interaction factor  $\alpha_{\theta M}$ .  $K_R = 10^{-3}$

Figura 1.16:(a) fattori d'interazione  $\alpha_{\rho F}$  ( $K_R=10^{-3}$ ); (b) fattori d'interazione  $\alpha_{\theta M}$  ( $K_R=10^{-3}$ ).

Lo spostamento orizzontale di un palo  $i$  in un gruppo di  $k$  pali è dato (per il caso di palo libero di ruotare in testa) da:

$$\rho_i = \bar{\rho}_H \left( \sum_{j=1, j \neq i}^k H_j \alpha_{\rho H ij} + H_i \right) + \bar{\rho}_M \left( \sum_{j=1, j \neq i}^k M_j \alpha_{\rho M ij} + M_i \right)$$

dove

$H_j$ =carico orizzontale nel palo  $j$

$\alpha_{\rho H ij}$ =valore di  $\alpha_{\rho H}$  per passo e valore di  $\beta$  tra i pali  $i$  e  $j$

$\bar{\rho}_H$ =spostamento orizzontale del palo singolo dovuto al carico unitario orizzontale applicato

$M_j$ =momento nel palo  $j$

$\alpha_{\rho M ij}$ =valore di  $\alpha_{\rho M}$  per passo e valore di  $\beta$  tra i pali  $i$  e  $j$

$\bar{\rho}_M$ = spostamento orizzontale del palo singolo dovuto al momento applicato

Un espressione simile può essere scritta per la rotazione del palo  $i$ , o per gli spostamenti del palo  $i$  per un gruppo di pali incastrati in testa.

L'applicazione della suddetta equazione per tutti i pali del gruppo, assieme alle equazioni di equilibrio consentono di ottenere dalla distribuzione del carico e del momento sia gli spostamenti sia le rotazioni del gruppo per il caso di ugual spostamento, oppure per la distribuzione di spostamenti e rotazioni del gruppo per il caso di ugual carico (o momento).

Per il caso di carico con momento flettente in testa, l'effetto dei carichi assiali sul palo deve essere considerato.



## **1.8 Analisi della normativa vigente (NTC-2008: par.6.4.3 Fondazioni su pali)**

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato in seguito.

### **1.8.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)**

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  (carico di progetto maggiore delle resistenze di progetto), sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 1.8.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

**Tabella 6.4.III** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in

grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

**Tabella 6.4.V** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

### 1.8.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del paragrafo precedente, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{tr,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una

completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

### **1.8.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)**

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (fessurazione elementi strutturali, spostamenti e deformazioni che possano intaccare la normale fruizione dell'opera, degli impianti ecc.), nel rispetto della condizione  $E_d \leq C_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

## Capitolo 2 Fondazioni miste (platee su pali)

### 2.1 Contenuti minimi di un approccio razionale alla progettazione

Un approccio razionale alla progettazione delle fondazioni su pali deve essere basato su una chiara individuazione delle strategie da porre in essere per il soddisfacimento dei requisiti minimi (SLU, SLS).

L'argomento ha formato oggetto di studi e ricerche di varia natura (Randolph, 1994; Russo & Viggiani, 1998; Poulos et al., 2001), i cui contenuti ai fini della definizione del miglior approccio alla progettazione possono ritenersi sintetizzati nell'abaco di figura 2.1, proposto da Mandolini (2003) ed in seguito leggermente modificato da Mandolini et al. (2005).

Esso è stato costruito: (a) nel semplice caso di una platea quadrata di lato  $B$  poggiante su un deposito omogeneo di terreni che si spinge fino a notevoli profondità; (b) nell'ipotesi di carichi verticali statici; (c) con un approccio basato sull'adozione di un coefficiente di sicurezza come prescritto dal D.M. 11.03.1988. Nulla vieta che lo stesso possa essere adattato a quanto prescritto nelle nuove normative (NTC-2008).

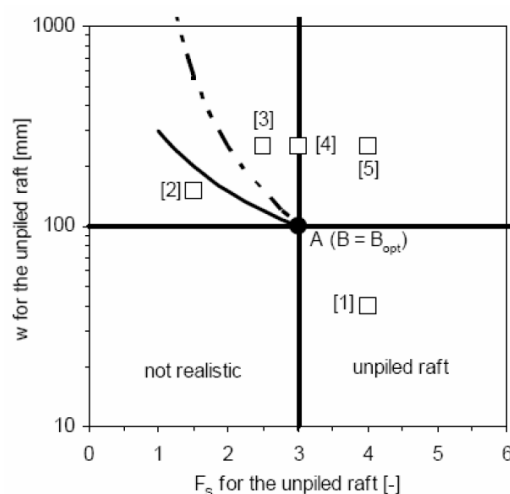


Figura 2.1: abaco per la scelta di un approccio di progetto.

Nella figura 2.1, il punto A rappresenta un'ideale condizione di progetto ottimale ( $B=B_{opt}$ ), in quanto sotto un assegnato carico verticale la sola platea subisce un cedimento  $w$  pari al valore massimo ammissibile (pari a 100mm in figura) e contemporaneamente garantisce il minimo valore di FS

posto a base della progettazione (pari a 3 nella figura, come prescritto dal D.M. 11.03.1988).

Se si prendono in considerazione platee di dimensioni diverse e/o differenti intensità del carico, possono determinarsi tre diverse situazioni di progetto:

- situazione di progetto 1: entrambi i valori di FS e di  $w$  sono più che accettabili (quadrante in basso a destra, punto 1): i requisiti di progetto sono soddisfatti; è possibile ricorrere ad una fondazione superficiale (unpiled raft);
- situazione di progetto 2: entrambi i valori di FS e di  $w$  sono inaccettabili (quadrante in alto a sinistra, punti 2 e 3): è necessario aggiungere pali al fine di incrementare il valore di FS e di ridurre il valore di  $w$  (CSBD, Capacity and Settlement Based Design); tale situazione è quella che Russo & Viggiani (1998) riferiscono a platee 'piccole', caratterizzate da dimensioni caratteristiche  $B$  dell'ordine dei 5÷15 m;
- situazione di progetto 3: nonostante il valore di FS sia uguale (punto 4) o maggiore (punto 5) del valore minimo richiesto, i cedimenti attesi sono superiori al valore massimo consentito: è ancora necessario aggiungere pali, ma questa volta con la sola finalità di contenere i cedimenti entro valori ammissibili (SBD, Settlement Based Design); tale situazione è quella che Russo & Viggiani (1998) riferiscono a platee 'grandi', caratterizzate da dimensioni caratteristiche  $B$  dell'ordine delle decine di metri.

L'approccio tradizionale trascura il contributo della platea nel trasferimento dei carichi direttamente al terreno, il che generalmente comporta un dimensionamento delle fondazioni su pali a partire da sole considerazioni di rottura (CBD, Capacity Based Design): una volta scelta la tipologia di palo, si individua la geometria del palo (lunghezza  $L$  e diametro  $d$ ) e della palificata (interasse  $s$  e numero di pali  $n$ ) in grado di garantire che il carico limite del palo singolo sia sufficientemente maggiore del carico massimo di esercizio ( $Q$ ).

Ad esempio, il D.M. 11.03.1988 impone un coefficiente globale di sicurezza  $FS=Q_{G,lim}/Q \geq 2,5$ .



Questo modo di operare, che corrisponde a considerare i pali come alternativa 'secca' alla fondazione superficiale, dà generalmente luogo a palificate costituite da pali uniformemente distribuiti al di sotto della platea, tipicamente disposti ad interassi  $s$  dell'ordine di  $(3\div 4)\cdot d$  e spesso caricati ben al di sotto della loro resistenza per attrito lungo la superficie laterale; attese le modalità di trasferimento del carico dal palo al terreno lungo la superficie laterale, ciò comporta spesso cedimenti piccoli anche se, come si vedrà nel seguito, non sempre è detto che ciò si verifichi (ad esempio, opere di notevole dimensione in pianta).

L'affidabilità di questo approccio è quindi fortemente dipendente dall'affidabilità della previsione del comportamento a rottura del palo singolo prima, del gruppo di pali poi.

È evidente che le incertezze si esaltano allorché si passa a considerare un gruppo di pali, nel qual caso si ricorre spesso all'introduzione di coefficienti di efficienza ( $\eta$  o  $\delta$ ) che possono ridurre il carico limite della palificata rispetto a quello derivante dalla mera somma algebrica del carico limite  $Q_{i,lim}$  degli  $n$  pali che la costituiscono ( $Q_{G,lim} = \eta \cdot \sum_i Q_{i,lim}$ ).

Se un approccio CBD può essere ritenuto ragionevole in tutti quei casi in cui le verifiche SLU condotte con riferimento alla sola platea sono largamente insoddisfacenti (ad es., punto 2, figura 2.1), sicuramente non lo è in quei casi (tra l'altro molto frequenti) in cui il ricorso ai pali è dettato dalla necessità di soddisfare le sole verifiche SLS (ad es., punto 5, figura 2.1). In questi casi i pali, piuttosto che come alternativa, dovrebbero essere visti come elementi che collaborano con la platea nel consentire il soddisfacimento di tutti i requisiti di progetto.

## 2.2 Aspetti progettuali

La recente emanazione delle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.09.2005) ha aperto spiragli importanti per l'approccio alla progettazione delle fondazioni su pali, consentendo, in particolari condizioni, di procedere al loro dimensionamento attraverso considerazioni di cedimento. Questa nuova strada progettuale si basa su una collaborazione tra l'elemento che collega le teste dei pali (platea) ed i pali stessi, pertanto necessita di un metodo di analisi che tiene conto di entrambi i contributi.

La seguente trattazione (Mandolini & Viggiani, 1997) è relativa all'analisi ed alla progettazione delle fondazioni su pali soggette ad azioni statiche derivanti dalla struttura, con particolare riferimento alle 'platee su pali' il cui comportamento, come si vedrà, coincide con quello del 'gruppo di pali' solo in rari casi. Per chiarire tale differenza, si faccia riferimento alla figura 2.2.

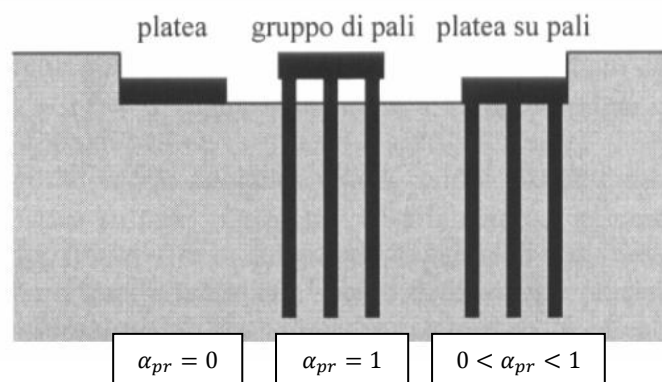


Figura 2.2: sistemi di fondazione.

Si supponga di applicare un carico verticale e centrato di intensità  $Q_{PR}$  su di una 'platea su pali'; la platea, in funzione della sua rigidezza, trasferirà una aliquota  $Q_P$  del carico totale al terreno posto immediatamente al di sotto e la rimanente parte  $Q_G$  al gruppo di pali, il tutto nel rispetto dell'equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$Q_{PR} = Q_P + Q_G = Q_P + \sum_{i=1}^n Q_{palo,i}$$

E' così possibile introdurre il coefficiente  $\alpha_{pr}$ :

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{palo,i}}{Q_{PR}}$$

che descrive la ripartizione del carico tra i pali ( $\alpha_{pr}$ ) e la platea ( $\alpha_{rp} = 1 - \alpha_{pr}$ ). Tale coefficiente consente di classificare tre tipi di fondazione:

- fondazione di tipo superficiale (platea senza pali):  $\alpha_{pr} = 0$ ;
- gruppo di pali collegati alla testa da una platea distaccata dal terreno:  
 $\alpha_{pr} = 1$ ;
- fondazione mista 'platea su pali':  $0 < \alpha_{pr} < 1$ .

Ad eccezione di quei casi in cui effettivamente la platea non è a contatto con il terreno (come ad esempio le strutture offshore), è evidente che ogni fondazione su pali è in realtà una fondazione mista. A parità di ogni altra condizione, però, è altrettanto ovvio che il contributo della platea nel trasferire i carichi dipende principalmente dalle caratteristiche meccaniche (in particolare la rigidità) del terreno a contatto con la platea stessa: in presenza di terreni scadenti tale contributo tenderà ad essere trascurabile ( $\alpha_{pr} \sim 1$ ) e la fondazione mista a comportarsi in maniera del tutto analoga ad un gruppo di pali.

All'approssimarsi del carico applicato  $Q_{PR}$  al valore che determina il collasso del sistema misto 'platea su pali' ( $Q_{PR,lim}$ ) il coefficiente  $\alpha_{pr}$  assume il significato di contributo al carico limite offerto dal gruppo di pali alla platea. La prassi corrente a livello mondiale, spesso dettata dalle prescrizioni normative (ad esempio il punto C.5.3 del D.M. 11.03.1988), ma anche dal conservatorismo che in genere caratterizza la categoria professionale degli ingegneri, prevede che il progetto di una fondazione su pali sia eseguito prescindendo dal contributo delle strutture di collegamento direttamente appoggiate sul terreno ( $\alpha_{pr} = 1$ ).

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.09.2005), si è aperto un nuovo spiraglio nella progettazione delle fondazioni su pali: il punto 7.3.1.2.2, infatti, riconosce la possibilità di impiegare i "pali con funzione di riduzione o regolazione dei cedimenti", consentendo in tali casi di valutare "il carico limite della fondazione.....con riferimento alla sola piastra". È evidente quindi che la Norma consente l'applicazione di approcci innovativi alla progettazione solo quei casi in cui la verifica di capacità portante è soddisfatta dalla sola platea.

### 2.2.1 Comportamento delle 'platee su pali' in condizioni di esercizio

Negli ultimi decenni sono stati condotti svariati studi riguardo a questo problema:

- sono stati predisposti metodi e procedure di analisi sempre più convincenti (ad es., Poulos, 1993; Clancy & Randolph, 1997; Mandolini & Viggiani, 1997; Viggiani, 2001; ecc.)
- sono state eseguite accurate sperimentazioni su modelli (in scala ridotta: ad es., Cooke, 1986; in centrifuga: ad es., Horikoshi & Randolph, 1997; ecc.)
- è stata fornita esaustiva e convincente documentazione di significative applicazioni in vera grandezza (ad es., Burland & Kalra, 1986; Viggiani, 1995; Poulos & Davis, 2005; ecc.)

Per delineare i caratteri essenziali dell'interazione platea-pali-terreno in condizioni di esercizio, si ritiene però utile richiamare un semplice metodo proposto alquanto di recente da Poulos (2000) derivante dalla combinazione dei metodi originariamente proposti da Poulos & Davis (1980) e da Randolph (1994) e pertanto denominato PDR dalle iniziali dei tre Autori citati.

Il metodo prende in considerazione una platea, di rigidezza  $K_P$  e carico limite  $Q_{P,lim}$ , ed un gruppo di pali di rigidezza  $K_G$  e carico limite  $Q_{G,lim}$  combinati fra loro a costruire una platea su pali di rigidezza  $K_{PR}$  e carico limite  $Q_{PR,lim}$ . Esso consente di valutare la risposta in termini di cedimento medio di una fondazione mista e si basa su due fasi principali:

1. valutazione della capacità portante;
2. valutazione della curva carico-cedimento.

Per la fase 1, il metodo utilizza le indicazioni fornite da Poulos (2000), il quale suggerisce di scegliere quale valore di  $Q_{PR,lim}$  il minore dei valori tra:

- a) la somma dei carichi limite del gruppo di pali valutato nell'ipotesi di rottura a blocco ( $Q_G = Q_{blocco}$ ) e del carico limite della parte della platea esterna all'area  $A_g$  occupata dai pali ( $Q_{P,ext}$ ):

$$Q_{PR,lim} = Q_{G,blocco} + Q_{P,ext}$$

b) la somma del carico limite del gruppo di pali ( $Q_{G,lim}$ ) e della platea ( $Q_{P,lim}$ ), valutati separatamente e mediante approcci convenzionali (ad es., somma dei carichi limite di ogni singolo palo, eventualmente ridotta attraverso il coefficiente di efficienza  $\eta$ ,  $Q_{G,lim} = \eta \cdot \sum_i Q_{i,lim}$  per il gruppo di pali; formula trinomia per la platea, così come originariamente proposto da Liu et al. (1985):

$$Q_{PR,lim} = Q_{G,lim} + Q_{P,lim}$$

Per quanto riguarda la fase 2, il metodo assume che il comportamento della platea e del gruppo di pali sia di tipo elastico lineare fino al raggiungimento del valore ultimo, il che determina una curva carico-cedimento di tipo tri-lineare (Figura 2.3)

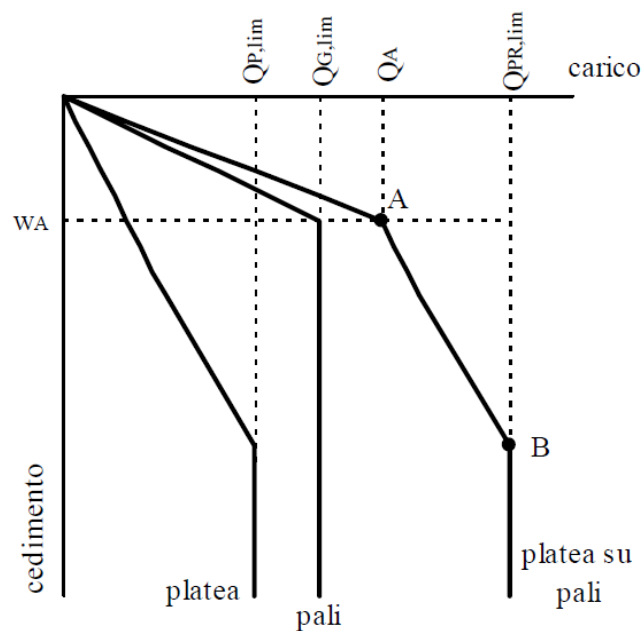


Figura 2.3: curva carico-cedimento secondo il metodo PDR.

Il punto A rappresenta il punto in corrispondenza del quale è interamente mobilitata la resistenza del gruppo di pali  $Q_{G,lim}$ , il che avviene per un carico totale applicato sulla fondazione mista pari a  $Q_A$ .

Fino a quel punto il cedimento varia secondo l'espressione (Randolph, 1994):

$$w = \frac{Q}{K_{PR}}$$

$$K_{PR} = X \cdot K_G \quad \text{con } X = \frac{1 + (1 - 2\alpha_{cp}) \cdot \left(\frac{K_P}{K_G}\right)}{1 - \alpha_{cp}^2 \cdot \left(\frac{K_P}{K_G}\right)}$$

e la platea ed i pali si ripartiscono il carico applicato in aliquote valutabili attraverso le seguenti relazioni:

$$\alpha_{pr} = \frac{1}{1 + \beta} \quad , \quad \text{con } \beta = \frac{(1 - \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp} \cdot \left(\frac{K_P}{K_G}\right)} \cdot \left(\frac{K_P}{K_G}\right)$$

$$\alpha_{rp} = 1 - \alpha_{pr}$$

Oltre il punto A, ogni eventuale incremento di carico può essere assorbito dalla sola platea, ed il cedimento sarà dato da:

$$w = \frac{Q_A}{K_{PR}} + \frac{Q - Q_A}{K_P}$$

Il coefficiente  $\alpha_{cp}$  (coefficiente d'interazione tra platea e pali) utilizzato nelle formule di Randolph precedentemente introdotte, è valutato tramite la seguente relazione:

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta}$$

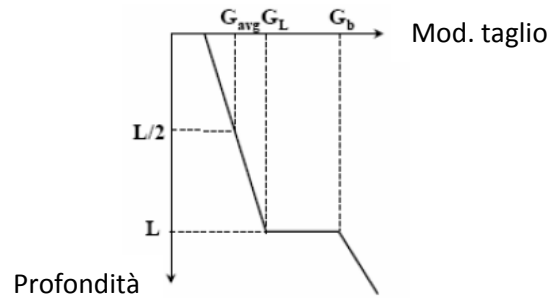
in cui:  $r_c$ = raggio medio della porzione di platea afferente al singolo palo (per una fondazione di area pari ad A con n pali si ha  $n\pi r_c^2 = A$ );  $r_0$ = raggio del palo singolo;  $\zeta = \ln(r_m/r_0)$ ;

$r_m$ = raggio magico valutato secondo l'espressione di Randolph & Wroth (1978):

$$r_m = \{0,25 + \xi \cdot [2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\} \cdot L$$

dove:

$$\rho = G_{avg}/G_L \quad ; \quad \xi = G_L/G_b$$



Analisi più rigorose condotte da Randolph & Clancy (1993) hanno però mostrato che  $\alpha_{cp}$  tende ad un valore costante pari a circa 0,8, indipendentemente dalla configurazione geometrica dei pali (interasse  $s$ , snellezza  $L/d$ ) e dalla rigidezza relativa palo-terreno.

La rigidezza della platea  $K_p$  può essere valutata con le classiche soluzioni esistenti in letteratura (ad es., Poulos & Davis, 1974; Fraser & Wardle, 1976; Horikoshi & Randolph, 1997; Mayne & Poulos, 1999, soluzione presentata al par.:2.2.2 di questa tesi).

Per la rigidezza del gruppo di pali  $K_G$  si possono utilizzare le soluzioni proposte al par.: 1.2-1.3 di questa tesi.

### 2.2.2 Rigidezza di una platea su mezzo continuo elastico

La soluzione proposta in seguito è quella di Mayne & Poulos (1999) i quali hanno analizzato il problema di una platea circolare di raggio  $a$ , appoggiata su di un terreno modellato come *continuo elastico*. La forma generale per il calcolo dei cedimenti tramite i coefficienti d'influenza è la seguente:

$$w = \frac{qBI}{E_s}$$

dove  $w$  = cedimento della fondazione;  $q$  = carico applicato;  $B$  = larghezza fondazione;  $E_s$  = modulo elastico equivalente del suolo;  $I$  = fattore d'influenza per i cedimenti. La soluzione dipende da diversi fattori quali: forma della fondazione, coefficiente di Poisson ( $\nu$ ), variazione del modulo elastico del terreno con la profondità, stratigrafia del terreno, spessore dello strato finito ( $h$ ), ruvidezza della fondazione, e adesione all'interfaccia.

Ad esempio per il caso di area (flessibile) di diametro  $d$  caricata uniformemente e fondo liscio su un semispazio elastico seminfinito ( $h \rightarrow \infty$ ) con modulo omogeneo ( $E_s$  costante con la profondità), il valore del cedimento nel punto centrale è dato da (Brown, 1969a e b):

$$w = \frac{q \cdot d \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E_s}$$

dove  $I = 1$ .

Per una piastra circolare rigida, situata in un semispazio elastico, l'espressione è simile alla precedente, eccetto per il valore di  $I$  che vale  $\pi/4$  (Poulos, 1968).

Il fattore d'influenza è definito come la somma di tutti i cedimenti verticali che si verificano direttamente sotto la fondazione ed entro al mezzo elastico. Il valore massimo è previsto al centro della base della fondazione. Nel modello viene considerata una platea circolare caricata uniformemente, sebbene altri tipi di geometrie possono essere adattate a tale forma circolare, considerando un'area circolare equivalente.



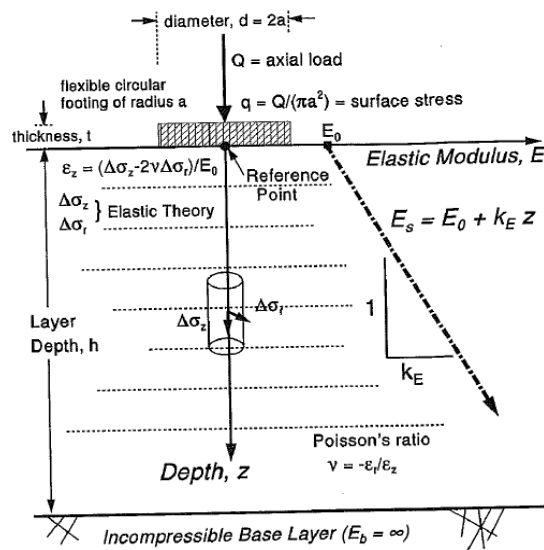


Figura 2.4: geometria base del problema e nomenclatura adottata.

La formula generale per il fattore d'influenza è data da (Poulos, 1968):

$$I = \int \varepsilon_z dz^*$$

dove  $z^* = z/d =$  profondità normalizzata; le deformazioni verticali ( $\varepsilon_z$ ) sono sommate dalla base della platea fino ad una profondità d'interesse, per esempio, da  $z^* = 0$  fino  $z^* = h/d$ , dove  $h =$  profondità dello strato incompressibile (bedrock). Nel caso di platea circolare flessibile, la deformazione unitaria può essere calcolata dalla relazione costitutiva della legge di Hooke in coordinate cilindriche:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - 2\nu\Delta\sigma_r]$$

dove  $\Delta\sigma_z =$  variazione della tensione verticale alla profondità  $z$ ; e  $\Delta\sigma_r =$  variazione nella tensione radiale (simmetrica) alla profondità  $z$ .

La variazione incrementale della tensione verticale con la profondità è ben conosciuta ed è ottenuta integrando la soluzione di Boussinesq di carico puntuale su un'area distribuita (Perloff & Baron, 1976):

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 1 - \frac{1}{[1 + (a/z)^2]^{1,5}}$$

In genere, in problemi geotecnici, si considera solo la variazione di tensione verticale quando si calcolano i cedimenti di platee di fondazione, e si usano i risultati di prove monodimensionali di consolidazione per valutare le caratteristiche di comprimibilità dei vari strati di terreno.

Da risultati di prove edometriche e più in generale dallo studio di prove triassiali, dagli studi di Poulos & Davis, (1974), si è giunti alla forma generale del coefficiente d'influenza:

$$I_H = \sum \Delta I_z \cdot (\Delta z/d)$$

Dallo studio approfondito delle prove triassiali sopra menzionate, si è giunti anche alla conclusione che i valori del coefficiente di Poisson che si devono utilizzare nelle soluzioni di mezzo continuo elastico per caricamenti drenati sono  $0,1 < \nu' < 0,2$  per tutti i tipi di suolo, incluse le sabbie e le argille. Per condizioni non drenate compresi caricamenti a breve termine di argille, rimane appropriato l'uso del valore della teoria elastica isotropa di  $\nu_u = 0,5$ .

Nella formula generale, come detto in precedenza, si fa' riferimento ad una platea circolare di raggio  $a$  e diametro  $d$ . Nel caso in cui si abbia  $a$  che fare con una forma della platea diversa, si utilizza una fondazione circolare equivalente. Per esempio, per una fondazione rettangolare di larghezza  $A$  e profondità  $B$ , il diametro equivalente varrà  $d = \sqrt{4AB/\pi}$ .

La rigidezza della fondazione influenza la distribuzione complessiva delle sollecitazioni e dei relativi cedimenti. La definizione del fattore di rigidezza della fondazione è data da (Brown, 1969b):

$$K_F \approx \left( \frac{E_{fdn}}{E_{sAV}} \right) (t/a)^3$$

dove  $a$  = raggio della fondazione;  $E_{fdn}$  = modulo elastico del materiale che costituisce la fondazione (cemento armato);  $E_{sAV}$  = modulo rappresentativo del suolo a contatto con la fondazione (valore di  $E_s$  alla profondità  $a$ );  $t$  = spessore fondazione.

La variazione del fattore d'influenza per i cedimenti della platea circolare in relazione alla rigidezza della fondazione è stata studiata usando analisi agli elementi finiti (Brown, 1969b), giungendo alla soluzione presentata in figura 2.5.

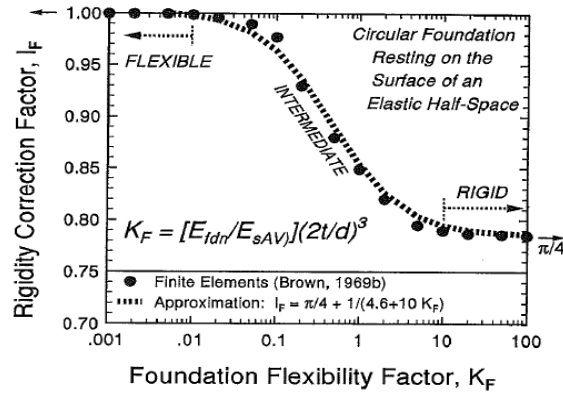


Figura 2.5: effetto della rigidezza della fondazione sui cedimenti nel punto centrale.

I valori limite dalla soluzione analitica per ‘perfettamente flessibile’ e ‘perfettamente rigida’ sono rappresentate rispettivamente ai valori  $I=1$  e  $I=\pi/4$ . Dalla figura si notano tre gruppi: (1) fondazione perfettamente rigida con  $K_F > 10$ ; (2) flessibilità intermedia con  $0,01 \leq K_F \leq 10$ ; e (3) perfettamente flessibile con  $K_F < 0,01$ .

Un’ approssimazione del grafico proposto può essere la seguente:

$$I_F \approx \frac{\pi}{4} + \frac{1}{(4,6 + 10 \cdot K_F)}$$

Una platea che giace su un mezzo elastico non omogeneo (stratificato), con modulo crescente con la profondità rispecchia un problema più generale (Boswell & Scott, 1975). Per il caso di terreno alla Gibson, il modulo elastico cresce linearmente con la profondità nella forma:

$$E_s = E_0 + k_E \cdot z$$

dove  $E_0$  = valore del modulo elastico del suolo a contatto con la fondazione ( $z=0$ );  $k_E$  = tasso d’incremento del modulo elastico con la profondità; e  $z$ =profondità. Sono riportate soluzioni di analisi agli elementi finiti per una fondazione circolare rigida in termini di rapporto di modulo normalizzato di Gibson,  $\beta = E_0/(k_E \cdot d)$ . Nella figure 2.6:(a)-(b) sono riportati gli andamenti del fattore di influenza di Gibson per entrambe le soluzioni di platea flessibile e rigida.

L’andamento del grafico è:

$$I_G \approx \frac{1}{(1,27 + 0,75 \cdot \beta^{-0,8})} \quad (\text{Fond. rigida})$$

$$I_G \approx \frac{1}{(1 + 0,6 \cdot \beta^{-0,8})} \quad (\text{Fond. flessibile})$$

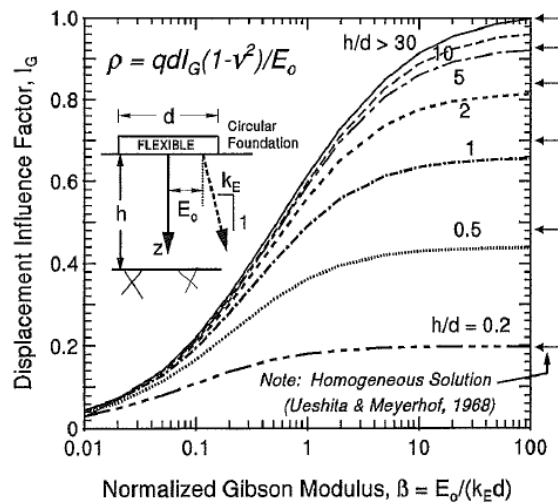
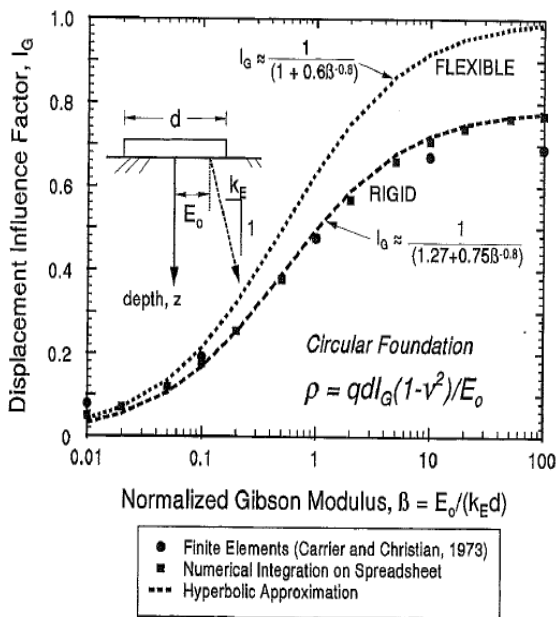


Figura 2.6:(a) fattore d'influenza per fondazione circolare su suolo alla Gibson di spessore infinito e (b) di spessore finito.

In molti libri, l'effetto dell'approfondimento del piano di posa della fondazione in relazione ai cedimenti, è stato apparentemente sovrastimato per l'errata mescolanza di varie soluzioni elastiche. Uno studio dettagliato di questo problema è stato portato avanti da Christian & Carrier (1978), che ha prodotto una più realistica valutazione del problema. È stato quindi introdotto il fattore di correzione  $I_E$ , presentato in termini di rapporto tra approfondimento del piano di posa ( $z_e$ ) e diametro della fondazione ( $d$ ) ed in funzione di coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) del terreno che supporta la platea, come mostrato nella figura 2.7.

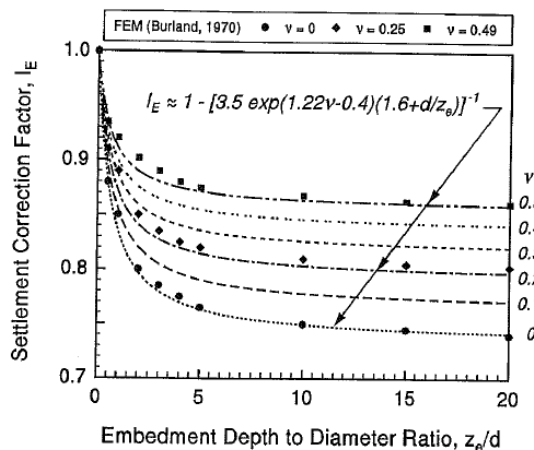


Figura 2.7:fattore di correzione dei cedimenti per approfondimento del piano di posa.

La soluzione numerica per il coefficiente d'influenza  $I_E$  inerente all'approfondimento della fondazione può essere scritto nella maniera seguente:

$$I_E \approx 1 - \frac{1}{3,5 \exp(1,22\nu - 0,4) [(d/z_e) + 1,6]}$$

La forma finale dell'equazione per valutare i cedimenti di una fondazione a platea, che tiene conto della tipologia di suolo in esame (omogeneo o alla Gibson), della flessibilità della fondazione, del caricamento in condizione drenata o non drenata, e dell'approfondimento del piano di posa, può essere scritta come:

$$w_{centro} = \frac{q \cdot d \cdot I_G \cdot I_F \cdot I_E \cdot (1 - \nu^2)}{E_0}$$

dove  $I_G$ ,  $I_F$ , e  $I_E$  sono valutati dalle figure 2.5-2.6-2.7 rispettivamente.

### 2.3 Comportamento delle 'platee su pali' in prossimità della rottura

Al carico limite  $Q_{PR,lim}$  di una fondazione mista 'platea su pali' la comunità scientifica ha sicuramente prestato poca attenzione, probabilmente perché si è sempre ritenuto che la ricerca dovesse essenzialmente occuparsi di quelle situazioni (di esercizio) per le quali apparivano più che evidenti, ancor prima della messa a punto di metodi ad hoc, i notevoli vantaggi ottenibili da approcci più razionali alla progettazione.

Sulle indicazioni fornite da Poulos (2000), menzionate al paragrafo 2.3.1 (fase 1) di questa tesi, è stata espressa qualche perplessità. La scelta del valore di  $Q_{PR,lim}$ , infatti, viene fatta dipendere dal confronto tra due valori, il secondo dei quali (seconda equazione fase 1) ha elevate probabilità di essere poco attendibile in quanto valutato sommando i carichi limite delle due componenti (platea,  $Q_{P,lim}$ , e gruppo di pali,  $Q_{G,lim}$ ) stimati in maniera convenzionale (ad es., formula trinomia per la platea; somma dei carichi limite di ogni singolo palo, eventualmente ridotta attraverso il coefficiente di efficienza  $\eta$ ). Tra le varie ragioni alla base di queste perplessità sicuramente spiccano:

- la diversa capacità portante della platea su pali rispetto a quella senza pali in conseguenza delle modifiche apportate al terreno dell'installazione dei pali;
- la diversa capacità portante del gruppo di pali rispetto a quella che lo stesso esibirebbe in assenza di platea in conseguenza: (a) della variazione di stato tensionale prodotto nel terreno dal carico direttamente trasferito dalla platea; (b) della limitazione degli spostamenti relativi tra pali e terreno nei primi metri sottostanti la platea causata dalle condizioni di vincolo derivanti da quest'ultima.

Nell'impostare la ricerca, si è quindi preferito fare riferimento alla formulazione proposta da Liu et al. (1994), poi ripresa da Borel (2001):

$$Q_{PR,lim} = \alpha_G \cdot Q_{G,lim} + \alpha_P \cdot Q_{P,lim}$$

dove  $\alpha_G$  e  $\alpha_P$  sono dei coefficienti che esprimono l'influenza reciproca a rottura tra la platea ed il gruppo di pali quando combinati in una fondazione mista.

E' utile osservare che il suggerimento di Poulos, sopra menzionato, corrisponde a  $\alpha_G = \alpha_P = 1$  nell'equazione precedente.

Prove condotte a spostamento controllato nell'ipotesi di platea infinitamente rigida, hanno portato alle seguenti conclusioni:

- sia per i pali che per la platea non è possibile individuare chiaramente un valore asintotico del carico di rottura. Anche se con gradienti modesti, il carico cresce sempre al crescere del cedimento imposto (rottura per punzonamento); tale risultato, verificato anche per via sperimentale, ha reso necessaria la scelta di un valore del cedimento in corrispondenza del quale ritenere convenzionalmente raggiunta la rottura nelle analisi numeriche (per le platee,  $w=10\% \cdot B$ , Cooke, 1986; per i pali,  $w=25\% \cdot d$ );
- a grandi spostamenti, il carico trasferito ai pali della fondazione mista è praticamente pari al carico limite del gruppo di pali in assenza di platea, ad indicare una modesta influenza di quest'ultima sulla capacità portante del gruppo di pali ( $\alpha_G \sim 1$  nell'equazione precedente);
- con la loro presenza, i pali determinano una sorta di effetto scudo che inibisce la mobilitazione dell'intera capacità portante della platea. Il contributo della platea alla capacità portante della fondazione mista è comunque sempre positivo, e può esprimersi quale frazione  $\alpha_P$  del carico limite della sola platea valutato con metodi convenzionali.

Quest'ultimo risultato si ritiene essere di notevole interesse ai fini pratici. In figura 2.8 sono sintetizzati i risultati di tutte le analisi numeriche, con particolare riferimento ai valori calcolati del coefficiente  $\alpha_P$  per le varie fondazioni miste caratterizzate da un certo valore del rapporto  $(A_g/A)/(s/d)$ .

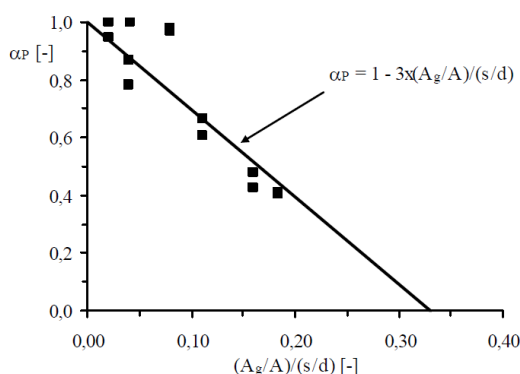


Figura 2.8: Relazione tra  $\alpha_P$  e  $(A_g/A)/(s/d)$ .

I dati, interpolati con una retta la cui equazione è indicata nella figura stessa, sembrerebbero indicare l'esistenza di un valore critico del rapporto  $(A_g/A)/(s/d)$  in corrispondenza del quale alla platea non è concesso di contribuire alla capacità portante della fondazione mista ( $\alpha_p \rightarrow 0$ ). Assunta la retta in figura, tale valore sembrerebbe essere pari a circa 1/3, ad indicare che tale inibizione totale è determinata proprio da quei gruppi di pali progettati in maniera convenzionale ( $A_g/A \sim 1$ ;  $s/d = 3$ ). E' inoltre interessante osservare che i valori di  $s/d$  ritrovati praticamente coincidono con quelli in corrispondenza dei quali si ha il passaggio della rottura individuale dei pali alla rottura del gruppo come unico blocco (De Mello, 1969; Cooke, 1986). Da un punto di vista delle pratiche applicazioni, ciò significa che i gruppi di pali disposti a ridotto interasse si romperanno secondo un meccanismo 'a blocco' e, di conseguenza, non consentiranno in alcun modo alla platea sovrastante di contribuire al carico limite della fondazione mista; al contrario, gruppi di pali ben distanziati, oltre a garantire una rottura di tipo individuale, consentiranno alla platea di collaborare utilmente.

Un'altra importante implicazione ai fini pratici è la seguente. Per una platea su pali soggetta ad un carico  $Q$ , è possibile definire tre diversi coefficienti di sicurezza: per la sola platea ( $FS_P = Q_{P,lim}/Q$ ), per il gruppo di pali ( $FS_G = Q_{G,lim}/Q$ ) e per la platea su pali ( $FS_{PR} = Q_{PR,lim}/Q$ ). Il loro rapporto:

$$\xi_{PR} = \frac{Q_{PR,lim}}{Q_{P,lim} + Q_{G,lim}} = \frac{FS_{PR}}{FS_P + FS_G}$$

è pertanto indipendente dal valore di  $Q$  (o, equivalentemente, di  $w$ ) e, sulla scorta dei risultati ad oggi disponibili, assume valori sempre compresi tra 0,8 e 1. Pertanto il coefficiente di sicurezza di una platea su pali potrà preliminarmente valutarsi a vantaggio di sicurezza pari all'80% della somma dei valori dei coefficienti di sicurezza delle due componenti soggette allo stesso carico  $Q$ .

In maniera più mirata, nell'ipotesi di validità dell'interpolazione della figura 2.8, esso potrà essere valutato come segue:

$$FS_{PR} = \frac{Q_{G,lim} + \left[ 1 - 3 \cdot \frac{(A_g/A)}{(s/d)} \right] \cdot Q_{P,lim}}{Q}$$



## 2.4 Analisi dell'interazione platea-pali-terreno

Analizzando i casi in cui le verifiche SLU sono soddisfatte con riferimento alla sola platea, ma i requisiti SLS non lo sono, condurre una progettazione di una palificata di tipo tradizionale, senza considerare quindi il contributo della platea, potrebbe dar luogo a comportamenti parimenti insoddisfacenti. A chiarimento di questa affermazione, si considerino i risultati riportati in figura 2.9.

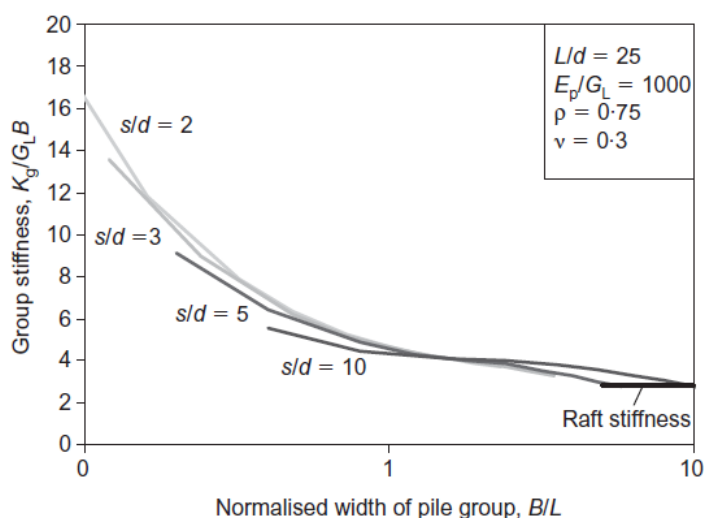


Figura 2.9: Efficacia di un gruppo di pali al variare di  $B/L$  (da Randolph, 2003b).

In essa è diagrammato l'andamento della rigidezza normalizzata  $K_g / (G_L \cdot B)$  di un gruppo di pali, di diametro  $d$  e disposti ad interasse  $s$ , al variare del rapporto tra la dimensione caratteristica in pianta del gruppo  $B = (\sqrt{n} - 1) \cdot s$ , e la lunghezza  $L$  dei pali. Tali risultati si riferiscono al caso di terreno a comportamento elastico lineare caratterizzato da una variazione lineare della rigidezza a taglio  $G$  con la profondità. Nella stessa figura è riportato in basso a destra anche il valore normalizzato della rigidezza  $K_P$  della sola platea ( $\sim 2,8$ ).

Come si vede, la rigidezza normalizzata  $K_g / (G_L \cdot B)$  di un gruppo di pali decresce al crescere del rapporto  $B/L$  dapprima con gradienti elevati (passando da  $B/L = 0,1$  a  $B/L = 1$  la rigidezza si riduce di un fattore pari a  $\sim 4$ ), quindi con gradienti modesti (passando da  $B/L = 1$  a  $B/L = 10$  la rigidezza si riduce di un fattore pari a  $\sim 1,5$ ). Quindi sicuramente esiste un campo di

valori di  $B/L$  (ad es.,  $>1$ ) in cui tale contributo è modesto se non addirittura trascurabile.

Se si considera, ad esempio, il caso di platea di dimensione  $B$  in grado di garantire un'adeguata capacità portante  $Q_{P,lim}$  ma che subisce cedimenti eccessivi sotto i carichi di esercizio (che è poi la situazione presa in considerazione dalle NTC), l'uso dei pali di lunghezza  $L$  tale che  $B/L=3$  potrebbe rivelarsi quasi del tutto inutile. Dalla figura 2.9 si desume infatti che un gruppo costituito da  $26^2=676$  pali di lunghezza 25 m e diametro  $d=1$  posti ad interasse  $s=3$  m ha una rigidezza normalizzata  $\sim 3,5$ , di appena il 25% superiore a quella della sola platea ( $\sim 2,8$ ).

Appare evidente la sproporzione tra costo della soluzione e relativi benefici! Tale risultato trova un'immediata giustificazione se si considera che fondazioni su pali caratterizzate da elevati valori di  $B/L$  vedono i pali operare all'interno di un volume di terreno significativamente influenzato dalla platea, al contrario delle fondazioni su pali caratterizzate da ridotti valori di  $B/L$  per le quali esistono significative porzioni di palo operanti al di fuori di detto volume (figura 2.10).

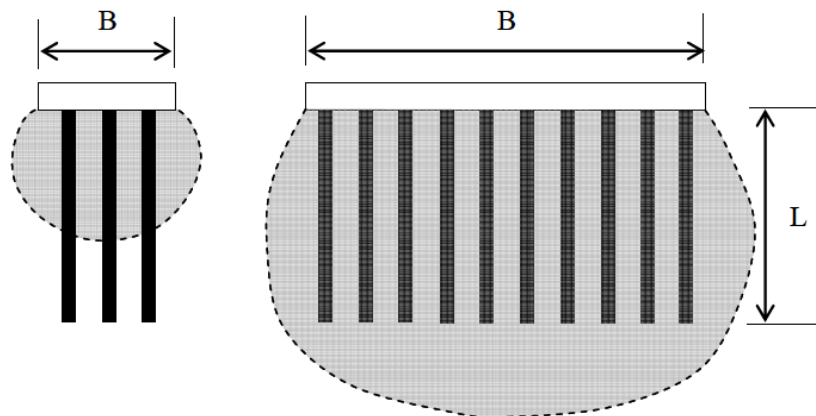


Figura 2.10: Interazione tra platea e pali al variare del rapporto  $B/L$ .

Sempre con riferimento all'esempio precedente di una platea di dimensione  $B$  in grado di garantire un'adeguata capacità portante  $Q_{P,lim}$ , è possibile ottenere lo stesso valore di rigidezza normalizzata del gruppo adottando  $16^2=256$  pali geometricamente identici ma disposti ad interasse  $s=5$  m. In altri termini, la riduzione dei fenomeni di interazione tra pali, conseguente al loro allontanamento, fa sì che il cedimento medio del gruppo di pali, anche se singolarmente più carichi, si mantiene praticamente costante. Ciò è

dovuto all'ipotesi di linearità circa il comportamento dei pali e del terreno; gli effetti di non linearità possono ovviamente modificare la risposta della fondazione, anche se tale modifica sarà significativa in quei casi in cui il numero di pali è molto ridotto e/o i livelli di carico sui pali sono particolarmente elevati (Mandolini & Viggiani, 1997).

Se da un lato, quindi, il suggerimento che proviene dalla figura 2.10 è quello di adottare pali sufficientemente lunghi rispetto alla dimensione in pianta della fondazione ( $B/L < 1$ ) perché costituiscano una soluzione efficace alla riduzione dei cedimenti medi, dall'altro evidenzia l'impossibilità, per opere di notevole estensione in pianta, di conseguire questo obiettivo con le possibili lunghezze di palo realizzabili nella pratica corrente. In tal caso sarà comunque possibile disporre 'pali come riduttori di cedimenti differenziali', sicuramente più critici del cedimento medio da un punto di vista strutturale.

## 2.5 Pali progettati come riduttori di cedimenti differenziali

Andando ad analizzare la deformata della sola platea sotto i carichi di esercizio, spesso, ci si trova a dover considerare valori dei cedimenti differenziali troppo elevati. Infatti, se la rigidezza della platea risulta troppo bassa, il cedimento che si manifesta al centro della fondazione è in genere maggiore di quello che si osserva ai bordi. Ad esempio, in figura 2.11, è riportato l'andamento del cedimento differenziale  $\Delta w$  normalizzato rispetto al cedimento medio  $w$  al variare della rigidezza relativa  $K_{RS}$  tra platea e terreno (definita in figura).

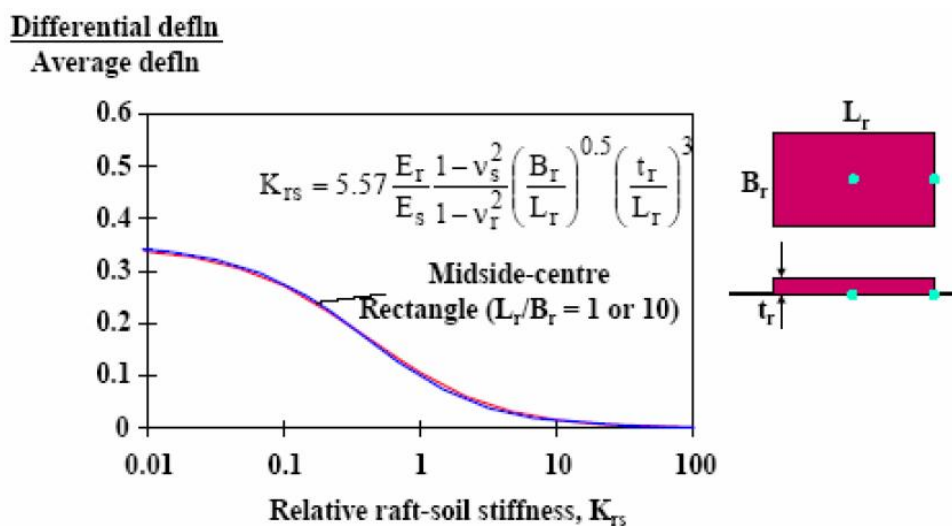


Figura 2.11: Relazione tra  $\Delta w/w$  e  $K_{RS}$  (da Randolph, 2003c)

Il diagramma è riferito al caso di platea rettangolare soggetta ad un carico uniformemente distribuito e poggiante su un semispazio elastico omogeneo ed isotropo.

Come si vede, per platee molto flessibili, il cedimento differenziale tra i punti in figura è dell'ordine del 30% del cedimento medio, indipendentemente dalla forma della platea. Considerazioni analoghe valgono per il cedimento differenziale tra il centro della platea ed uno dei punti d'angolo, nel qual caso risulta  $\Delta w \sim 50\%w$ .

A partire dai risultati di un ampio studio parametrico relativo a gruppi di pali soggetti ad un carico noto (il che equivale a trascurare la capacità di ripartizione della platea in funzione della sua rigidezza, ossia assumere la

platea infinitamente flessibile) e per semplicità identicamente caricati, Randolph (1994) ha fornito le seguenti indicazioni:

$$\frac{\Delta w}{w} = f \text{ per } R > 4$$

$$\frac{\Delta w}{w} = f \cdot \frac{R}{4} \text{ per } R \leq 4$$

in cui  $R = (n \cdot s/L)^{0,5}$  è un parametro a sintetizzare la geometria del gruppo di pali e, per tale motivo, denominato 'modified aspect ratio'. Tale parametro, seppur con valori diversi, assume lo stesso significato del rapporto B/L prima introdotto.

Come si vede in figura 2.11, i valori sono paragonabili a quelli desumibili per la sola platea, soprattutto nel caso di gruppi di pali di notevole dimensione ( $R > 4$ ).

Mayne & Poulos (1999) hanno proposto una modifica delle equazioni precedenti (par. 2.2.2 di questa tesi), al fine di portare in conto la possibilità che la platea sia dotata che collega i pali sia dotata di una rigidità finita. In particolare al secondo membro delle equazioni precedenti viene introdotto un ulteriore coefficiente  $f_R$  che esprime il contributo della rigidità finita della platea alla riduzione dei cedimenti differenziali di un gruppo di pali:

$$f_R \approx 1/(1 + 2,7 \cdot K_F)$$

$$K_F = \left( \frac{E_P}{E_{s,av}} \right) \cdot \left( \frac{2 \cdot t}{D} \right)^3$$

In quest'ultima equazione  $K_F$  è un coefficiente di flessibilità della fondazione che dipende: dal modulo di Young  $E_P$  del materiale di cui è costituita la platea; dal valore medio  $E_{s,av}$  del modulo di rigidità dei terreni al di sotto della platea (tipicamente valutato entro la profondità pari alla metà del diametro  $D$  di una platea circolare di area uguale a quella della platea in esame (par. 2.2.2, di questa tesi); dallo spessore  $t$  della platea.

Assegnato uno specifico valore del rapporto  $E_P/E_{s,av}$  per opere di notevole dimensione in pianta (elevati valori di  $D$ ) il contenimento dei cedimenti differenziali attraverso l'adozione di adeguati spessori  $t$  della platea, anche se sempre possibile in linea teorica, risulta inapplicabile in pratica (ad es.

per considerazioni riguardo la convenienza in termini economici e di velocità di realizzazione).

Per contrastare la tendenza della platea a deformarsi con la concavità verso l'alto (come ad esempio avviene nel caso di carichi uniformemente distribuiti), sarebbe opportuno ubicare i pali nella zona centrale per fornire adeguato supporto alla platea al fine di prevenirne deformazioni eccessive. Ciò equivale a modificare la distribuzione delle pressioni di contatto tra platea e terreno, rendendola quanto più prossima a quella che si avrebbe nel caso di platea infinitamente rigida, per la quale i cedimenti differenziali sono ovviamente nulli (figura seguente).

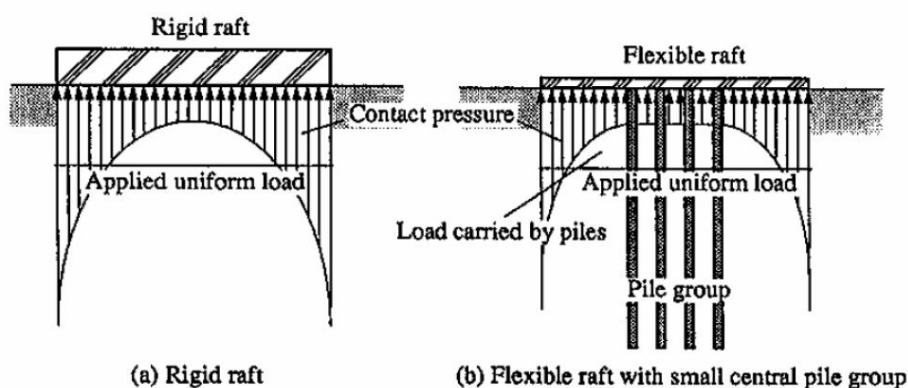


Figura 2.12: pali come riduttori di cedimento differenziale (Horikoshi & Randolph, 1997).

Da analisi numeriche, sono state tratte le seguenti conclusioni:

- l'effetto di riduzione dei cedimenti differenziali è tanto più pronunciato quanto più è elevato il rapporto  $L/B$  (ossia quanto più è ridotto  $B/L$ );
- è possibile individuare un valore del rapporto  $A_g/A$  in corrispondenza del quale  $\Delta w/\Delta w_R$  raggiunge il suo minimo (che può anche assumere valori negativi);
- superata una certa dimensione della palificata (in termini di  $A_g/A$ ), l'aggiunta di altri pali può addirittura essere dannosa: i cedimenti differenziali tendono nuovamente a crescere fino a raggiungere valori prossimi a quelli in assenza di pali.

L'aggiunta di pali lunghi nella zona centrale della platea è valida per il caso di carichi verticali uniformemente distribuiti e sottosuolo relativamente omogeneo; in situazioni diverse, la soluzione ottimale deve essere ricercata caso per caso.

## Capitolo 3 Introduzione a PLAXIS

### 3.1 Quadro generale

Per la costruzione dei modelli agli elementi finiti (FEM Analysis) del caso di studio reale che sarà introdotto nel prossimo capitolo di questa tesi, sono stati utilizzati due programmi molto innovativi: PLAXIS-2D v.8 e PLAXIS-3D Foundation. Questi due codici di calcolo offrono la possibilità di simulare il comportamento del terreno, l'interazione terreno-struttura e le conseguenti sollecitazioni sulla struttura e nel suolo, per molteplici problemi di tipo geotecnico, quali ad esempio: studio di fondazioni superficiali, fondazioni su pali, tunnel, paratie, scavi, ecc., con la possibilità di utilizzare diversi modelli di comportamento del terreno.

PLAXIS-2D v.8 è un programma agli elementi finiti bidimensionale per l'analisi di problemi di deformazione e tensione del suolo ed interazione terreno-struttura. Per applicazioni geotecniche sono richiesti modelli costitutivi per la simulazione del comportamento del suolo legati alla non linearità della risposta del terreno alle sollecitazioni ed alla dipendenza dal tempo di alcuni fenomeni, quali ad esempio la consolidazione.

PLAXIS-3D Foundation offre la possibilità di costruire modelli tridimensionali per effettuare analisi di deformazione di vari tipi di fondazione in roccia o terreno. Il programma permette la generazione di mesh 2D e 3D completamente automatica, che consente agli utenti di generare rapidamente una vera rete tridimensionale di elementi finiti basata sulla composizione di sezioni orizzontali trasversali a diversi livelli verticali. La modellazione del suolo, anche per questo programma, può essere condotta su vari livelli di approssimazione potendo scegliere tra diversi modelli di comportamento del terreno e differenti modalità di carico.

L'interfaccia che si presenta all'utente è per entrambi i codici di calcolo formata da tre programmi: Input, Output e Curves. Nel primo si costruisce il modello geometrico e il relativo modello per il terreno, nel secondo, dopo aver impostato il calcolo, si leggono i risultati e nel terzo si costruiscono i grafici, quali possono essere curve carico-cedimento, tensione-deformazione, ecc.

### 3.2 Modello

In PLAXIS-2D è possibile modellare problemi geotecnici sia in condizione di deformazione piana sia come modello assialsimmetrico (figura 3.1).

Il primo caso può essere utilizzato per strutture con una sezione trasversale quasi uniforme, stato di sollecitazione corrispondente e schema di carico su una certa lunghezza perpendicolare alla sezione trasversale (anche se, con le dovute approssimazioni, possono essere trattate strutture con sezione trasversale non uniforme come ad esempio i pali di fondazione: par. 3.6 di questa tesi). Gli spostamenti perpendicolari alla sezione trasversale (direzione z) sono assunti uguali a zero. Tuttavia le tensioni normali in direzione z sono prese pienamente in considerazione.

Il modello assialsimmetrico può essere usato per strutture circolari con sezione radiale uniforme e schema di carico attorno all'asse centrale; lo stato di sollecitazione e di deformazione è assunto identico in tutte le direzioni radiali. Per analizzare il problema del palo singolo, il modello assialsimmetrico può risultare più adatto, per i motivi sopra introdotti, ma un'analisi preliminare di tale problema in condizione di deformazione piana può risultare utile nel momento in cui ci si trovi ad aver a che fare con una fondazione su pali (come nel caso reale analizzato nel seguito).

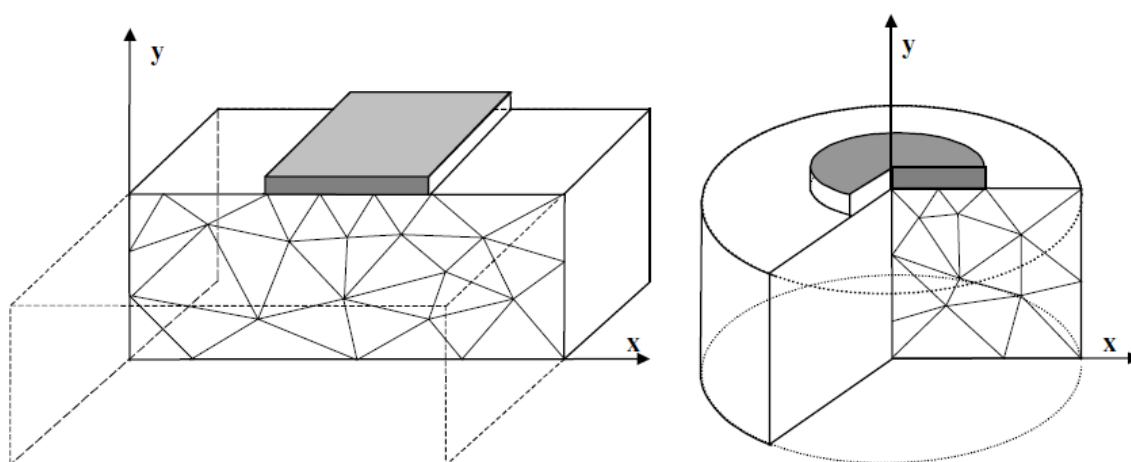


Figura 3.1: esempio di problema 'plane-strain' (deformazione piana) e assialsimmetrico.



La generazione di un modello agli elementi finiti inizia con la creazione di un modello geometrico, che è una rappresentazione del problema d'interesse, costruita con l'uso di punti, linee ed aree alle quali saranno assegnate le caratteristiche volute (ad es., caratteristiche meccaniche per elementi tipo 'plate' su linea, interfacce di contatto tra elementi di diversa natura, ecc).

Inoltre, l'utente può specificare strati di materiali, oggetti strutturali, linee utilizzati per le fasi di costruzione, carichi e condizioni al contorno. La geometria del modello deve includere non solo la situazione iniziale, ma anche situazioni che si verificano nelle varie fasi di calcolo.

In Plaxis 3D Foundation, la generazione di un modello 3D agli elementi finiti inizia con la creazione di un modello geometrico. Il modello geometrico è una composizione di 'boreholes' e 'workplanes' orizzontali. I 'workplanes' o piani di lavoro sono utilizzati per definire linee geometriche orizzontali (ed aree) relative a strutture, linee di scavo, ecc., con una visuale in pianta di ogni piano orizzontale; queste linee (ed aree) si svilupperanno in verticale fino al piano di lavoro sottostante, generando l'elemento tridimensionale. I 'boreholes' sono utilizzati per definire la stratigrafia del terreno, il piano campagna, il piano di falda, e la distribuzione della pressione interstiziale.

### 3.3 Elementi per la modellazione del terreno

In PLAXIS-2D, l'utente può selezionare sia elementi triangolari a 6 nodi che a 15 nodi (figura 3.2) per modellare strati di terreno e strutture. L'elemento predefinito è il triangolo a 15 nodi. Esso fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e l'integrazione numerica coinvolge 12 punti di Gauss (stress points). Per il triangolo a 6 nodi l'ordine d'interpolazione è due e l'integrazione numerica interessa tre punti di Gauss.

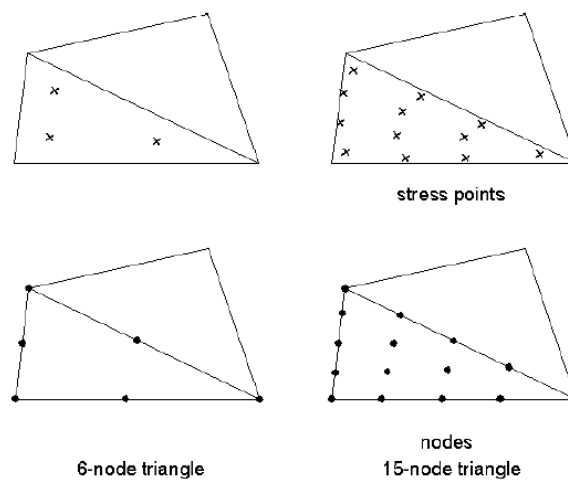


Figura 3.2: posizione dei nodi e di punti tensione negli elementi relativi al terreno.

Il triangolo a 15 nodi è un elemento molto accurato che produce risultati di alta qualità anche se conduce a consumi di memoria abbastanza elevati e calcolo relativamente lento. Per problemi più semplici, di deformazione standard e sufficiente numero di elementi, il triangolo a 6 nodi risulta essere abbastanza accurato. È consigliato l'uso di elementi a 15 nodi per analisi inerenti a carichi di rottura o fattori di sicurezza poiché il triangolo a 6 nodi tende a sovrastimare tali valori.

In aggiunta agli elementi del suolo vengono utilizzati elementi 'plate' compatibili per simulare pareti, piastre e gusci ed elementi 'geogrid' per geogriglie e tessuti.

Inoltre per l'analisi dell'interazione tra terreno e struttura sono stati introdotti specifici elementi detti interfacce ('interfaces') che gestiscono il

contatto e lo scambio di sollecitazioni tra regioni del modello con caratteristiche meccaniche diverse.

Nell'ambiente di lavoro PLAXIS-3D Foundation, invece, non è consentito scegliere tra diversi tipi di elementi che formeranno la mesh; gli elementi disponibili sono formati da prismi di 15-nodi. Essi sono formati da triangoli di 6-nodi, generati con la mesh 2D e contenuti nei piani definiti nelle 'workplanes'; tali triangoli saranno collegati in direzione-y al momento della formazione della mesh 3D, attraverso quadrilateri di 8-nodi (figura 3.3).

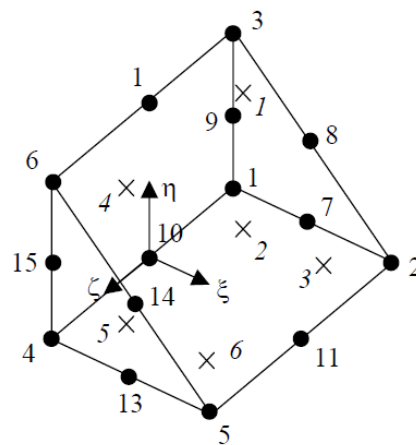


Figura 3.3: distribuzione di nodi e punti stress in un elemento prismatico a 15-nodi.

### 3.4 Geometria

Il passo iniziale per la creazione di un modello agli elementi finiti è la creazione del modello geometrico che meglio approssima il caso reale che si vuole studiare.

Per costruire il modello geometrico attraverso PLAXIS-2D v.8 si hanno a disposizione diversi strumenti:

- punti e linee: formano e delineano i contorni degli elementi che genereranno il modello;
- 'plates': sono oggetti strutturali utilizzati per modellare strutture snelle in terra con una notevole rigidità flessionale e rigidità assiale; possono essere utilizzate per simulare l'effetto di pareti, lastre, pali, che si estendono in direzione z. I parametri più importanti sono la rigidità flessionale, (EI), e la rigidità assiale, (EA);
- 'geogrids': sono elementi che hanno sola rigidità assiale a tensione (non hanno rigidità a compressione e a flessione);
- Interfacce: modellano l'interazione terreno-struttura (par. 3.5 di questa tesi);
- 'Node-to-node anchors': molle che modellano il legame fra due punti;
- 'fixed-end anchors': molle che modellano il legame fra un punto ed un altro fisso;
- Tunnels: utilizzati per la creazione di tunnel;

In PLAXIS-3D Foundation per la creazione del modello geometrico si devono dapprima impostare due punti fondamentali: i piani di lavoro, o 'workplanes', (piani x-z ad una certa quota-y, introdotti a livelli in cui si hanno discontinuità geometriche) nei quali si andranno a disporre punti geometrici, linee, ed in particolare strutture e carichi, e i 'boreholes' punti nei quali si imposta la stratigrafia del suolo in esame e le relative caratteristiche.

Gli strumenti per modellare le diverse condizioni sono le seguenti:

- punti e linee: formano e delineano i contorni degli elementi che genereranno il modello all'interno di ogni 'workplanes';
- 'beams': sono oggetti strutturali usati per modellare strutture snelle (monodimensionali) nel suolo con una rigidezza flessionale ed assiale significativa. L'oggetto viene creato nella workplane attiva ed è già munito di interfaccia di contatto;
- 'floors': sono oggetti strutturali utilizzati per modellare strutture orizzontali sottili (a sviluppo bidimensionale) con rigidezza flessionale significativa. L'oggetto viene creato nella workplane attiva e si estende su di una superficie intera; è già munito di interfaccia di contatto;
- 'walls': sono oggetti strutturali utilizzati per modellare strutture verticali sottili (a sviluppo bidimensionale) nel suolo con una rigidezza flessionale significativa. L'oggetto viene creato a partire dalla workplane selezionata fino a quella successiva sottostante;
- pali: l'opzione 'piles' può essere usata per la creazione di pali volumetrici a sezione circolare, quadrata o definita dall'utente. Hanno una rigidezza assiale e flessionale significativa. L'oggetto è creato a partire dalla workplane selezionata fino alla sottostante ed è già munito di interfacce di contatto.

Le condizioni di carico e le condizioni al contorno disponibili in PLAXIS-2D sono le seguenti:

- carichi distribuiti: carichi distribuiti su linea;
- carichi puntuali: carichi applicati su un punto;
- rotazioni impedito: vincolo puntuale di rotazione.
- spostamento imposto: controllo di spostamento imponibile nei punti;
- 'fixities': punti fissi
- 'standard fixities': condizioni al contorno standard (traslazione orizzontale perpendicolare impedita ai contorni verticali del modello e traslazione verticale ammessa; traslazione orizzontale e verticale impedita nel contorno orizzontale che delimita il modello in basso, bedrock; spostamenti e rotazioni libere per il linea di piano campagna);

Le condizioni di carico e le condizioni al contorno disponibili in PLAXIS-3D Foundation sono le seguenti:

- carichi distribuiti su piani orizzontali: carichi distribuiti agenti su superfici orizzontali quali aree tipo suolo, 'floors', pali;
- carichi distribuiti su piani verticali: carichi distribuiti su superfici verticali, utilizzati per esempio per modellare carichi da vento su facciate di edifici;
- carichi distribuiti su linea;
- carichi puntuali;
- 'line fixities': possibilità di imporre spostamenti nulli a linee giacenti su workplanes;
- 'standard boundary fixities': condizioni al contorno standard (traslazione orizzontale perpendicolare ai piani verticali di contorno impedita e traslazione verticale libera; spostamenti fissi in tutte le direzioni per il piano orizzontale di contorno in basso, bedrock; spostamenti liberi in tutte le direzioni per il piano campagna).

### 3.5 Interfacce

Per procedere con un'analisi dettagliata dell'interazione tra pali e terreno, è necessario considerare l'interfaccia tra di essi. Il motivo principale di effettuare un'analisi all'interfaccia, è quello di modellare la possibilità di perdita di contatto tra palo e suolo in prossimità della superficie del terreno. Infatti, quando un palo è caricato assialmente o orizzontalmente, vi sono zone in cui il contatto rimane quasi rigido, quelle in cui lo scambio di tensioni tra suolo e palo rimangono sotto un dato livello, mentre vi sono scorrimenti viscosi in quelle zone in cui questo livello limite viene superato. È importante introdurre questi elementi interfaccia, inoltre, poiché è utile poter valutare le tensioni presenti al contatto palo-terreno, che sono la chiave per capire quale è il funzionamento del problema.

Un elemento interfaccia, posto tra le superfici di contatto tra suolo e struttura, è costituito da uno 'spessore virtuale', con una dimensione immaginaria utilizzata per definire le proprietà del materiale di interfaccia. Maggiore è lo spessore virtuale, maggiori deformazioni elastiche saranno generate. In generale, gli elementi d'interfaccia devono poter generare deformazioni elastiche molto piccole, quindi lo spessore virtuale di tali elementi dovrebbe essere molto piccolo. D'altra parte, però, se tale spessore è troppo piccolo si potrebbero generare errori nell'analisi numerica. Lo spessore è calcolato automaticamente dal programma utilizzando un fattore relativo allo spessore virtuale moltiplicato per la dimensione media degli elementi a cui l'interfaccia si riferisce, determinata sulla base delle dimensioni degli elementi della mesh. Nel programma, il valore predefinito di questo fattore moltiplicativo è di 0,1, valore che può essere modificato dall'utente. Se gli elementi d'interfaccia sono sottoposti a sollecitazioni normali molto grandi, può essere necessario ridurre il fattore di spessore virtuale.

In PLAXIS-2D v.8, gli elementi interfaccia possono essere posizionati da entrambi i lati di una linea geometrica, consentendo una piena interazione tra oggetti strutturali (pareti, geogriglie, ecc.) ed il terreno circostante. Per essere in grado di distinguere tra le due interfacce possibili lungo una linea geometrica, le interfacce sono indicate da un segno più (+) o un segno

meno (-), questo segno è solo a scopo di identificazione, ma non ha un significato fisico e non ha influenza sui risultati.

Una tipica applicazione degli elementi interfaccia è quella in cui si ha a che fare con pali di fondazione, in cui il contatto tra struttura e terreno è in genere intermedio tra completamente ruvido e liscio. La rugosità, e quindi l'intensità dell'interazione tra i due materiali, è modellata introducendo un fattore di riduzione denominato R-inter, che servirà a scalare le forze di contatto all'interfaccia. Questo fattore mette in relazione le caratteristiche meccaniche all'interfaccia relative alla struttura (attrito sulla struttura ed adesione) con quelle del suolo (angolo d'attrito e coesione). Questo parametro all'interno del programma non viene specificato come una proprietà dell'interfaccia ma assieme alle caratteristiche del suolo.

La figura 3.4 mostra come gli elementi interfaccia sono connessi agli elementi suolo.

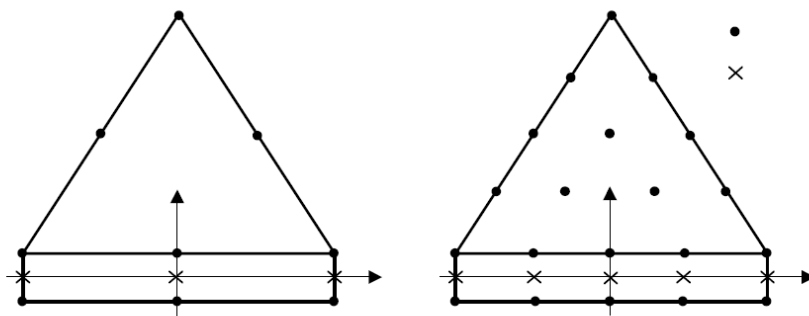


Figura 3.4:distribuzione di nodi e punti di tensione negli elementi interfaccia e connessione con gli elementi relativi al terreno.

Quando si utilizzano elementi suolo a 15-nodi, gli elementi interfaccia corrispondenti sono definiti da cinque coppie di nodi, mentre per elementi suolo a 6-nodi, gli elementi interfaccia sono formati da tre coppie di nodi. La figura mostra elementi interfaccia con uno spessore finito, ma nella formulazione agli elementi finiti le coordinate di ogni coppia di nodi sono identiche, il che significa che l'elemento ha uno spessore pari a 0. Questo spessore, che si vede in figura 3.4, è lo 'spessore virtuale' sopra citato, che viene utilizzato solamente per valutare le caratteristiche meccaniche dell'elemento interfaccia.



La matrice di rigidezza di tali elementi è ottenuta mediante integrazione Newton-Cotes. La posizione dei 'punti di tensione' di Newton-Cotes coincide con la coppia di nodi (spessore dell'interfaccia =0: i tre punti in figura coincidono). Quindi, per un elemento interfaccia con 10-nodi sono utilizzati 5 'punti di tensione', per uno a 6-nodi vi sono 3 'punti di tensione'.

Per descrivere il comportamento delle interfacce viene utilizzato un modello elasto-plastico, più precisamente il modello Mohr-Coulomb. Tale modello distingue tra comportamento elastico, dove sono permessi piccoli spostamenti all'interno dell'interfaccia, e comportamento plastico dove possono verificarsi slittamenti permanenti.

Affinchè l'interfaccia rimanga in campo elastico, la tensione di taglio  $\tau$  è data da:

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \tan\phi_i + c_i$$

E per il comportamento plastico  $\tau$  è data da:

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \tan\phi_i + c_i$$

dove  $\phi_i$  e  $c_i$  sono l'angolo d'attrito e la coesione (adesione) dell'interfaccia. Le proprietà di resistenza delle interfacce sono legate alle proprietà meccaniche dello strato di terreno a cui si riferiscono. Ad ogni set di dati relativi allo strato di terreno è associato un fattore di riduzione della resistenza per le interfacce (R-inter). Le proprietà degli elementi interfaccia vengono calcolate dai parametri del suolo attraverso l'uso del fattore R-inter nella seguente modalità:

$$c_i = R_{inter} c_{soil}$$

$$\tan\phi_i = R_{inter} \tan\phi_{soil} \leq \tan\phi_{soil}$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ per } R_{inter} < 1, \text{ altrimenti } \psi_i = \psi_{soil}$$

La resistenza d'interfaccia può essere impostata come *rigida*, che significa che l'interfaccia non influenza la resistenza del suolo nelle vicinanze (R-inter=1). Se invece si imposta l'interfaccia *manualmente*, si può introdurre il valore di R-inter relativo al problema in esame. In generale, per problemi reali d'interazione terreno-struttura, l'interfaccia è più flessibile dello strato di terreno associato, il che significa che il valore di R-inter dovrebbe essere minore di 1. Valori adatti di R-inter, per i casi d'interazione tra vari tipi di

suolo e strutture possono essere facilmente trovati in letteratura. In assenza di informazioni dettagliate si può assumere che R-inter sia dell'ordine di 2/3 (vedi anche par. 1.4 di questa tesi).

Quando l'interfaccia è in campo elastico si può avere sia scivolamento (parallelo rispetto al movimento d'interfaccia) che dilatazione (perpendicolare rispetto l'interfaccia).

Il valore di questi spostamenti è data da:

$$\text{Spostamento per dilatazione elastica} = \frac{\sigma t_i}{E_{oed,i}}$$

$$\text{Spostamento per scivolamento elastico} = \frac{\tau t_i}{G_i}$$

dove  $G_i$  è il modulo di taglio d'interfaccia,  $E_{oed,i}$ , è il modulo di compressione monodimensionale e  $t_i$  è lo spessore virtuale dell'interfaccia, generato durante la creazione degli elementi interfaccia nel modello geometrico. I moduli di compressione e di taglio sono legati dalle seguenti relazioni:

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i}$$

$$G_i = (R_{inter})^2 G_{soil} \leq G_{soil}$$

$$\nu_i = 0,45$$

E' chiaro da queste equazioni che, se vengono impostati i parametri elastici su valori bassi, allora gli spostamenti elastici potranno essere eccessivamente grandi; se, però, i parametri elastici sono troppo grandi la soluzione numerica potrebbe portare ad errori nella soluzione.

Nell'ambiente di lavoro PLAXIS-3D Foundation le interfacce hanno lo stesso funzionamento che in PLAXIS-2D v.8, riferite, tuttavia, agli elementi tridimensionali sopra introdotti; sono già integrate nei vari oggetti disponibili per la formazione del modello geometrico (beam, walls, floors e piles). La definizione del valore di riduzione R-inter, è attuata dall'utente nella finestra di dialogo per la descrizione delle caratteristiche del suolo e delle interfacce.

### 3.6 Approssimazione di un problema tridimensionale con un modello bidimensionale tipo 'platea su pali' (PLAXIS-2D)

Uno studio di Prakoso e Kulhawy (2001) ha affrontato il problema dell'approssimazione di elementi circolari, tipo palo di fondazione, in modelli agli elementi finiti bidimensionali. Il problema principale quando si modella una platea su pali con un modello di deformazione piana (modello 'plane strain') è il passaggio da tre a due dimensioni, cioè di esprimere un problema tridimensionale con un modello bidimensionale. Per fare ciò, le file di pali fuori dal piano sono semplificate come elementi parete, chiamate 'plane strain piles' (figura 3.5).

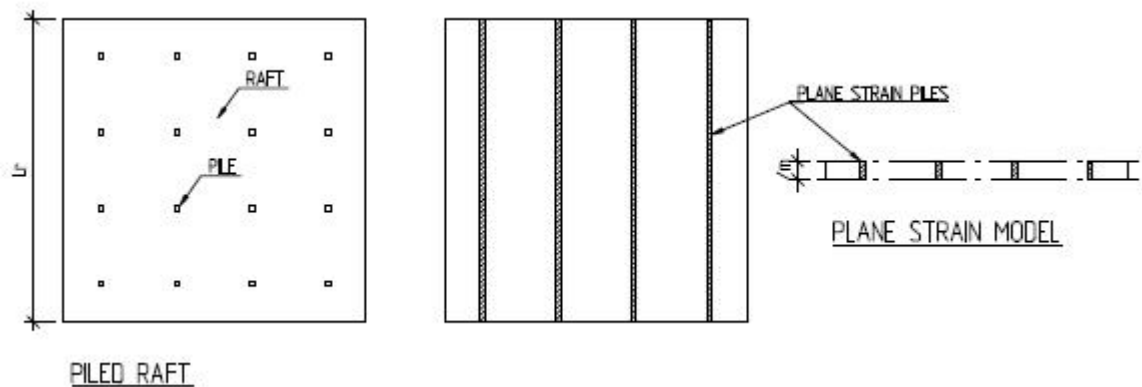


Figura 3.5: modello plane-strain per una platea su pali.

L'elemento parete utilizzato per modellare la fila di pali è definito per metro lineare come si vede in figura 3.5; la rigidità assiale, la rigidità flessionale e il peso per pali della fila devono essere "spalmati" su metro lineare:

$$EA_{p_{sp}} = EA_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r}$$

dove:  $EA_{p_{sp}}$  = rigidità assiale per il palo "plane strain"

$EA_p$  = rigidità assiale del palo singolo

$n_{p-row-i}$  = numero di pali nella fila  $i$  - esima

$L_r$  = profondità della platea fuori dal piano

$s = \frac{L_r}{n_{p-row-i}}$  = interasse tra i pali

Analogamente la rigidezza flessionale diventa:

$$EI_{psp} = EI_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r}$$

Ed il peso:

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r}$$

La grandezza  $\left(\frac{n_{p-row-i}}{L_r}\right)$  rappresenta l'interasse tra i pali nel caso di disposizione regolare dei pali sotto la platea; spesso, per casi in cui il bordo della platea non sia uguale a metà interasse tra i pali della fila, si approssima la fondazione come fosse simmetrica, e si assegna ad ogni palo una porzione di terreno pari all'interasse così adattato, cioè dividendo la platea per il numero di pali della fila.

Il cambiamento della sezione trasversale, introducendo il palo 'plane strain' (che, come abbiamo detto è un elemento parete, quindi a sviluppo bidimensionale su metro lineare di profondità), comporta una modifica significativa nell'area periferica dell'elemento considerato, che influenzerà la resistenza laterale del palo; per questo motivo si deve introdurre una resistenza laterale equivalente, per rendere il modello più veritiero possibile.

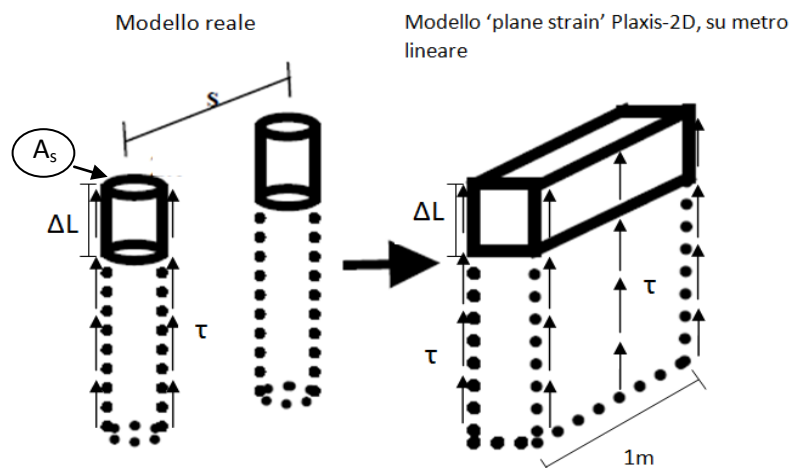


Figura 3.6: riduzione delle caratteristiche all'interfaccia per garantire la stessa interazione palo-terreno.

Siccome un palo 'plane strain' possiede una superficie di contorno definita da due superfici laterali (figura 3.6), la resistenza laterale si modifica in:

$$R_{shaft(plane\ strain)} = 2 \cdot \Delta L \cdot 1m \cdot \tau$$

$$R_{shaft(real\ model)} = \frac{n_{p-row-i} \cdot A_s \cdot \Delta L \cdot \tau}{L_r}$$

Uguaglio la resistenza reale,  $R_{shaft(real\ model)}$ , e quella del modello,  $R_{shaft(plane\ strain)}$ , per trovare un fattore di riduzione:

$$R_{shaft,eq} = \frac{n_{p-row-i} \cdot A_s \cdot R_{shaft}}{2L_r} = \alpha_{ar} \cdot R_{shaft}$$

dove

$R_{shaft,eq}$  = resistenza laterale equivalente (modello)

$R_{shaft}$  = resistenza laterale palo singolo

$A_s$  = area laterale per unità di profondità =  $\pi \cdot D$

$\frac{n_{p-row-i}}{L_r}$  = interasse pali =  $s$

$\alpha_{ar}$  = rapporto d'area

In Plaxis, questi elementi pali 'plane strain', vengono modellati come elementi 'plate' con caratteristiche meccaniche equivalenti come sopra introdotto, e relative interfacce di contatto per simulare l'interazione palo-terreno. All'interno dell'elemento interfaccia è racchiusa la resistenza laterale, che può essere modificata ed adattata a quella reale, attraverso il fattore di riduzione delle caratteristiche del suolo,  $R_{inter}$ . La resistenza laterale è, quindi, modificata come segue, in accordo con l'equazione precedente:

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-i} A_s}{2L_r} R_{inter}$$

Il cambio di sezione trasversale per modellare il palo, incide anche sulla resistenza di punta. L'elemento 'plate', utilizzato per modellare il palo 'plane strain' non prevede una resistenza di punta, quindi è bene simulare tale resistenza attuando un'ulteriore approssimazione.

Per far sì che l'elemento 'plate' abbia tale resistenza si è introdotto un elemento 'plate' in direzione orizzontale, perpendicolare al palo 'plane strain', con rigidezza flessionale "infinita" (rigidezza 5÷6 ordini di grandezza maggiore di quella del palo, poiché Plaxis non ammette valori di rigidezza troppo alti). Questo elemento è intestato alla base del palo 'plate' che simula il palo nel modello bidimensionale, e deve avere un'area equivalente a quella della base del palo:

$$\frac{\pi D^2}{4} = D_{eq} \cdot 1_{ml, prof.}$$

Per cui l'elemento 'plate' che simula la base del palo avrà una larghezza pari a:  $D_{eq} = \frac{\pi D^2}{4} = A_{base\ palo}$ .

### 3.7 Modelli di comportamento del terreno

#### 3.7.1 Modello elastico lineare

Un modello di materiale è un insieme di equazioni matematiche che descrivono la relazione tra tensione e deformazione. Questi modelli sono spesso espressi in una forma in cui incrementi infinitesimali di tensione sono correlati a incrementi infinitesimali di deformazione. Tutti i modelli di materiale implementati in Plaxis sono basati su relazioni tra incrementi di tensione efficace,  $\underline{\dot{\sigma}}'$ , ed incrementi di deformazione,  $\underline{\dot{\varepsilon}}$ .

Per definire la tensione si utilizza un tensore degli sforzi tipo:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Nella teoria di deformazione standard il tensore degli sforzi è simmetrico, allora,  $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$ ,  $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ ,  $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$ . Quindi scrivendo il tensore in forma di vettore si avrà:

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

In accordo con la teoria di Terzaghi, le tensioni nel terreno sono divise in tensioni efficaci,  $\underline{\underline{\sigma}}'$ , e pressioni interstiziali,  $\underline{\underline{\sigma}}_w$ :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}' + \underline{\underline{\sigma}}_w$$

Si considera che l'acqua interstiziale non sostenga nessuno sforzo di taglio. Quindi, le tensioni effettive di taglio sono uguali alle tensioni totali di taglio. Il vettore degli sforzi prima esposto può essere, quindi, espresso anche nella forma infinitesimale riferita alle sole tensioni efficaci (il punto indica l'infinitesimo) :

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}}' = (\dot{\sigma}'_{xx} \ \dot{\sigma}'_{yy} \ \dot{\sigma}'_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

Considerando ora le deformazioni, si deve introdurre il tensore delle deformazioni:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Le componenti di deformazione sono ottenute dalle derivate delle componenti di spostamento,  $\varepsilon_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial t_j}$ , dove i sta per x, y, z. In accordo con l'ipotesi di 'piccoli spostamenti', compaiono come componenti di deformazione per sforzi di taglio solo le somme delle componenti cartesiane complementari, denominate con il simbolo  $\gamma$ :  $\gamma_{ij} = \varepsilon_{ij} + \varepsilon_{ji}$ .

Quindi il vettore delle deformazioni sarà scritto nella forma:

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T$$

Considerando gli incrementi utilizzati dal calcolatore questo vettore può essere scritto nella forma:

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \ \dot{\varepsilon}_{yy} \ \dot{\varepsilon}_{zz} \ \dot{\gamma}_{xy} \ \dot{\gamma}_{yz} \ \dot{\gamma}_{zx})^T$$

Per modelli elasto-plastici, le deformazioni sono decomposte in componenti elastiche (apice e) e plastiche (apice p) :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p$$

Un modello di materiale per il suolo, in generale, è espresso come una relazione tra incrementi infinitesimali di tensione efficace ed incrementi infinitesimali di deformazione. La relazione può essere espressa nella forma:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{\underline{M}} \underline{\dot{\varepsilon}}$$

$\underline{\underline{M}}$  è la matrice di rigidità del materiale. In questo tipo di approccio, la pressione interstiziale è esplicitamente esclusa dalla relazione tensione-deformazione.

Il più semplice modello per i materiali in Plaxis è basato sulla legge di Hooke per il comportamento elastico lineare isotropo. Questo modello è disponibile con il nome di 'Linear Elastic Model', ma è anche alla base degli altri modelli più sofisticati. La legge di Hooke si può scrivere nella forma:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\varepsilon}_{xy} \\ \dot{\varepsilon}_{yz} \\ \dot{\varepsilon}_{zx} \end{bmatrix}$$



La matrice di rigidezza elastica del materiale è spesso indicata come  $\underline{D}^e$  (apice e ---> elastica).

In questo modello sono utilizzati due parametri del terreno, il modulo di Young,  $E$ , ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Le relazioni che intercorrono tra il modulo di Young  $E$  e gli altri moduli di rigidezza, come il modulo di taglio  $G$ , il modulo di compressibilità  $K$ , ed il modulo edometrico  $E_{oed}$ , sono dati da:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad ; \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} .$$

All'interno dell'ambiente Plaxis, per il modello elastico lineare è sufficiente introdurre i due parametri fondamentali,  $E$  e  $\nu$ , gli altri vengono calcolati automaticamente.

Questo tipo di modello non è realistico per il terreno, poiché non coglie le non linearità presenti nel suo comportamento; è molto interessante, però, nel momento in cui si vogliono confrontare risultati derivanti da analisi strutturali e di interazione con il terreno (fondazioni), derivanti da modelli presenti in letteratura, che in genere sono fondati su soluzioni elastiche lineari.

In Plaxis, il modello elastico lineare, associato al tipo di materiale 'non-porous' (non poroso), è utilizzato per modellare pareti spesse di calcestruzzo o piastre, comunque elementi strutturali compatti.

### 3.7.2 Modello Mohr-Coulomb

Questo modello è spesso usato come prima approssimazione del comportamento del suolo. In accordo con la sua semplicità, esso è molto comune e offre risultati ragionevoli. Il modello Mohr-Coulomb pone le sue basi su un comportamento elastico-perfettamente plastico (figura 3.7). La plasticità è associata a deformazioni irreversibili.

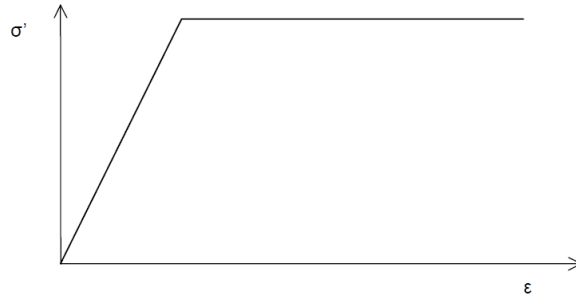


Figura 3.7: modello elasto-plastico.

Per valutare se in un calcolo avviene o meno una deformazione plastica, è stata introdotta una funzione di snervamento  $f$ , che lega tensioni e deformazioni. Questa funzione è spesso presentata come una superficie nello spazio delle tensioni principali e fissa il limite oltre il quale si avrà plasticizzazione. Questa superficie di snervamento è pienamente definita dai parametri del modello, senza una dipendenza dalle deformazioni plastiche. Per stati tensionali rappresentati da punti all'interno della superficie di snervamento, il comportamento è puramente elastico e tutte le deformazioni reversibili.

Il principio fondamentale del comportamento elasto-plastico è che le deformazioni e gli incrementi di deformazione sono decomposti in una parte elastica ed una plastica, come introdotto nel modello elastico lineare:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \qquad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p$$

Viene utilizzata la legge di Hooke per legare gli incrementi di tensione agli incrementi di deformazione elastica. Sostituendo l'equazione precedente nella legge di Hooke si ottiene:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} - \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p)$$

In accordo con la teoria classica di plasticità (Hill, 1950), gli incrementi di deformazione plastica sono proporzionali alla derivata della funzione di

snervamento rispetto alle tensioni. Questo significa che gli incrementi di deformazione plastica possono essere rappresentati come vettori perpendicolari alla superficie di snervamento. Questa forma classica della teoria è denominata plasticità associata. Tuttavia, per il tipo di funzioni di snervamento alla Mohr-Coulomb, la teoria di plasticità associata sovrastima la dilatanza. Pertanto, oltre alla funzione di snervamento, viene introdotta una funzione,  $g$ , detta potenziale plastico. Il caso  $g \neq f$  è indicato come plasticità non associata. In generale, gli incrementi di deformazione plastica sono scritti come:

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'}$$

in cui  $\lambda$  è il moltiplicatore plastico. Per il comportamento puramente elastico  $\lambda$  è uguale a zero, mentre per il comportamento plastico è positivo:

$$\lambda = 0 \quad \text{per:} \quad f < 0 \quad \text{oppure:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \underline{\dot{\epsilon}} \leq 0 \quad (\text{Comportamento Elastico})$$

$$\lambda > 0 \quad \text{per:} \quad f = 0 \quad \text{e:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \underline{\dot{\epsilon}} > 0 \quad (\text{Comportamento Plastico})$$

Queste equazioni possono essere usate per ottenere le seguenti relazioni tra gli incrementi di tensione efficace e incrementi di deformazione per il comportamento elasto-plastico (Smith & Griffith, 1982; Vermeer & de Borst, 1984):

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left( \underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right) \underline{\dot{\epsilon}}$$

dove  $d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'}$ .

Il parametro  $\alpha$  serve per il passaggio da comportamento del materiale puramente elastico, per cui  $\alpha = 0$ , a plastico, per cui  $\alpha = 1$ , come evidenziato nelle equazioni precedenti del modello.

La teoria di plasticità sopra riportata è limitata a superfici di snervamento regolari e non comprende una superficie limite multipiano come quella prevista nel modello Mohr-Coulomb. Per una superficie limite di questo tipo, la teoria della plasticità è stata estesa da Koiter et al. (1960) tenendo conto

di due o più funzioni di potenziale plastico, per coinvolgere diversi vertici di flusso:

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots$$

Allo stesso modo, per determinare il valore dei moltiplicatori ( $\lambda_1, \lambda_2, \dots$ ), sono state introdotte diverse funzioni di snervamento ( $f_1, f_2, \dots$ ).

La condizione di rottura alla Mohr-Coulomb è un'estensione della legge d'attrito di Coulomb per stati generali di tensione. In realtà, questa condizione garantisce che la legge di attrito di Coulomb sia verificata in qualsiasi piano di un elemento materiale.

La condizione di rottura alla Mohr-Coulomb completa, se formulata in termini di tensioni principali, consiste di sei funzioni di snervamento (Smith & Griffith, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi - c\cos\phi \leq 0$$

I due parametri del modello plastico che appaiono nelle funzioni di snervamento sono l'angolo d'attrito,  $\phi$ , e la coesione  $c$  (figura 3.8).

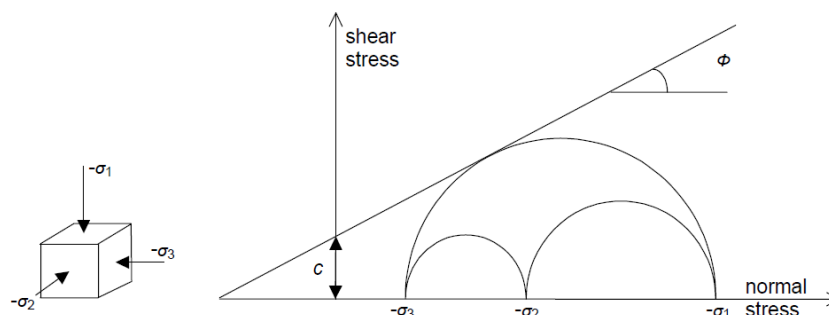


Figura 3.8: circoli di Mohr: configurazione al limite plastico.

Tutte queste funzioni di snervamento assieme formano un cono esagonale nello spazio delle tensioni principali (figura 3.9).

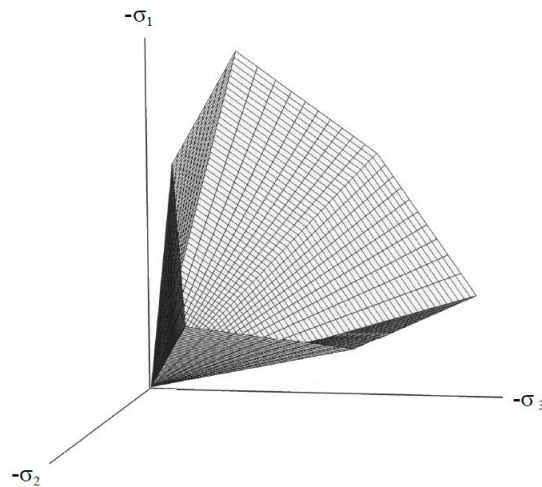


Figura 3.9: Superficie di rottura alla Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni principali ( $c=0$ ).

Quindi, se un punto, che rappresenta uno stato tensionale, ricade all'interno di tale regione, si avrà comportamento elastico, se è posizionato sulla frontiera si avrà comportamento plastico.

Affiancate alle funzioni di snervamento, sono state introdotte, per il modello Mohr-Coulomb, sei funzioni di potenziale plastico:

$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi
 \end{aligned}$$

Le funzioni di potenziale plastico appena introdotte, contengono un terzo parametro: la dilatanza  $\psi$  (si parlerà meglio di questo parametro nel prossimo paragrafo). Questo parametro è necessario per modellare gli incrementi positivi di deformazione volumetrica nei terreni addensati.

Per  $c > 0$ , il modello Mohr-Coulomb permette trazioni nel terreno, oltre che compressioni, anche se il terreno non riesce a sostenere trazioni se non piccole. Questo comportamento può essere tenuto in considerazione in Plaxis, specificando un 'tension cut-off'. In questo caso, cerchi di Mohr con tensioni principali positive, non sono consentiti. La tensione di cut-off presenta tre funzioni aggiuntive di snervamento, definite come:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0$$

Quando questa procedura è utilizzata, la sollecitazione di trazione ammissibile,  $\sigma_t$ , è presa di default uguale a zero.

In Plaxis, tuttavia, la forma esatta del modello Mohr-Coulomb è implementata con una brusca transizione da una superficie di snervamento ad un'altra. Per una descrizione dettagliata del trattamento degli spigoli del dominio di rottura si rimanda alla letteratura (Koiter, 1960; van Langen e Vermeer, 1990).

I parametri fondamentali del modello Mohr-Coulomb, necessari in Plaxis, per la modellazione del terreno sono: l'angolo d'attrito  $\phi$ , la coesione  $c$ , la dilatanza  $\psi$ , oltre al modulo di Young  $E$  e coefficiente di Poisson  $\nu$ .

### 3.7.3 Importanza del parametro $\psi$ : approssimazione della dilatanza

Il fatto che, alcuni dei modelli costitutivi più popolari possono offrire soluzioni non troppo accurate è un problema che molti utenti hanno incontrato e di cui, spesso, non sono consapevoli. Uno studio di Potts (2003) ha affrontato proprio questo problema: è stata condotta un'analisi sull'influenza della dilatanza,  $\psi$ , in riferimento a diversi problemi geotecnici condotti tramite analisi agli elementi finiti. Per illustrare i tipi di problemi che possono sorgere, si è considerato un modello di terreno alla Mohr-Coulomb. Come introdotto precedentemente, questo modello, può essere utilizzato con angoli di dilatazione compresi tra  $\psi = 0^\circ$  e  $\psi = \phi'$ . Tale parametro controlla l'ampiezza della dilatazione plastica (espansione plastica di volume), che rimane costante una volta che lo stato tensionale raggiunge la superficie di snervamento. Ciò implica che il terreno continuerà a dilatarsi indefinitamente finché si avrà deformazione tagliante. Chiaramente, tale comportamento non è realistico, infatti, la maggior parte dei terreni, ad un certo punto, raggiunge una condizione di stato critico, dopodiché si deformerà a volume costante, se sollecitati ulteriormente. Tale comportamento non ha una grande influenza sui problemi al contorno che sono cinematicamente non confinati, infatti, ad esempio è stato dimostrato che le fondazioni superficiali non ne risentono. Tuttavia, può avere un effetto importante su problemi che sono cinematicamente confinati (come nel caso analizzato in questa tesi: pali caricati assialmente), a causa delle restrizioni imposte dalle condizioni al contorno, sui cambiamenti di volume. In particolare, si possono ottenere risultati non realistici in analisi non drenate, in cui vi è un vincolo severo imposto dalla restrizione di variazione nulla di volume, associata con il comportamento non drenato del suolo. Ciò si potrebbe verificare ogni qualvolta si associa ad un'analisi di consolidamento un'applicazione dei carichi relativamente rapida, oppure in una un'analisi in cui il terreno è modellato in termini di tensioni efficaci a comportamento non drenato, con associato un modulo di compressibilità del fluido nei pori abbastanza alto (par. 3.7.4 di questa tesi).

È stato condotto un esempio che considera la previsione del comportamento di un palo ( $d=1\text{m}$  ;  $L= 20\text{m}$ ) sottoposto a carico assiale. Attraverso un

programma agli elementi finiti, si è modellato il palo, a comportamento elastico-lineare, immerso in un terreno omogeneo con comportamento alla Mohr-Coulomb.

I risultati delle due analisi sono riportati in figura 3.10. L'unica differenza tra le due analisi è che in una l'angolo di dilatanza è stato assunto pari all'angolo d'attrito,  $\psi = \phi'$ , nell'altra è stato assunto pari a 0,  $\psi = 0$ .

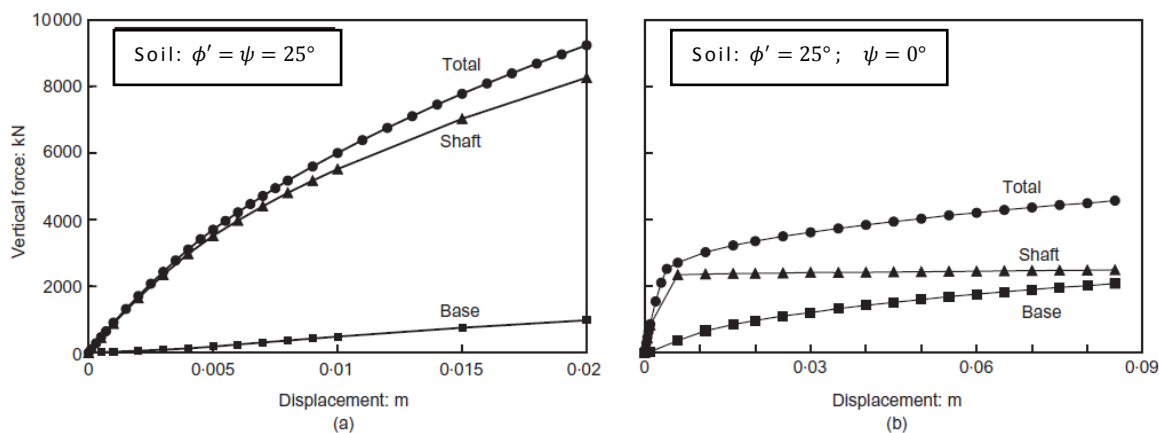


Figura 3.10:comportamento di un palo nel suolo:(a)  $\phi' = \psi = 25^\circ$  (b)  $\phi' = 25^\circ; \psi = 0^\circ$

Per entrambe le analisi, il grafico carico-cedimento è presentato in termini di carico totale sul palo in relazione a spostamenti in testa, laterali ed alla base. Considerando il caso con  $\phi' = \psi = 25^\circ$  si può notare che non si raggiunge un carico totale ultimo (figura 3.10(a)). Sia il carico alla base che quello laterale continuano a crescere con lo spostamento in testa. Sebbene i risultati sono mostrati fino ad uno spostamento della testa del palo fino a 0,02m, l'analisi è stata portata avanti fino a valori molto più elevati di spostamento (2,0 m). Continuano ad aumentare sia il carico alla base sia quello laterale, anche a questi grandi spostamenti, senza raggiungere un valore di capacità ultima.

Nel caso di analisi con  $\psi = 0$ , si raggiunge un carico di rottura relativo ad uno spostamento in testa di circa 2m. I risultati di questa analisi sono mostrati in figura 3.10(b), per spostamenti fino a 0,09m (9% del diametro del palo). Si può vedere che la componente laterale della capacità del palo è completamente mobilitata ad uno spostamento della testa di soli 0.005 m, mentre la componente di base è ancora in crescita, e raggiunge il suo massimo ad uno spostamento di 2 m. Il confronto dei risultati dei grafici in



figura 3.10 (a)-(b), indica che la dilatanza non solo influenza il carico limite, ma anche il comportamento carico-cedimento. Ulteriori analisi con angolo di dilatanza  $0^\circ < \psi < 25^\circ$  indicano che non si giunge, neanche in questo caso, ad un carico ultimo (almeno per uno spostamento in testa di 2m), e che maggiore è la dilatanza, maggiore è l'inclinazione della curva carico-cedimento (comportamento più rigido del sistema). Di conseguenza, l'unico tipo di analisi che porta ad un carico ultimo è quella condotta con un valore di dilatanza pari a  $\psi = 0^\circ$ . Tuttavia, la maggior parte delle sabbie presentano una certa quantità fissa di dilatazione sotto sollecitazioni taglienti, quindi analisi agli elementi finiti con modelli per il terreno in cui il valore della dilatanza è preso uguale a zero possono risultare troppo conservative.

Tale approssimazione della dilatanza è necessaria per condurre studi agli elementi finiti, che portino a simulare la rottura del sistema struttura di fondazione-terreno e quindi di definire un carico ultimo del sistema; comunque in realtà si ha un comportamento intermedio tra le due situazioni limite ( $\phi' = \psi = 25^\circ$  e  $\psi = 0$ ). Simulare il comportamento del terreno, adottando un valore nullo per la dilatanza, rimane comunque un'approssimazione a favore di sicurezza, in quanto, raggiunto il valore limite della capacità resistente ottenuto con la simulazione, saremo sicuri che in realtà si avranno ulteriori risorse di resistenza.

### 3.7.4 Analisi non drenata con parametri efficaci

Plaxis consente di specificare il comportamento non drenato del terreno con un'analisi alle tensioni efficaci utilizzando i parametri efficaci del terreno. Questo può essere ottenuto trasformando, la forma invertita della legge di Hooke in termini di incrementi di tensione totale e parametri non drenati,  $E_u$  e  $\nu_u$ , in accordo con il principio di Terzaghi, il quale sostiene che le tensioni totali nel terreno,  $\underline{\sigma}$ , sono suddivise in tensioni efficaci,  $\underline{\sigma}'$ , e pressione interstiziale,  $\sigma_w$ :

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + \sigma_w$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + \sigma_w$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + \sigma_w$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy} \quad ; \quad \sigma_{yz} = \sigma'_{yz} \quad ; \quad \sigma_{zx} = \sigma'_{zx}$$

Un'ulteriore distinzione viene fatta tra pressione costante nei pori,  $p_{steady}$ , e pressione in eccesso,  $p_{excess}$ :

$$\sigma_w = p_{steady} + p_{excess}$$

La pressione costante nei pori è generata come input, dal programma, in relazione al livello di falda. La pressione in eccesso è generata nella fase di calcolo per i casi di comportamento non drenato in seguito a sollecitazioni del terreno.

Poiché la derivata nel tempo della componente di stato stazionario è uguale a zero, segue che:

$$\dot{\sigma}_w = \dot{p}_{excess}$$

Considerando acqua leggermente comprimibile, l'incremento di pressione dei pori è scritto come:

$$\dot{\sigma}_w = \frac{K_w}{n} (\dot{\varepsilon}_{xx}^e + \dot{\varepsilon}_{yy}^e + \dot{\varepsilon}_{zz}^e)$$

in cui  $K_w$  è il modulo di compressibilità dell'acqua e  $n$  è la porosità del suolo.

La forma invertita della legge di Hooke può essere scritta in termini di incrementi di tensione totale e parametri non drenati  $E_u$  e  $\nu_u$ :

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix}$$

dove:

$$E_u = 2G(1 + \nu_u) \qquad \nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')}$$

$$\mu = \frac{1}{3n} \frac{K_w}{K'} \qquad K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')}$$

Quindi l'opzione speciale per il comportamento non drenato in Plaxis fa in modo che i parametri efficaci  $E'$  e  $\nu'$ , siano trasformati in parametri non drenati  $E_u$  e  $\nu_u$  in accordo con le equazioni di definizione del modello all'inizio del paragrafo.

Il comportamento pienamente incompressibile è ottenuto per  $\nu_u = 0,5$ . Tuttavia, questo valore porta alla singolarità della matrice di rigidità. Infatti, l'acqua non è completamente incompressibile sebbene un modulo di compressibilità realistico per l'acqua è troppo grande. Plaxis tiene in considerazione un valore di default  $\nu_u = 0,495$ , per evitare problemi numerici causati da una compressibilità estremamente bassa.

Questo tipo di analisi è disponibile in Plaxis per tutti i modelli di comportamento del terreno, anche se è possibile condurre analisi non drenate immettendo i reali parametri non drenati,  $E_u$  e  $\nu_u$ .

### 3.8 Proprietà della mesh e impostazione del calcolo

Plaxis consente una generazione completamente automatica della mesh di elementi finiti. La generazione della mesh è basata su un procedimento di triangolazione robusta, che si traduce in mesh non strutturate. Queste 'maglie' possono sembrare disordinate, ma le prestazioni numeriche di tali mesh danno risultati migliori rispetto a quelle strutturate.

Il generatore di mesh richiede un parametro generale che rappresenta la dimensione media dell'elemento,  $l_e$ , calcolata in base alle dimensioni geometriche esterne (confini del modello), impostate dall'utente, ( $x_{min}$ ,  $x_{max}$ ,  $y_{min}$ ,  $y_{max}$ ) utilizzando la seguente relazione:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}}$$

dove  $n_c$  = 25 (mesh molto grossolana)  
= 50 (mesh grossolana)  
= 100 (mesh media)  
= 200 (mesh fine)  
= 400 (mesh molto fine)

Generata la mesh si passa a definire le condizioni iniziali. Prima del calcolo vero e proprio si deve, infatti, determinare la condizione iniziale del suolo: ciò comprende sia il calcolo dello stato tensionale efficace nel terreno che le pressioni iniziali dell'acqua, presente nei pori.

Per ottenere la distribuzione delle pressioni interstiziali, il programma conduce un'analisi agli elementi finiti basata sulla mesh generata, sul livello di falda definito dall'utente, sulla permeabilità del suolo e sulle condizioni al contorno del modello.

Lo stato di sollecitazione iniziale del terreno è definito, in un'analisi bidimensionale, dalla tensione verticale insieme alla spinta orizzontale. La pressione verticale è generata da carichi esterni o dal peso del suolo, la spinta orizzontale viene calcolata conoscendo il coefficiente di spinta  $K$ . Plaxis, per definire la condizione iniziale, calcola queste due tensioni in ogni punto del modello, non considerando eventuali carichi esterni o strutture immerse nel terreno: "suolo a riposo". Le sollecitazioni orizzontali

vengono, quindi, calcolate utilizzando il coefficiente di spinta a riposo, vale a dire  $K_0$ . Il valore predefinito di questo coefficiente è:  $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$  (formula di Karky) denominato all'interno del programma 'K<sub>0</sub>-procedure'.

A questo punto si procede con l'impostazione del calcolo vero e proprio definendo le varie fasi di calcolo. Il programma consente di modificare le configurazioni geometriche attivando e disattivando aree o oggetti strutturali, permettendo quindi di simulare il montaggio delle strutture in esame, valutando per ogni fase la risposta del terreno e delle strutture. Inoltre, Plaxis permette una simulazione accurata e realistica delle fasi di costruzione effettive, quali i cambiamenti di carico del sistema di reazione durante il processo di caricamento della struttura o del terreno. Si possono modificare per ogni fase anche le proprietà dei materiali e la distribuzione delle pressioni interstiziali.

### 3.9 Esempio applicativo: palo singolo su suolo omogeneo

In questo paragrafo si introduce un semplice studio sulla simulazione del comportamento di un palo singolo immerso in un mezzo omogeneo asciutto (livello di falda sul confine inferiore del modello), per calibrare i parametri e le fasi di calcolo che saranno utilizzati per l'analisi del caso reale che sarà esposto nel prossimo capitolo e per meglio comprendere l'interazione terreno-struttura. Nel primo esempio, il palo singolo sarà caricato assialmente, mentre nel secondo caso sarà caricato ortogonalmente all'asse; ognuna delle due modalità di carico sarà analizzata con il modello di terreno elastico-lineare ed il modello Mohr-Coulomb; per ogni modello sarà condotta la validazione dei risultati ottenuti.

#### 3.9.1 Palo singolo su suolo omogeneo: carico assiale

Si procede, dapprima, con il calcolo analitico del caso in esame, utilizzando le formule della teoria classica riguardanti il palo singolo con carico assiale, (scelto pari a 5063 KN). I risultati ottenuti da tali calcoli, ci serviranno per validare le soluzioni che scaturiscono dal modello agli elementi finiti per valutare la bontà del modello stesso e dei parametri utilizzati, che saranno poi impiegati anche nel modello con terreno alla Mohr-Coulomb.

Si utilizzano le soluzioni classiche introdotte nel primo capitolo di questa tesi, nello specifico si utilizza la soluzione di Poulos riguardante il palo singolo su suolo omogeneo isotropo.

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \nu = 0,3$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 15384,6 \text{ KN/m}^2$$

Si stima attraverso i grafici introdotti da Poulos, il fattore d'influenza,  $I_w$ , relativo al caso in esame (palo rigido su suolo omogeneo).

$$\frac{L}{D} = \frac{22}{1,2} = 18,3$$

$$\frac{h}{L} = \frac{36}{22} = 1,64$$

In condizioni non drenate il programma introduce un coefficiente di Poisson pari a 0,495, quindi si considera il grafico inerente a  $\nu = 0,5$ :

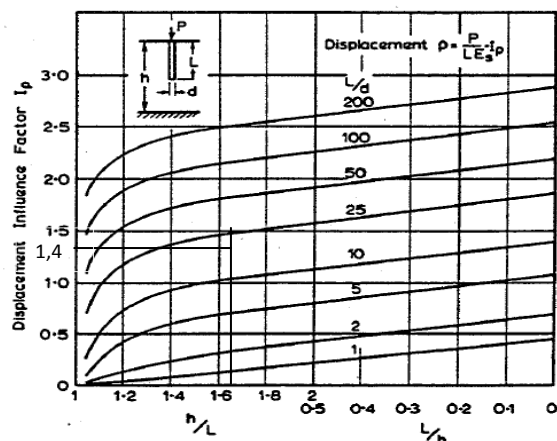


FIG.13.6 Displacement of incompressible pile in finite layer.  $\nu_s = 0.5$ .

$$I_w = 1,4$$

$$w_b = \frac{P}{E_s \cdot L} I_w = \frac{5063}{40000 \cdot 22} 1,4 = 8,05 \text{ mm}$$

La prima simulazione è stata condotta tramite un modello agli elementi finiti bidimensionale servendosi del programma PLAXIS-2D v.8. Per la costruzione del modello agli elementi finiti, si definisce, dapprima, il modello geometrico. Si è scelto di simulare il problema attraverso un modello di deformazione piana, 'plane strain', di dimensioni totali: 50m di larghezza x 36m di altezza e si sono imposte le condizioni al contorno standard.

Il primo caso analizzato è il caso di terreno elastico lineare. I parametri che sono utilizzati da tale modello, come è stato introdotto in questo capitolo, sono il modulo di Young del terreno,  $E$ , ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , oltre al peso specifico del terreno,  $\gamma$ , per impostare le condizioni iniziali:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3 ,$$

considerando il comportamento non drenato con l'introduzione dei parametri efficaci (par. 3.7.4).

Fatto ciò, si è passati alla modellazione del palo immerso nel terreno. Lo strumento migliore per modellare il comportamento di tale struttura è l'elemento 'plate', a comportamento elastico, di cui si deve definire rigidità assiale,  $EA$ , rigidità flessionale,  $EI$ , rapporto del coefficiente di Poisson,  $\nu$ , e peso specifico,  $\gamma$ .

Le ipotesi considerate nel calcolo dei cedimenti attraverso le formule di Poulos, impongono lo studio di un palo infinitamente rigido, di peso specifico nullo, immerso in un mezzo omogeneo isotropo elastico-lineare.

Si costruisce quindi l'elemento plate che simula il palo, con lunghezza pari a 22m, e caratteristiche meccaniche pari a:

$$EA = 9 \cdot 10^{10} \text{ KN/m} \quad (\text{valore forfettario per rigidezza assiale infinita})$$

$$EI = 8 \cdot 10^9 \text{ KNm}^2/\text{m} \quad (\text{valore forfettario per rigidezza flessionale infinita})$$

Per la simulazione della base del palo si è utilizzato un elemento 'plate' intestato alla base di dimensioni pari all'area di base (par.:3.6):

$$D_{eq} = A_{base\ palo} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

Per conferire rigidezza flessionale infinita alla base del palo si sono introdotti due valori forfettari:

$$EA_{punta} = 9000000000000 \text{ KN/m}$$

$$EI_{punta} = 50000000000000 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

Le formule analitiche considerano il contatto di tipo rigido tra superficie laterale del palo e terreno, quindi, introdotte le interfacce di contatto, si considera come primo approccio, una riduzione nulla delle caratteristiche di adesione:

$$R_{inter} = 1$$

Si è supposto un carico assiale puntuale, pari a 5063 KN, diviso per 3-volte il diametro del palo per considerare il grado d'influenza del palo nel modello 2D. Considerando, infatti, il caso di palo singolo su di una estensione infinita di terreno, ed analizzando le superfici di contatto del cilindro che rappresenta il palo e l'elemento parete utilizzato nel modello bidimensionale, ci si accorge che la differenza tra le due superfici è di  $\pi$ , un po' come i 3-diametri riportati in letteratura per considerare l'interazione nulla tra due pali.

Si imposta, quindi un carico pari a:

$$P = \frac{5063}{3 \cdot 1,2} = 1406 \text{ KN/m}$$

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente migliorata nelle vicinanze del palo.



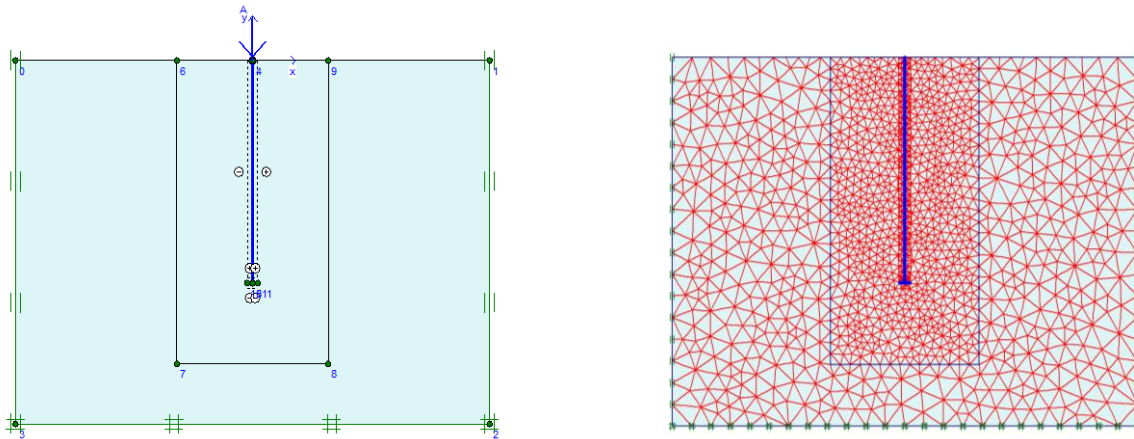


Figure 3.11-a) modello geometrico b) discretizzazione attraverso mesh fine.

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin 25^\circ = 0,577$$

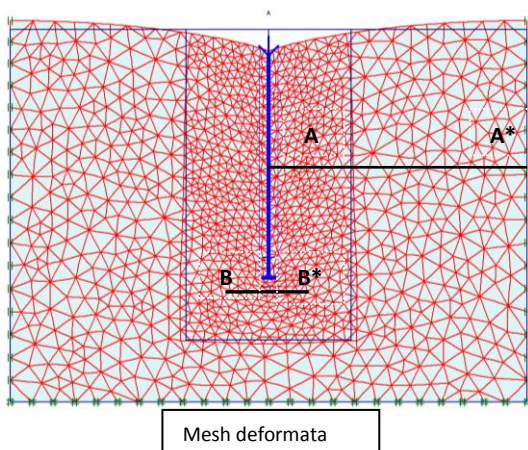
(il valore di  $\phi'$  è un valore forfettario, usato per l'esempio).

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nell'attivazione degli elementi 'plate' per simulare la costruzione del palo.

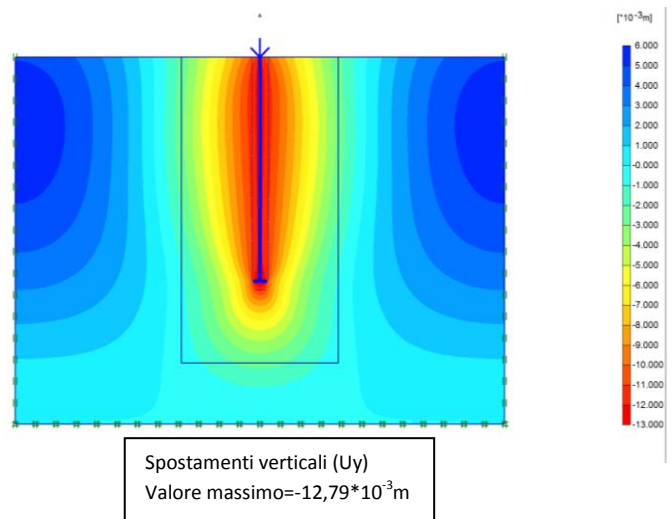
La terza fase è la fase di carico.

Si sono ottenuti i seguenti risultati:



Mesh deformata

Figura 3.12



Spostamenti verticali ( $U_y$ )  
Valore massimo =  $-12,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Figura 3.13

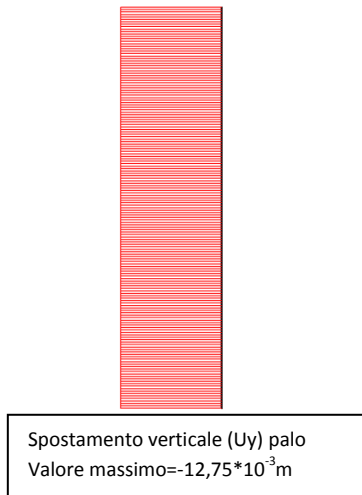


Figura 3.14

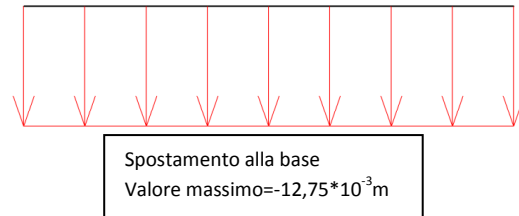


Figura 3.15

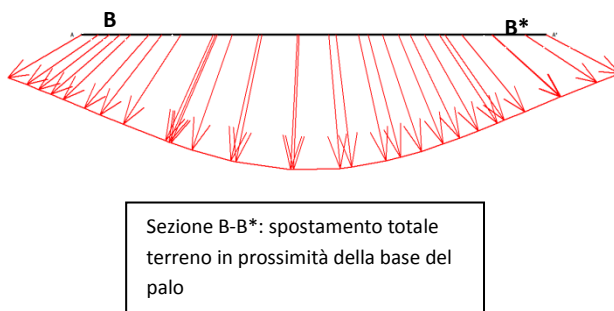


Figura 3.16

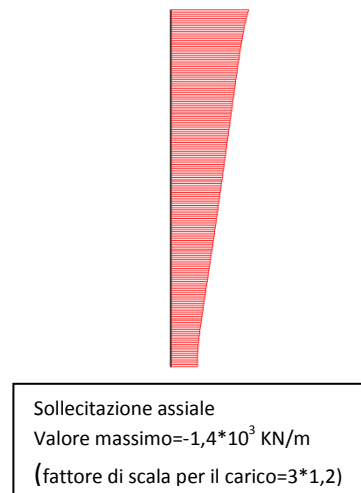


Figura 3.17

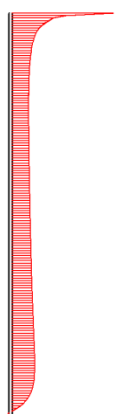


Figura 3.18

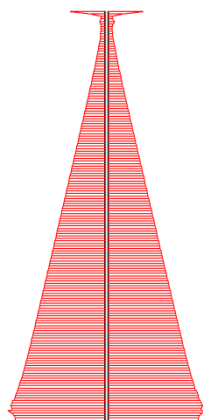


Figura 3.19

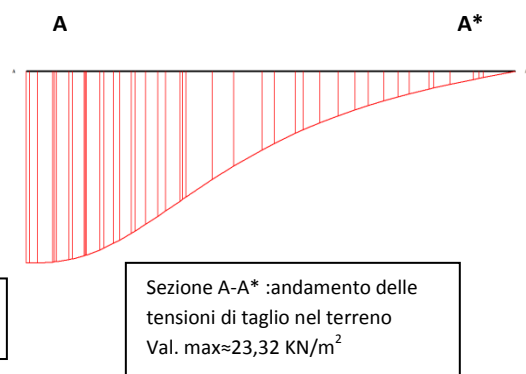


Figura 3.20

Il valore del cedimento ottenuto con il modello agli elementi finiti, con comportamento del terreno elastico lineare, è confrontabile con quello ottenuto dal calcolo analitico, anche se il modello sovrastima di qualche millimetro il valore ottenuto analiticamente:

$$w_{FEM-el.} = 12,75mm \cong w_{analitico} = 8,05mm$$

All'interfaccia palo-terreno si sviluppano tensioni tangenziali d'attrito, relative all'adesione tra i due materiali che scaricano al terreno parte del carico agente su palo. Ciò può essere notato anche dalla figura 3.17, infatti, il carico ha un andamento lineare (vicino alla base la presenza dell'elemento plate che simula la base stessa disturba leggermente tale andamento), poiché con il crescere della profondità parte del carico è scaricata al terreno lungo il fusto, per resistenza attrittiva laterale. Le tensioni tangenziali d'attrito/adesione, rappresentate in figura 3.18, hanno un andamento 'quasi' costante, a parte in vicinanza alla superficie e nella zona prossima alla base del palo nella quale si risente del disturbo provocato dall'elemento 'plate' utilizzato per simulare la base, poiché non permette l'adesione piena tra palo e terreno in questa zona, oppure dalla minore interazione dovuta all'allontanamento del terreno dalle zone limitrofe al palo conseguente allo spostamento della punta del palo (figura 3.16).

Analizzando la figura 3.19 si può notare come le tensioni normali all'interfaccia aumentino con la profondità: tale effetto è dovuto all'aumentare del sovraccarico che genera tensioni verticali, e di conseguenza tensioni orizzontali, via via più grandi.

Realizzando una sezione (A-A\*) nel terreno, a partire dal palo fino al confine dell'area di prova e visualizzando le tensioni di taglio nel terreno, si può notare che, da quasi nulle al confine, sono massime in vicinanza della struttura (figura 3.20).

Si considera ora il modello elasto-plastico alla Mohr-Coulomb. Per la costruzione di tale modello è sufficiente cambiare il comportamento del terreno nella finestra di dialogo che interessa le caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, ed immettendo i parametri necessari per il tipo di comportamento alla Mohr-Coulomb. Il modello geometrico rimarrà lo

stesso ed anche la mesh e le varie fasi di calcolo. I parametri necessari per il modello elasto-plastico sono, come introdotto nei paragrafi precedenti, l'angolo d'attrito,  $\phi$ , la coesione,  $c$ , l'angolo di dilatanza,  $\psi$ , oltre al modulo di Young,  $E$ , ed al coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Si sono scelti, per tali parametri, i valori di:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi = 0^\circ \quad (\text{come suggerito dallo studio di Potts, par.:3.7.3 di questa tesi})$$

Le caratteristiche meccaniche approssimate al modello bidimensionale 'plane strain' per gli elementi plate che simulano il palo sono le stesse del modello precedente, con comportamento elastico-lineare; lo stesso vale per le interfacce.

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

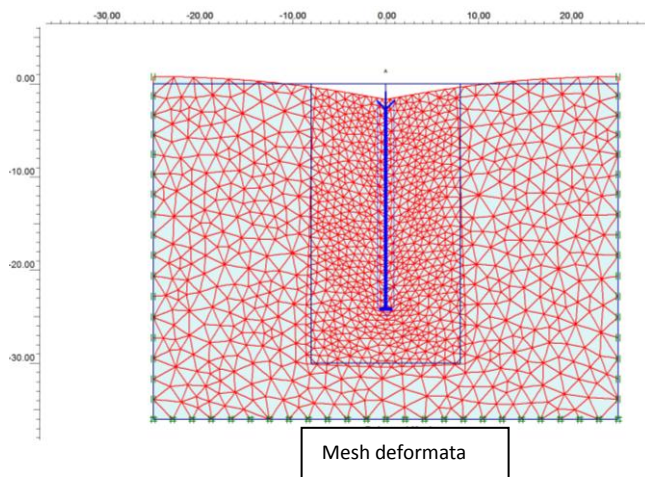


Figura 3.21

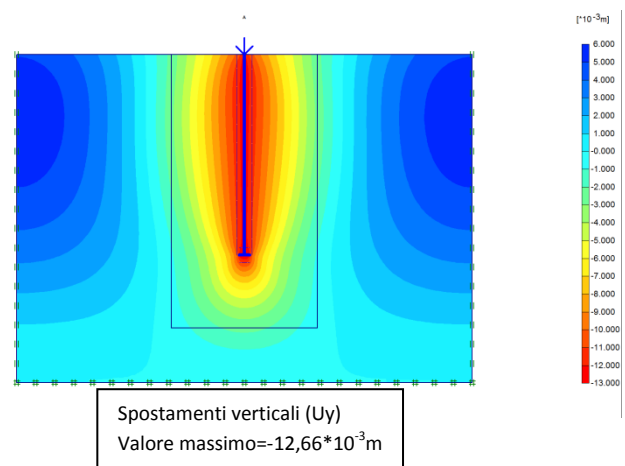


Figura 3.22

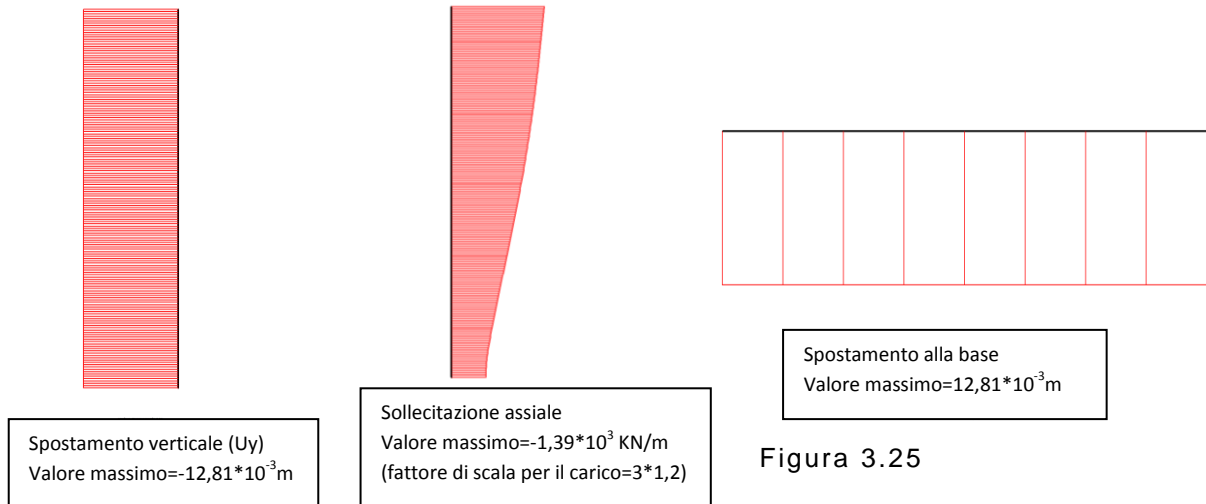


Figura 3.23

Figura 3.24

Figura 3.25

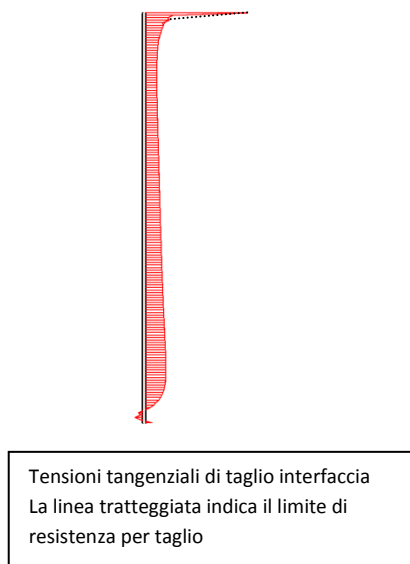


Figura 3.26

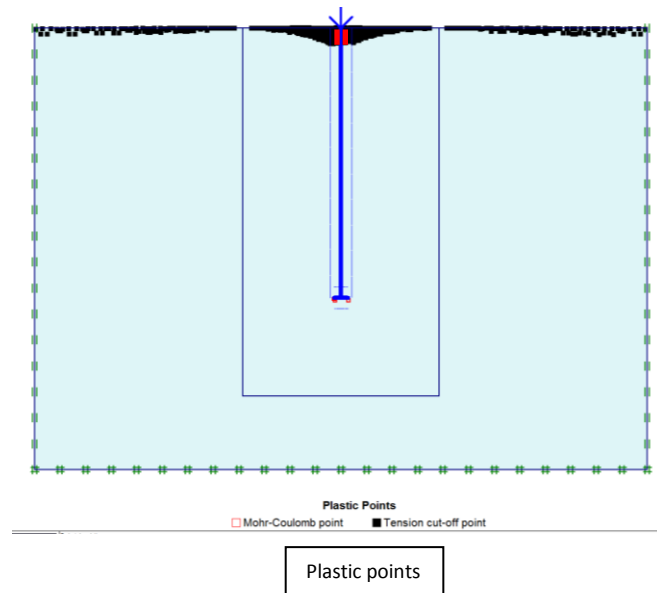


Figura 3.27

Come si può notare dalla figura 3.25, i cedimenti alla base ottenuti dal modello di terreno alla Morh-Coulomb sono confrontabili con quelli analitici ed anche con quelli ottenuti nell'esempio precedente, di terreno elastico-lineare:

$$w_{FEM-MC} = 12,81mm > w_{FEM-el.} = 12,75mm \cong w_{analitico} = 8,05mm$$

Il valore del cedimento alla base è, come previsto, leggermente più grande del risultato ottenuto dal modello elastico, poiché il comportamento alla Mohr-Coulomb concede la plasticizzazione del terreno. Si può notare tale comportamento in figura 3.27, dove si osserva che nelle zone sottostanti la

base sono presenti 'Mohr-Coulomb points', che denotano zone di terreno che hanno raggiunto la superficie di snervamento del modello elasto-plastico utilizzato per modellare il suolo, e che, di conseguenza, consentono spostamenti maggiori.

Sono presenti punti plastici anche in una zona della superficie d'interazione vicino la testa del palo, nei quali si è raggiunta la condizione plastica, per cui si ha scorrimento tra le due superfici. Il raggiungimento di tale condizione è dovuta al maggiore stato tensionale che è presente nelle zone superficiali, poiché il carico trasmesso al terreno, e quindi equilibrato, è ancora limitato. In queste zone, infatti, la quota parte del carico applicato sul palo che si scarica al terreno per adesione lungo il fusto, induce tensioni tangenziali all'interfaccia che fanno raggiungere lo stato plastico al terreno nelle vicinanze (figura 3.26). Questo comportamento è dovuto al fatto che si sono scelte interfacce rigide per confrontare i risultati dei modelli con quelli analitici; se si fossero impostate le interfacce con valori di interazione simili alla realtà, quindi riducendo all'interfaccia le caratteristiche meccaniche d'interazione, si sarebbe osservato il raggiungimento della fase plastica all'interfaccia prima che nel terreno.

Attraverso il programma PLAXIS-3D Foundation si sono costruiti i modelli tridimensionali, relativi al problema di palo singolo su terreno omogeneo, caricato assialmente. Dapprima si sono valutati i cedimenti riguardanti la simulazione del terreno elastico-lineare.

Per costruire il modello tridimensionale si sono, in un primo momento, dichiarati i confini del modello stesso, i piani di lavoro ('workplanes') e la geometria del problema da analizzare.

Si è definita una grandezza del volume di prova pari a: 160mx160mx80m(altezza).

Si sono, poi, impostati i piani di lavoro, che in questo caso sono relativamente semplici: dovendo analizzare un palo singolo su suolo omogeneo, le uniche discontinuità geometriche, all'interno della zona di simulazione, sono la testa del palo (workplane n.1=0m di profondità) alla quale sarà assegnato un piano di lavoro per la costruzione del palo, e da cui si estenderà fino al piano di lavoro sottostante relativo alla base del palo

(workplane n.2=-22m di profondità); la terza workplane (workplane n.3=-80m di profondità) sarà quella di confine del modello.

Nella finestra di dialogo sulle caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, si è scelto, dapprima il modello elastico lineare, e si sono introdotte anche in questo caso le caratteristiche del terreno che si sono usate nei modelli bidimensionali con PLAXIS-2D v.8, per le interfacce si è scelto il valore di R-inter=1 per simulare il contatto rigido tra palo e terreno come nelle ipotesi dei modelli analitici utilizzati.

Passando ora alla costruzione dell'elemento che simula il palo, si è scelto, dovendo costruire un palo in cemento armato, la funzione 'massive circular pile', elemento il quale è già corredato di interfacce di contatto esterne (si imposta il valore di R-intyer=1 per avere contatto rigido) e di resistenza alla base. Si immette il valore del diametro pari a 1,2m, e lo si posiziona alle coordinate (0,0,0) del sistema cartesiano della finestra di input geometrico. Fatto ciò, si introduce il carico su piano orizzontale selezionando la testa del palo:  $p = \frac{5063KN}{\frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}} = 4477 \text{ KN/m}^2$ .

Si è definita, poi, la 'borehole' per impostare le caratteristiche del terreno sui vari strati, che in questo caso è uno solo (omogeneo), ed il livello di falda, che in questo caso, è a -80m (terreno asciutto).

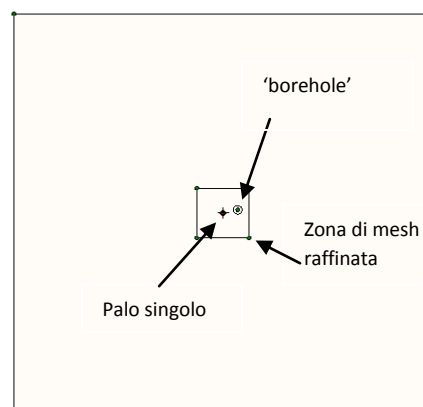


Figura 3.28: modello geometrico.

Si è generata la mesh e si sono impostate le fasi di calcolo:

- 1- Terreno a riposo
- 2- Costruzione del palo (attivazione dell'elemento palo)
- 3- Fase di carico del palo (attivazione del carico)

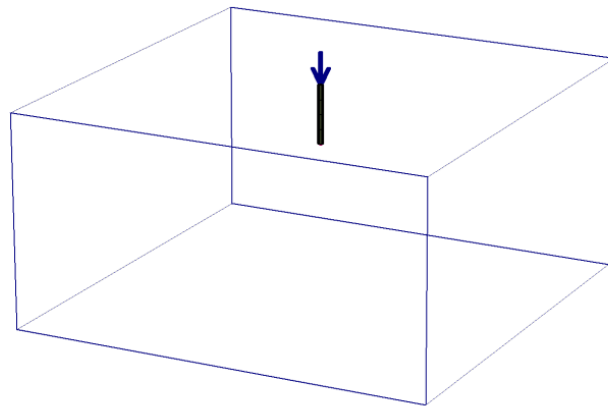
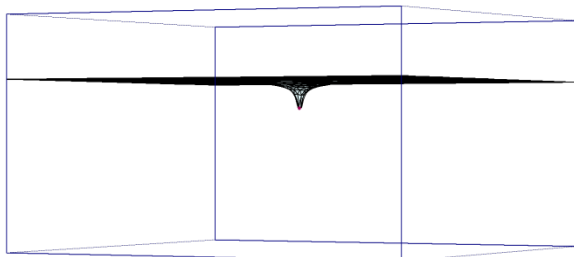


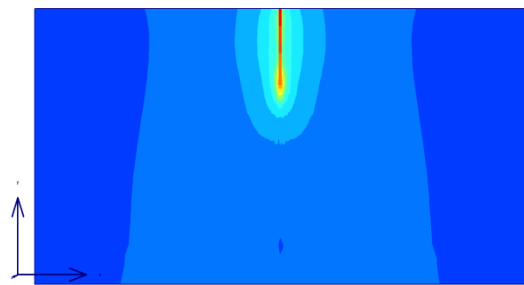
Figura 3.29:

Si riportano i risultati ottenuti:



Deformata del terreno a livello -26m: base del palo

Figura 3.30



Spostamenti verticali ( $U_y$ )  
Valore massimo= $-7,65 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 3.31



Spostamento alla base= $7,65 \cdot 10^{-3}$  m  
Spostamento in testa= $7,65 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 3.32



Sollecitazioni assiali  
 $P(\text{testa}) = -4,13 \cdot 10^3$  KN  
 $P(\text{base}) = -1,63 \cdot 10^3$  KN

Figura 3.33



Analizzando i risultati ottenuti tramite i modelli tridimensionali (figura 3.32), si può notare che il valore del cedimento alla base è, molto ben approssimato, infatti si avvicina molto al valore ottenuto applicando i metodi di calcolo classici:

$$w_{FEM-el.} = 7,65mm \cong w_{analitico} = 8,05mm$$

In questo caso, però, il valore del cedimento alla base è più basso; probabilmente, ciò è dovuto al fatto che, con il modello tridimensionale, l'interazione palo-terreno è sfruttata nella sua interezza, quindi il maggiore scambio di tensioni tangenziali d'attrito tra le due superfici consente cedimenti minori.

Si passa ora all'analisi del modello tridimensionale, con comportamento del terreno elasto-plastico alla Mohr-Coulomb per comprendere il comportamento del palo su di un modello di terreno con approssimazione più verosimile. Le condizioni geometriche e di carico sono le stesse del modello elastico-lineare; è sufficiente, quindi, cambiare, nella finestra di dialogo per le caratteristiche meccaniche del terreno e delle interfacce, il modello di comportamento del terreno, settandolo su 'Mohr-Coulomb'. Sono stati introdotti anche in questo caso, come in quello bidimensionale, i valori di angolo d'attrito,  $\phi$ , coesione,  $c$ , angolo di dilatanza,  $\psi$ , oltre al modulo di Young,  $E$ , ed al coefficiente di Poisson,  $\nu$ , tali che:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi = 0^\circ$$

La mesh e le fasi di calcolo sono le stesse che per il modello elastico-lineare.

Si riportano i risultati ottenuti:

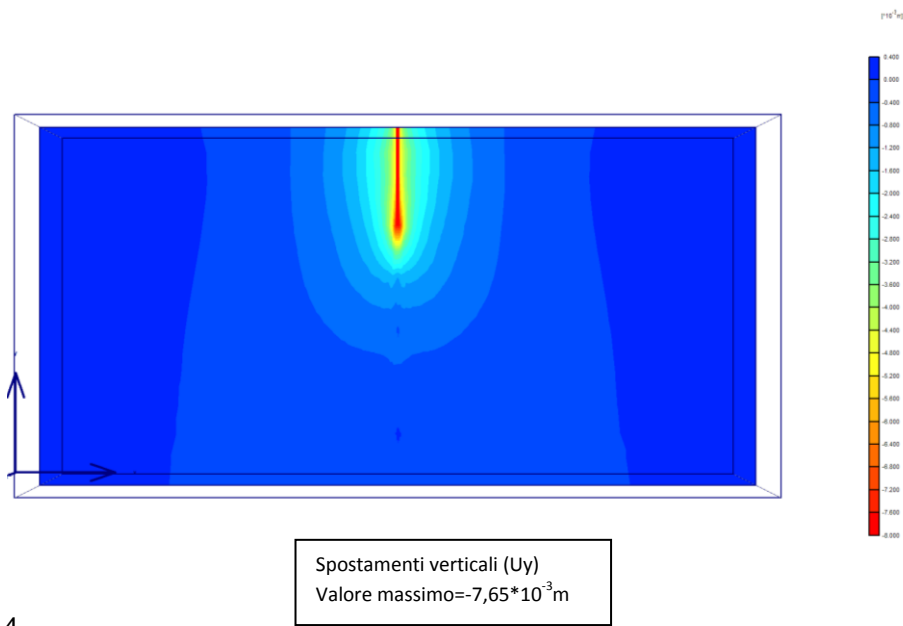


Figura 3.34



Figura 3.35

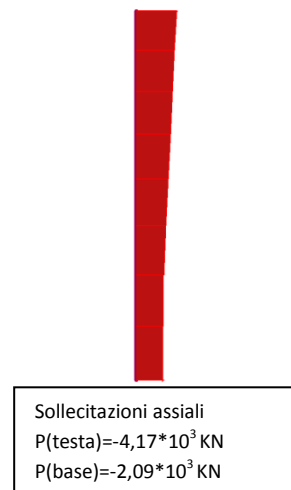


Figura 3.36

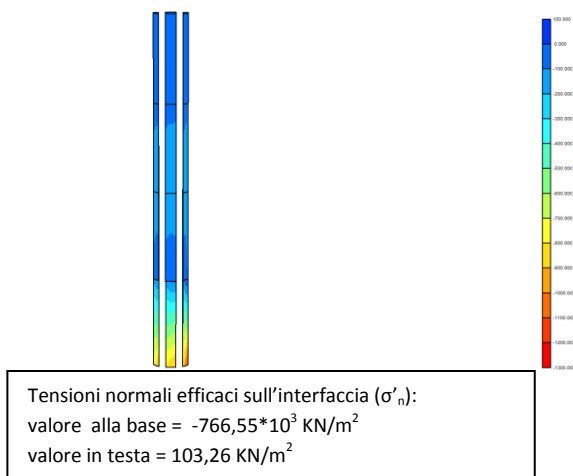


Figura 3.37

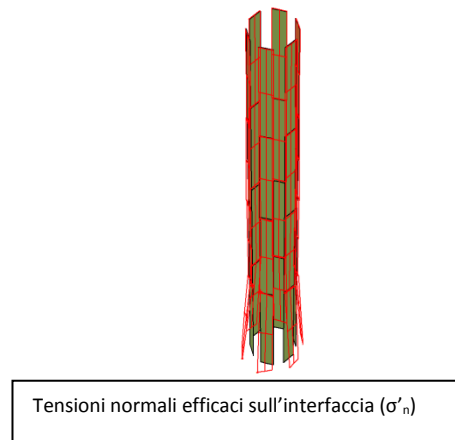


Figura 3.38

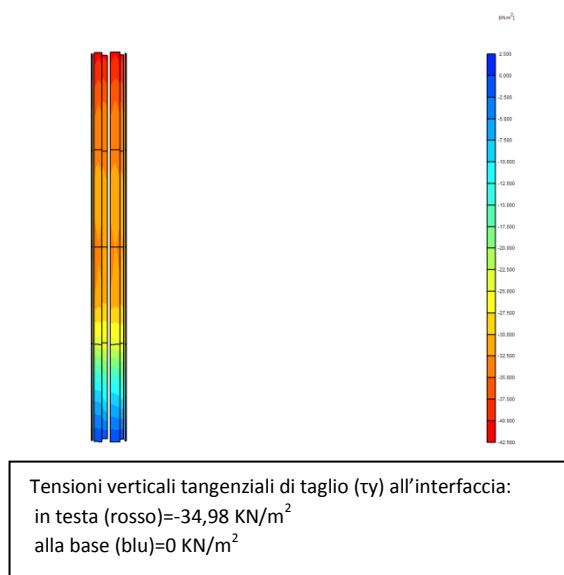


Figura 3.39

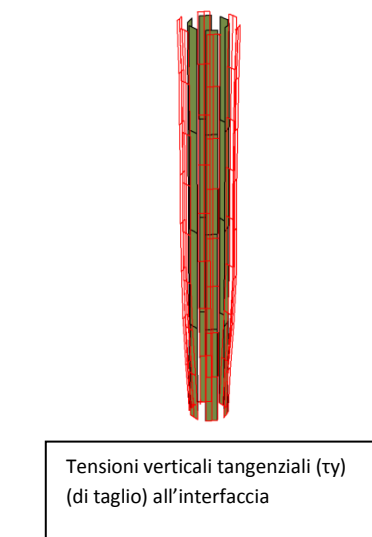


Figura 3.40

Il valore del cedimento alla base è pari a (figura 3.35):

$$w_{FEM-MC} = 7,65mm \cong w_{FEM-el.} = 7,65mm \cong w_{analitico} = 8,05mm$$

Dai risultati ottenuti si evince che il cedimento del palo, per il caso elastoplastico, sono del tutto simili a quello ottenuto nel caso di terreno elastico-lineare tridimensionale. Tale congruenza, probabilmente è data dal fatto che i due percorsi di carico si trovino, entrambi, ancora sul ramo elastico, condizione raggiunta a causa della resistenza offerta al palo nella sua interezza (modello tridimensionale).

Analizzando le figure 3.37-3.40, relative alle interfacce, si nota lo sviluppo tridimensionale delle tensioni efficaci normali all'interfaccia, e delle tensioni tangenziali di taglio all'interfaccia, con andamento simile ai risultati ottenuti con i modelli bidimensionali, anche se i valori relativi ai modelli 3D sono superiori di qualche decina di  $KN/m^2$ , ragion per cui i cedimenti ottenuti nei modelli 2D sono maggiori. È interessante notare nella figura 3.40, come il valore delle tensioni tangenziali diminuisca nella zona prossima alla punta del palo, a causa del disturbo arrecato al terreno circostante, dall'affondare del palo, e dal conseguente rifluire del terreno lungo il fusto.

Si nota che i valori massimi di tensione tangenziale all'interfaccia sono maggiori in prossimità della superficie, laddove deve essere scaricata una porzione più significativa del carico assiale sul palo e le deformazioni del

terreno sono maggiori, anche se non portano a condizione plastica l'interfaccia.

Anche dall'analisi dei punti plastici ('Mohr-Coulomb points'), si nota che nel modello 3D con terreno M-C, le condizioni plastiche all'interfaccia non sono raggiunte, a differenza del modello 2D, e neanche a livello della base del palo, grazie allo stato tensionale più basso alla base conseguente al fatto che lungo il fusto, nella configurazione 3D è scaricata una quota parte maggiore del carico, rispetto al caso 2D.

### 3.9.2 Palo singolo su suolo omogeneo: carico perpendicolare all'asse

Per la validazione dei risultati che si otterranno tramite le analisi agli elementi finiti, si procede, in prima istanza, con il calcolo analitico degli spostamenti orizzontali relativi alla testa del palo e del momento massimo sul palo, in seguito all'applicazione di una forza orizzontale sulla sommità del palo ( $H=400,83$  KN). È stato scelto, anche per questo semplice esempio, un suolo di tipo omogeneo.

Si utilizzano le soluzioni classiche introdotte nel primo capitolo di questa tesi (Lancellotta, par.:1.5.1):

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \nu = 0,3$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 15384,6 \text{ KN/m}^2$$

$$l_c = D \left[ \frac{E_{palo}}{G_c(1+0,75\nu)} \right]^{2/7} = 1,2 \left[ \frac{30000000}{15384,6(1+0,75 \cdot 0,3)} \right]^{2/7} = 9,863 \text{ m}$$

$$F = \frac{\left[ \frac{E_{palo}}{G_c(1+0,75\nu)} \right]^{1/7}}{[\rho G_c(1+0,75\nu)]} = \frac{\left[ \frac{30000000}{15384,6(1+0,75 \cdot 0,3)} \right]^{1/7}}{[1 \cdot 15384,6(1+0,75 \cdot 0,3)]} = 1,521 \cdot 10^{-3}$$

$$u = F \left[ 0,27H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] = 1,521 \cdot 10^{-3} \left[ 0,27 \cdot 400,83 \cdot \left( \frac{9,863}{2} \right)^{-1} \right] = 3,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_{max} = 0,1 \frac{Hl_c}{\rho} = 0,1 \frac{400,83 \cdot 9,863}{1} = 395,34 \text{ KNm}$$

Si procede, ora, alla costruzione del modello bidimensionale. Si è scelto di simulare il problema attraverso un modello di deformazione piana, 'plane strain', di dimensioni totali: 50m di larghezza x 36m di altezza e si sono imposte le condizioni al contorno standard.

Il primo caso analizzato è il caso di terreno elastico lineare. I parametri che sono utilizzati da tale modello, sono il modulo di Young del terreno,  $E$ , ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , oltre al peso specifico del terreno,  $\gamma$ , per impostare le condizioni iniziali:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (parametri efficaci con comportamento non drenato: par.:3.7.4)}$$

Per modellare il palo immerso nel terreno si è utilizzato un elemento 'plate' con caratteristiche meccaniche adattate al modello 'plane strain' su metro lineare. Per fare ciò si ricorre alla riduzione ottenuta confrontando le superfici di contatto tra il cilindro 3D (palo) e l'elemento parete (plate) utilizzato nel modello; essi differiscono di un valore pari a  $\pi$ , simile ai 3-diametri utilizzati per ottimizzare il comportamento dei pali in gruppo.

Si è quindi introdotto per l'elemento 'plate' le seguenti caratteristiche:

$$EA_{psp} = EA_p \frac{1}{3D} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{1}{3 \cdot 1,2} = 9424778 \text{ KN/m}$$

$$EI_{psp} = EI_p \frac{1}{3D} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} \cdot \frac{1}{3 \cdot 1,2} = 848230 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

$$w_{psp} = w_p \frac{1}{3 \cdot 1,2} = 0$$

Si è impostato un contatto di tipo rigido all'interfaccia palo-terreno:

$$R_{inter} = 1$$

Si è supposto un carico perpendicolare all'asse di intensità 400,83 KN anch'esso diviso per 3-diametri:

$$H = 400,83 / 3 \cdot 1,2 = 111 \text{ KN/m}$$

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente migliorata nelle vicinanze del palo.

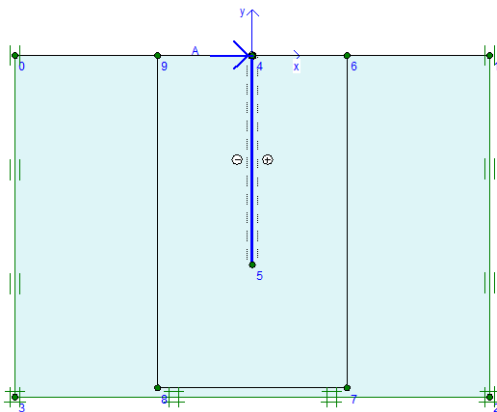


Figura 3.41: modello geometrico.

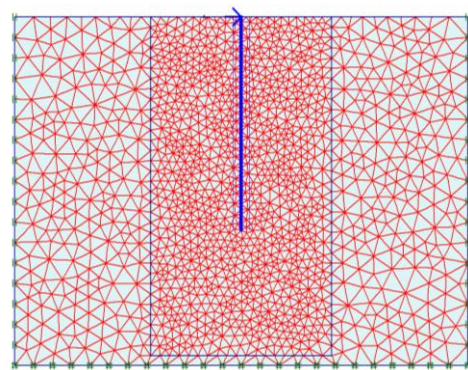


Figura 3.42: discretizzazione modello.

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin 25^\circ = 0,577$$

(il valore di  $\phi'$  è un valore forfettario, usato per l'esempio).

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nell'attivazione degli elementi 'plate' per simulare la costruzione del palo.

La terza fase è la fase di carico.

Dopo aver lanciato il calcolo si ottengono i seguenti risultati:

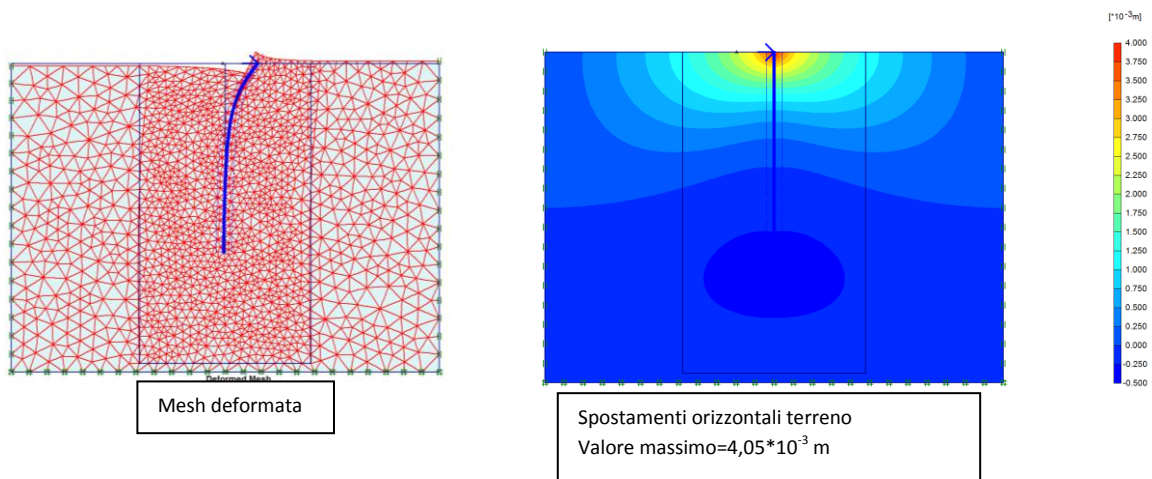


Figura 3.43

Figura 3.44

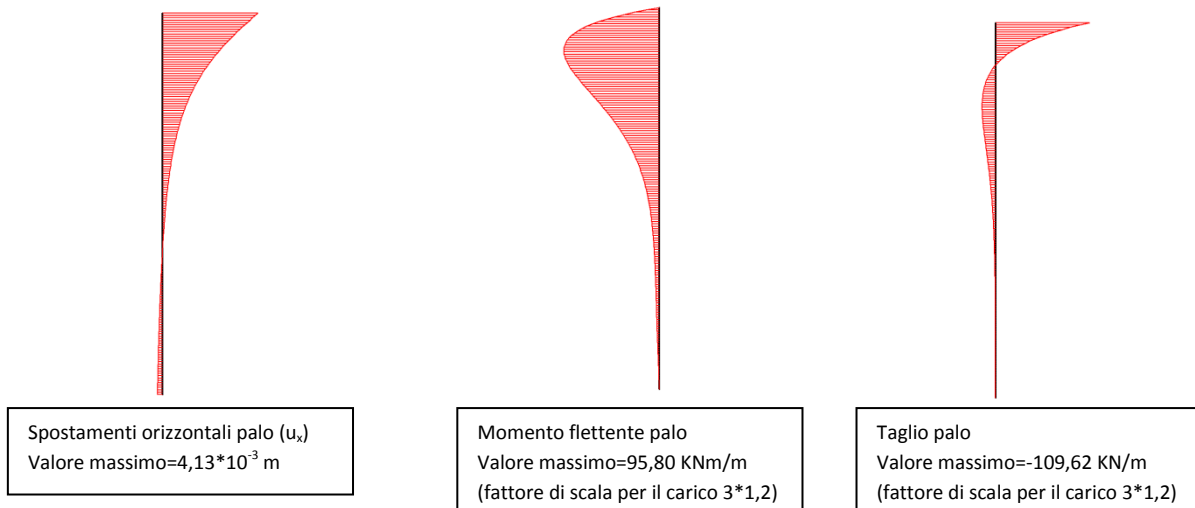


Figura 3.45

Figura 3.46

figura 3.47

Il valore dello spostamento orizzontale in testa e del momento massimo ottenuti con il modello agli elementi finiti 2D, sono pari a:

$$u_{x,FEM-el.} = 4,13 \text{ mm} \cong u_{x,analitico} = 3,34 \text{ mm}$$

$$M_{max,FEM-el.} = 95,80 \cdot (3 \cdot 1,2) = 345 \text{ KNm} < M_{max,analitico} = 395,34 \text{ KNm}$$

Il valore dello spostamento orizzontale ottenuto con il modello 2D è leggermente sovrastimato, poiché attraverso tale modello non si riesce a cogliere il vero comportamento flessionale del palo immerso nel terreno. Infatti, ad esempio non sono considerate le tensioni tangenziali orizzontali generate dal rifluire del terreno nell'intorno del palo, ma soprattutto il palo parete generato nel modello bidimensionale su metro lineare preme su una superficie di terreno diversa da quella reale.

Se si pensa, ad esempio, al fatto che il palo parete può essere assimilato ad un diaframma infinito con caratteristiche adattate a quelle del palo 3D ci si rende conto che il terreno interessato dalla pressione dovuta alla forza orizzontale è maggiore di quello che si avrebbe in un caso reale; questo fatto può essere il motivo per cui il valore del momento massimo è inferiore a quello calcolato.

Si considera ora il modello elasto-plastico alla Mohr-Coulomb per analizzare il comportamento del palo su un modello di terreno più verosimile.

Per la costruzione di tale modello è sufficiente cambiare il comportamento del terreno nella finestra di dialogo che interessa le caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, ed immettendo i parametri necessari per il tipo di comportamento alla Mohr-Coulomb. Il modello geometrico rimarrà lo stesso ed anche la mesh e le varie fasi di calcolo. I parametri necessari per il modello elasto-plastico sono, come introdotto nei paragrafi precedenti, l'angolo d'attrito,  $\phi$ , la coesione,  $c$ , l'angolo di dilatanza,  $\psi$ , oltre al modulo di Young,  $E$ , ed al coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Si sono scelti, per tali parametri, i valori di:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi = 0^\circ \quad (\text{come suggerito dallo studio di Potts, par.:3.7.3 di questa tesi})$$

Le caratteristiche meccaniche approssimate al modello bidimensionale 'plane strain' per gli elementi plate che simulano il palo sono le stesse del modello precedente, con comportamento elastico-lineare; lo stesso vale per le interfacce.



Si sono ottenuti i seguenti risultati:

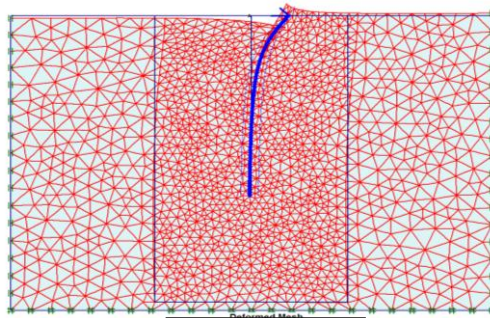


Figura 3.48

Mesh deformata

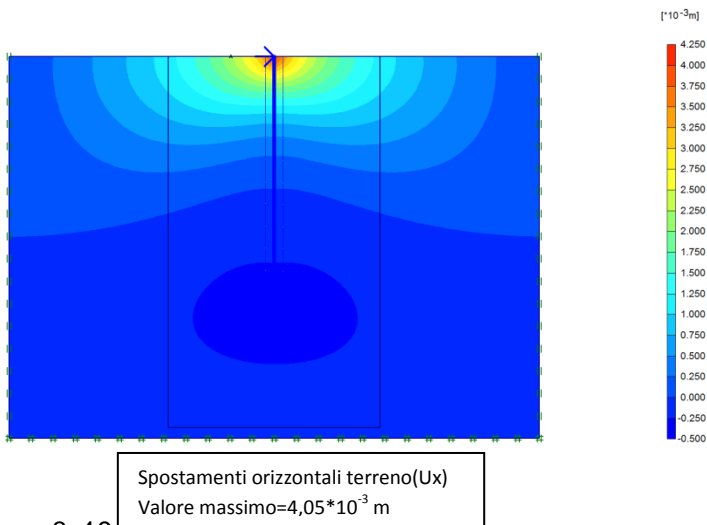


Figura 3.49

Spostamenti orizzontali terreno( $U_x$ )  
Valore massimo= $4,05 \cdot 10^{-3}$  m

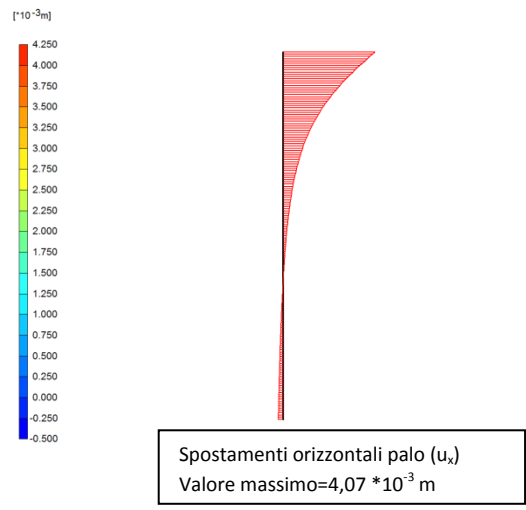


Figura 3.50

Spostamenti orizzontali palo ( $u_x$ )  
Valore massimo= $4,07 \cdot 10^{-3}$  m



Figura 3.51

Momento flettente palo  
Valore massimo= $96,80$  KNm/m  
(fattore di scala per il carico  $3 \cdot 1,2$ )

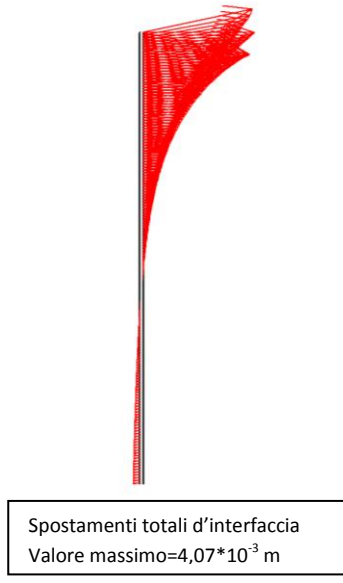


Figura 3.52

Spostamenti totali d'interfaccia  
Valore massimo= $4,07 \cdot 10^{-3}$  m

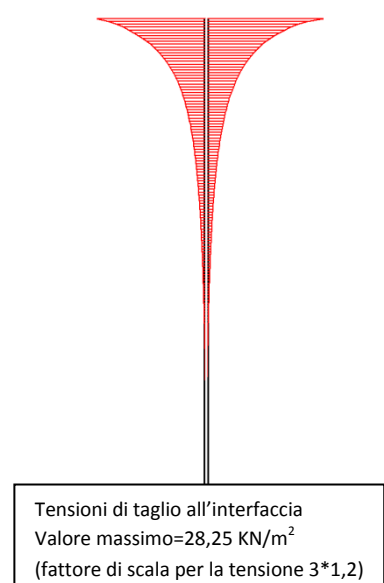


Figura 3.53

Tensioni di taglio all'interfaccia  
Valore massimo= $28,25$  KN/m<sup>2</sup>  
(fattore di scala per la tensione  $3 \cdot 1,2$ )

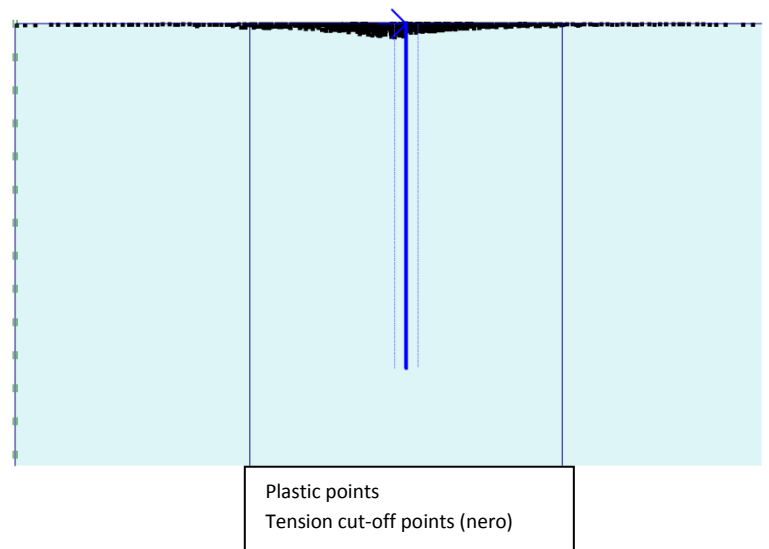
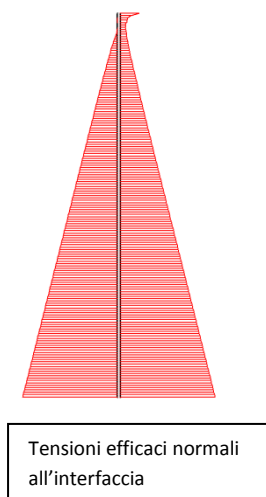


Figura 3.54

Figura 3.55

Come si può notare dalla figura 3.50, gli spostamenti orizzontali ottenuti dal modello di terreno alla Morh-Coulomb sono confrontabili con quelli ottenuti nell'esempio precedente, di terreno elastico-lineare, anche se ancora sovrastimati dal modello bidimensionale nei confronti dei risultati analitici:

$$u_{x_{FEM-MC}} = 4,07mm \cong u_{x_{FEM-el.}} 4,13mm \cong u_{x_{analitico}} = 3,34mm$$

$$M_{max,FEM-MC} = 96,80 \cdot 3 \cdot 1,2 = 349 KNm$$

$$M_{max,FEM-MC} = 349 KNm > M_{max,FEM-el.} = 345 KNm \cong M_{max,analitico} = 395,34 KNm$$

Questo valore è, come previsto, più grande del risultato ottenuto dal modello elastico, poiché il comportamento alla Mohr-Coulomb concede la plasticizzazione del terreno.

Si può notare dai risultati dei modelli agli elementi finiti che gli spostamenti laterali del palo sotto azione orizzontale sono maggiori di quelli calcolati con i metodi classici di letteratura; il motivo predominante, come vediamo anche dalla figura 3.52, è che, vi sono movimenti tangenziali tra la superficie laterale del palo ed il terreno, all'interfaccia, zona in cui si ha deformazione per taglio del terreno, effetti non considerati nelle formule classiche. Tale deformazione non raggiunge la condizione plastica. Si generano tensioni tangenziali all'interfaccia duali alle deformazioni di taglio nel terreno: tali tensioni sono massime vicino alla testa del palo. Infatti, la componente tangenziale del carico che si sviluppa in seguito alla

deformazione flessionale del palo (effetti del SECONDO ORDINE), tende a sfilare il palo stesso, generando azioni tangenziali tra terreno e struttura. Siccome la deformazione flessionale del palo è impercettibile, tale componente tangenziale del carico è piccola quindi anche le tensioni tangenziali all'interfaccia hanno un valore limitato.

È interessante analizzare la figura relativa alle tensioni normali all'interfaccia (figura 3.54). Come introdotto nei modelli relativi al palo con carico assiale, tali tensioni sono generate dal sovraccarico di terreno che aumenta in maniera lineare con la profondità. Nella zona superficiale, infatti, dove le tensioni normali sono modeste, si ha deformazione flessionale del palo con relativo spostamento orizzontale, mentre, più si scende in profondità, più tale spostamento si riduce, finché lo stato tensionale normale riesce ad equilibrare le forze di pressione orizzontali sul terreno originate dal carico sul palo.

Si può notare la presenza di punti 'cut-off', che denotano trazioni nel terreno; non sono presenti punti plastici ('Mohr-Coulomb points')(fig.3.55).

Si passa ora alla costruzione dei modelli tridimensionali del problema di palo singolo sotto azione perpendicolare all'asse su suolo omogeneo, attraverso il programma PLAXIS-3D Foundation. Il primo caso è la simulazione del terreno con comportamento elastico-lineare. Si è costruito il modello geometrico a partire dalla dichiarazione dei confini del modello (dopo un'attenta calibrazione servendosi della soluzione elastica-lineare analitica) e dei relativi piani di lavoro.

Si è impostato un volume di prova pari a: 160mx160mx60m(altezza).

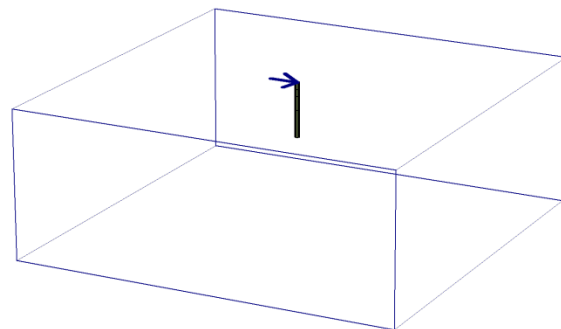
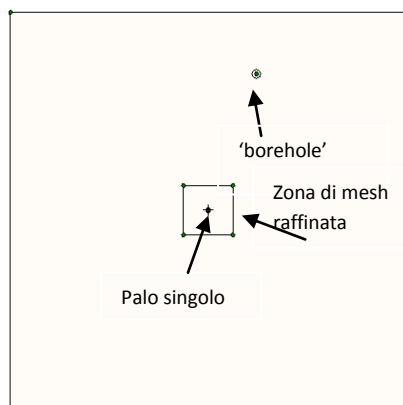
Si sono, poi, impostati i piani di lavoro, che in questo caso sono relativamente semplici: dovendo analizzare un palo singolo su suolo omogeneo, le uniche discontinuità geometriche, all'interno della zona di simulazione, sono la testa del palo (workplane n.1=0m di profondità) alla quale sarà assegnato un piano di lavoro per la costruzione del palo, e da cui si estenderà fino al piano di lavoro sottostante relativo alla base del palo (workplane n.2=-22m di profondità); la terza workplane (workplane n.3=-60m di profondità) sarà quella di confine del modello.

Nella finestra di dialogo sulle caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, si è scelto, dapprima il modello elastico lineare, e si sono

introdotte anche in questo caso le caratteristiche del terreno che si sono usate nei modelli bidimensionali con PLAXIS-2D v.8, per le interfacce si è scelto il valore di R-inter=1 (per simulare il contatto rigido in linea con le ipotesi dei modelli analitici utilizzati). Passando ora alla costruzione dell'elemento che simula il palo, si è scelto, dovendo costruire un palo in cemento armato, la funzione 'massive circular pile', elemento il quale è già corredato di interfacce di contatto esterne di resistenza alla base. Si immette il valore del diametro pari a 1,2m, e lo si posiziona alle coordinate (0,0,0) del sistema cartesiano della finestra di input geometrico. Fatto ciò, si introduce il carico su piano orizzontale selezionando la testa del palo:

$$p = \frac{400,83KN}{\frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}} = 354,4 \text{ KN/m}^2.$$

Si è introdotta, poi la 'borehole' per impostare le caratteristiche del terreno sui vari strati, che in questo caso è uno solo (omogeneo), ed il livello di falda, che in questo caso è a -60m (terreno asciutto).



Si è generata la mesh e si sono impostate le fasi di calcolo:

- 1- Terreno a riposo
- 2- Costruzione del palo (attivazione dell'elemento palo)
- 3- Fase di carico del palo (attivazione del carico)

Si riportano i risultati ottenuti:

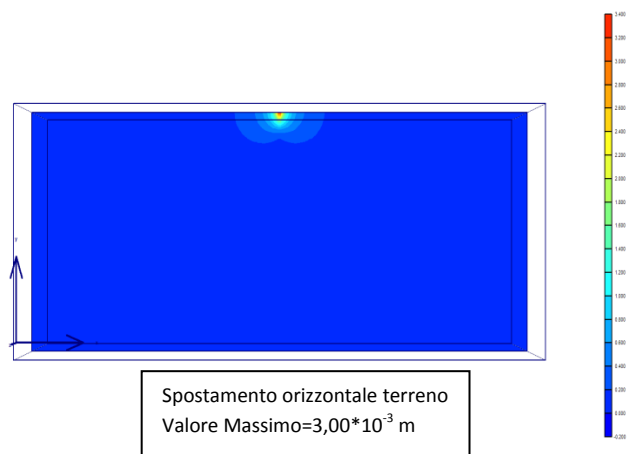
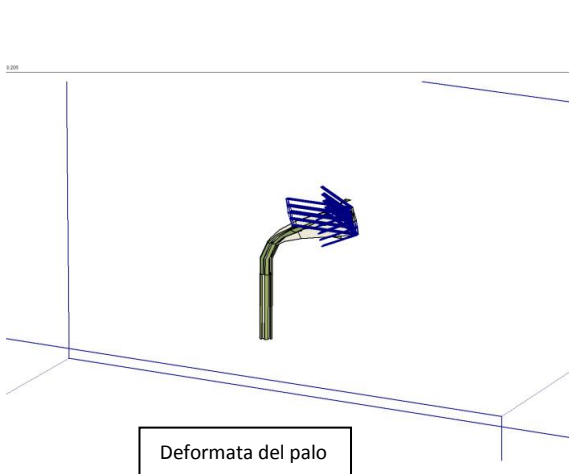


Figura 3.56

Figura 3.57

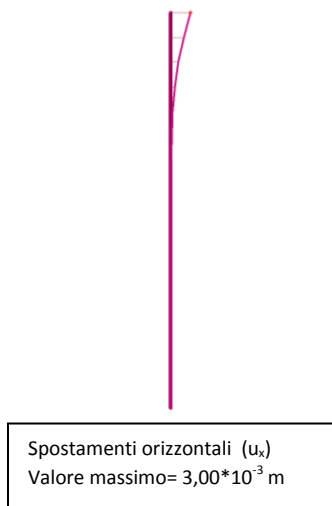


Figura 3.58

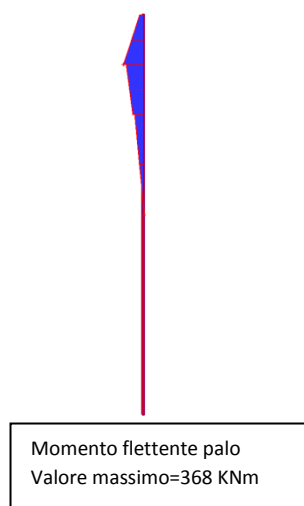


Figura 3.59

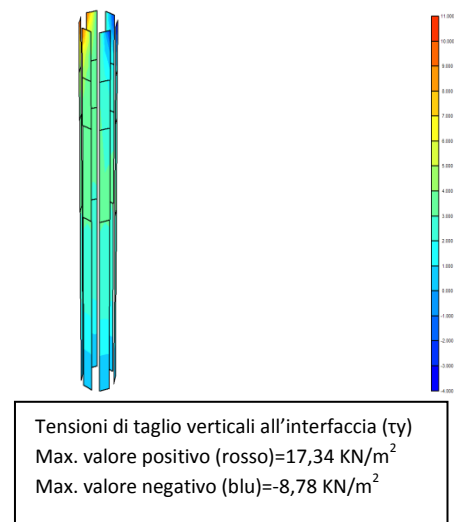


Figura 3.60

Gli spostamenti orizzontali e il momento massimo ottenuti con il modello FEM-3D con terreno elastico-lineare, sono pari a:

$$u_{x,FEM-el.} = 3,00mm \cong u_{x,analitico} = 3,34mm$$

$$M_{max,FEM-el.} = 368 KNm \cong M_{max,analitico} = 395,34 KNm$$

Si può notare che il valore dello spostamento è minore di quello ottenuto con il modello agli elementi finiti bidimensionale (4,13mm); tale comportamento è dovuto alla miglior approssimazione del problema reale tramite il modello tridimensionale, il quale permette la simulazione completa

del rifluire del terreno nell'intorno del palo, sia nella zona posteriore del palo sia in quella anteriore ma anche nella zona adiacente al palo (parallela alla direzione della forza), cosa che non è presa in considerazione nel modello bidimensionale.

Si è, poi, costruito il modello tridimensionale con carico perpendicolare all'asse su suolo alla Mohr-Coulomb per analizzare il comportamento del palo su un modello per il suolo più realistico. Le condizioni geometriche e di carico sono le stesse del modello elastico-lineare; è sufficiente, quindi, cambiare, nella finestra di dialogo per le caratteristiche meccaniche del terreno e delle interfacce, il modello di comportamento del terreno, settandolo su 'Mohr-Coulomb'. Sono stati introdotti anche in questo caso, come in quello bidimensionale, i valori di l'angolo d'attrito,  $\phi$ , coesione,  $c$ , angolo di dilatanza,  $\psi$ , oltre al modulo di Young,  $E$ , ed al coefficiente di Poisson,  $\nu$ , tali che:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi = 0^\circ$$

La mesh e le fasi di calcolo sono le stesse che per il modello elastico-lineare.

Si riportano i risultati ottenuti:

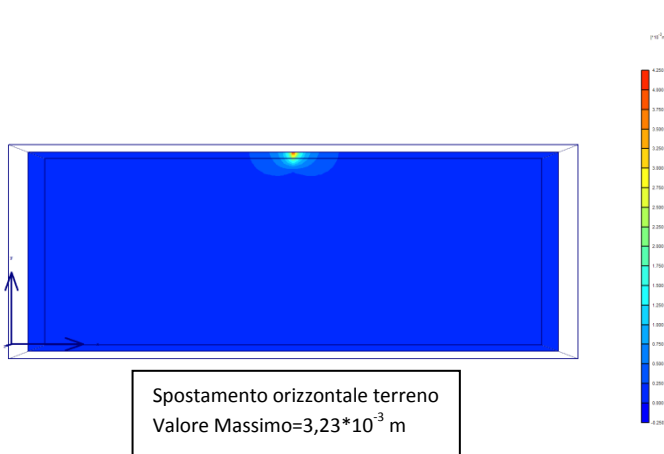


Fig. 3.61

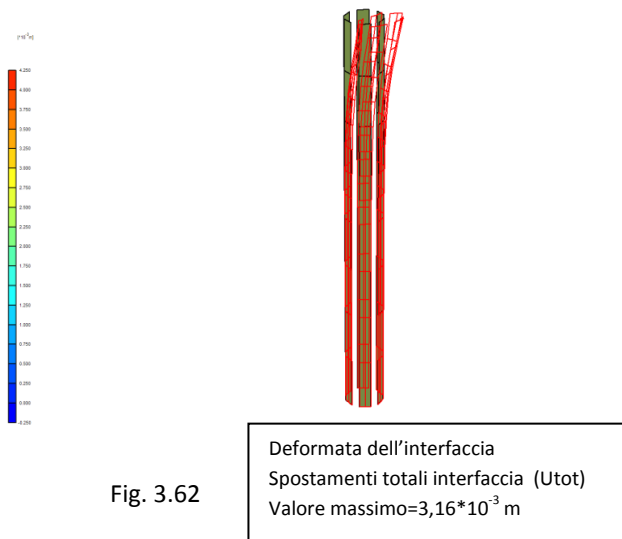
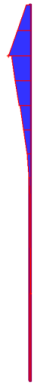


Fig. 3.62



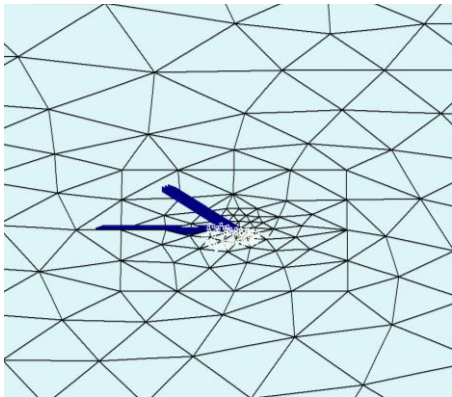
Spostamenti orizzontali ( $u_x$ )  
Valore massimo=  $3,23 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 3.63



Momento flettente palo  
Valore massimo=399 KNm

Figura 3.64



'Tension cut-off points' (bianco)

Figura 3.65



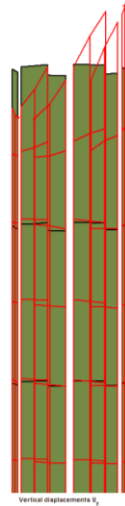
Spostamenti totali interfaccia  
(deformata alla testa del palo)

Figura 3.66



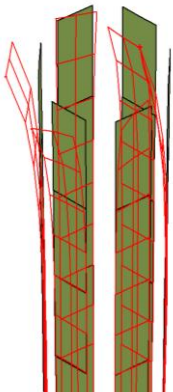
Spostamenti orizzontali interfaccia (x)  
(deformata alla testa del palo)

Figura 3.67



Spostamenti verticali interfaccia  
(deformata alla testa del palo)

Figura 3.68



Tensioni tangenziali orizz. interfaccia ( $\tau_{x-z}$ ) alla testa del palo

Figura 3.69

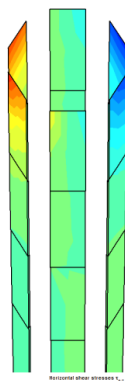
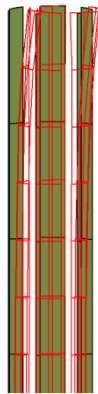


Figura 3.70

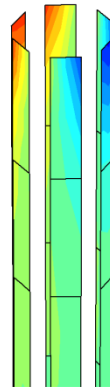


Tensioni tangenziali orizzontali interfaccia ( $\tau_{x-z}$ )  
Valore (blu)=12,01 KN/m<sup>2</sup>  
Valore (rosso)=-14,34 KN/m<sup>2</sup>  
(asse-x nel verso della forza)



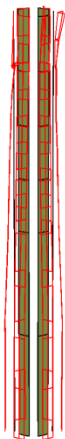
Tensioni tangenziali verticali interfaccia ( $\tau_y$ ) alla testa del palo

Figura 3.71



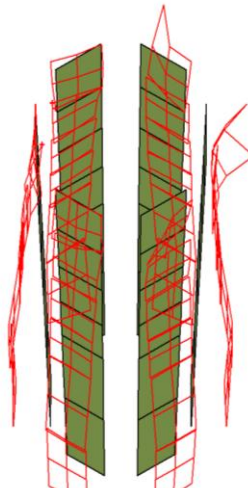
Tensioni tangenziali verticali interfaccia ( $\tau_y$ )  
 Valore (blu) = -9,94 KN/m<sup>2</sup>  
 Valore (rosso) = 17,16 KN/m<sup>2</sup>  
 (asse-y verso l'alto)

Figura 3.72



Tensioni normali efficaci  $\sigma'_N$

Figura 3.73



Tensioni normali efficaci  $\sigma'_N$

Figura 3.74



Tensioni normali efficaci  $\sigma'_N$   
 Valore (rosso) = -316,21 KN/m<sup>2</sup>  
 Valore (blu) = 35,36 KN/m<sup>2</sup>  
 (asse-x nel verso della forza)

Figura 3.75

Facendo un confronto tra i dati ottenuti dall'analisi 3D con terreno alla Mohr-Coulomb e quelli con terreno elastico-lineare, si può dire che i risultati sono ben approssimati, anche se lo spostamento orizzontale ed il momento ottenuti con terreno alla M-C sono leggermente maggiori:

$$u_{x_{FEM-MC}} = 3,23 \text{ mm} > u_{x_{FEM-el.}} = 3,00 \text{ mm} \cong u_{x_{analitico}} = 3,34 \text{ mm}$$

$$M_{max,FEM-MC} = 399 \text{ KNm} > M_{max,FEM-el.} = 368 \text{ KNm} \cong M_{max,analitico} = 395,34 \text{ KNm}$$



Dalle figure precedenti si può vedere che il meccanismo resistente, che si oppone allo spostamento del palo in seguito all'applicazione di una forza orizzontale in testa e che ne equilibra l'intensità, è costituito da diversi elementi.

Il fenomeno più significativo, che è anche quello che si presta maggiormente ad equilibrare la forza applicata, è garantito dalla resistenza a compressione del terreno. Tale resistenza si manifesta sotto forma di tensioni normali efficaci all'interfaccia,  $\sigma'_N$ . Esse sono molto elevate alla base, riuscendo a mantenere ferma la parte inferiore del palo, grazie al sovraccarico dello strato di terreno al di sopra, mentre, essendo di valore più basso vicino alla superficie concedono maggiori spostamenti, pur garantendo una certa resistenza (figure 3.66-3.67-3.68); è presente, infatti, una componente significativa di tali tensioni, nella zona superficiale del palo, nella direzione in cui la struttura tende a comprimere il terreno in seguito all'applicazione della forza orizzontale (figura 3.74-3.75).

Altri elementi resistenti, anche se di entità molto minore, sono dati dai meccanismi d'interazione che generano le tensioni tangenziali verticali e le tensioni tangenziali orizzontali. Per spiegare tali fenomeni, è interessante notare come si deformano le interfacce (figure 3.66-3.67-3.68). In tali grafici, infatti, si vede che oltre ad un movimento orizzontale si ha anche uno spostamento relativo verticale terreno-struttura.

Il palo, come si è già introdotto, in conseguenza del movimento orizzontale, comprime la porzione di terreno antistante il palo stesso. Vi è, però, anche una porzione di terreno che tende a rifluire attorno alla superficie del palo, generando per attrito/adesione tensioni tangenziali orizzontali,  $\tau_{xz}$ , che deformano l'interfaccia in senso opposto allo spostamento (figura 3.69). Tale fenomeno, anche se di piccola intensità (figura 3.70), collabora ad opporsi al moto orizzontale del palo.

La figura 3.68 pone l'attenzione su movimenti relativi tra terreno e struttura. Tale fenomeno d'interazione genera tensioni tangenziali verticali all'interfaccia che contribuiscono alla resistenza e deformano per taglio il terreno a contatto.

Osservando tali tensioni (figura 3.72), si nota che hanno un valore negativo (quindi rivolte verso il basso) nella parte di terreno verso cui tende a

spostarsi il palo; in questa zona, infatti, il terreno, compresso dallo spostamento del palo, tende ad innalzarsi creando una sorta di cuneo. Il moto relativo che si origina tra questo cuneo ed il palo, genera tensioni tangenziali verticali d'attrito che si oppongono al moto stesso. Nella parte posteriore, si ha un fenomeno inverso: il cuneo di terreno tende in questo caso ad abbassarsi generando per attrito tensioni tangenziali verticali all'interfaccia positive; anch'esse si oppongono al movimento relativo terreno-struttura.

Nel caso di terreno alla Mohr-Coulomb si nota che i valori di spostamento orizzontale e di momento massimo nel palo sono significativamente maggiori di quelli ottenuti con il modello elastico-lineare; questo fenomeno può essere interpretato dal fatto che, con il modello M-C, il terreno, elasto-plastico, può raggiungere tensioni minori prima di plasticizzare, e quindi offrire caratteristiche meccaniche di resistenza minori.

Come si è appena visto, quindi, spiegare come si comporta un palo immerso nel terreno con una forza orizzontale applicata in testa non è del tutto semplice, poiché sono diversi i meccanismi che devono essere considerati. È fondamentale, comunque, poter usufruire degli elementi interfaccia che riescono a cogliere il comportamento all'interfaccia e danno la possibilità di osservare come variano le tensioni che si generano dal contatto di questi tipi di materiale a comportamento meccanico così diverso.

È importante sottolineare, comunque, che i modelli bidimensionali di palo singolo sul mezzo continuo di estensione infinita, tendono a sovrastimare gli spostamenti poiché il comportamento del terreno nella configurazione 2D non è simulato nella sua interezza, cosa che, invece, è pienamente tenuta in considerazione nei modelli 3D.

Ponendo l'attenzione sui modelli di palo singolo con carico assiale su terreno elastico lineare, si può notare che si ha un cedimento di circa 2 volte maggiore a quello ottenuto con i calcoli analitici motivo per cui è bene fare attenzione ai risultati ottenuti con tale configurazione.

Nei modelli bidimensionali che studiano il comportamento flessionale del palo caricato ortogonalmente, la schematizzazione 2D non simula a meglio l'interazione tra palo e terreno, poiché, anche se le caratteristiche meccaniche sono rapportate ad un metro, si schematizza un diaframma di

un metro che preme in maniera piana sul terreno, cosa che non riproduce il comportamento reale del palo a sviluppo circolare.

## Capitolo 4- Applicazione ad un caso reale

### 4.1 Quadro generale

Per meglio comprendere ed utilizzare i modelli ed i programmi di analisi agli elementi finiti, fin qui introdotti, si passa ora allo studio di un caso concreto, che nello specifico riguarda l'analisi del comportamento di una fondazione su pali a servizio di una pila da ponte, su di un terreno a stratigrafia reale. Si comincerà, dapprima, con la verifica di resistenza della fondazione riguardo le sollecitazioni ultime (SLU), seguendo la normativa vigente (NTC-2008) per uno studio preliminare dei coefficienti di sicurezza, che saranno confrontati, poi, con lo studio agli elementi finiti sull'interazione terreno-struttura che porterà a rottura il sistema, per analizzare il margine di sicurezza nei confronti della crisi.

Saranno stimati i cedimenti sotto le azioni ultime e nei confronti delle sollecitazioni di esercizio (SLE) per confrontare i risultati analitici ottenuti con i modelli classici di fondazione su pali che non considerano il contributo della soletta nel calcolo dei cedimenti, con i modelli di soletta su pali ('piled rafts'), nei quali si considera l'interazione tra i pali e la soletta nel calcolo dei cedimenti della fondazione, e con i risultati ottenuti attraverso le analisi agli elementi finiti, utilizzando i modelli approssimati bidimensionali (PLAXIS-2D) ed i modelli più realistici tridimensionali (PLAXIS-3D).

La prima soluzione progettuale che verrà analizzata per dimensionare e verificare la portanza dell'intera fondazione, sarà quella basata sullo studio del palo singolo più caricato sotto le azioni ultime (SLU), poiché, da normativa, la prassi progettuale è quella di isolare le sollecitazioni più gravose sul palo più caricato, che, una volta verificato, sarà preso come esemplare per valutare tutti gli altri.

Sarà condotto uno studio sul comportamento del palo singolo sotto carichi perpendicolari all'asse, su stratigrafia di progetto, per analizzare il comportamento della struttura nei confronti dei diversi strati di terreno.

Si costruiranno, infine, le curve carico-cedimento, sia del palo singolo che dell'intera fondazione caricati assialmente, per valutare il carico ultimo ed il comportamento del sistema strutturale fuori dal campo elastico.

## 4.2 Breve descrizione dell'opera

Il progetto preliminare dell'opera, è stato gentilmente fornito dallo studio Sgai S.R.L. –Studio Di Geologia Applicata E Ingegneria Di E. Forlani & C., a seguito della mia attività di tirocinio presso tale struttura, più precisamente dall'Ing. Filippo Forlani, che mi ha seguito nell'attività di tirocinio curricolare ed ha seguito lo sviluppo di questa tesi in qualità di correlatore.

Il ponte in esame verrà costruito in località Morciano di Romagna, sul fiume Conca, nell'ambito del più ampio intervento di realizzazione della nuova bretella di collegamento tra la S.P.17 e la S.P.35 nei Comuni di San Clemente e Morciano di Romagna, in provincia di Rimini(figura 4.1).

L'opera ha luce totale di 216m (218m fuori tutto) ed è suddivisa in cinque campate di lunghezza teorica pari a circa 90, 30, 33, 33 e 30 m. La struttura si configura come la successione di due elementi formalmente distinti. Per la luce maggiore è stato prescelto uno schema ad arco a spinta eliminata con via di corsa inferiore, impostato sulla spalla SP1 e sulla pila P1 (struttura che sarà analizzata nel seguito), mentre le quattro luci minori hanno lo schema statico di trave continua su cinque appoggi, costituiti da una sella tipo Gerber , dalle pile P2,P3,P4 e dalla spalla SP2.

L'impalcato a sezione mista acciaio calcestruzzo è composto da un cassone costituito da tre travi, la centrale con anima verticale e le laterali con anima inclinata, da un fondo chiuso e dalla soletta di completamento.

La larghezza di 15,90 m accoglie due carreggiate contrapposte di calibro 5,75 m ad un'unica corsia. La campata di 90 m é collegata mediante dei diagonali ad un unico arco a sezione in acciaio posto in asse al ponte.

Lo spessore massimo strutturale dell'impalcato al lordo della soletta di completamento e del manto stradale è pari a 185 cm.

Il ponte in esame è a servizio di una Strada Extraurbana Secondaria Tipo C1 (secondo la classificazione da normativa) a doppia carreggiata una per senso di marcia.

Le fondazioni delle pile e delle spalle sono profonde, su pali di diametro pari a 1,2m e lunghezza variabile come indicato nella tabella 4.1.

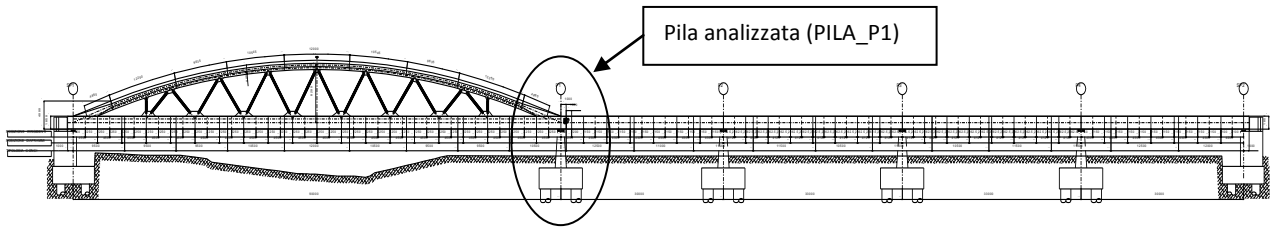


Figura 4.1: Prospetto impalcato Ponte sul fiume Conca

	Lunghezza pali	Numero pali
SPALLA 1	23 mt	8
PILA 1	22 mt	8
PILA 2	18 mt	6
PILA 3	18 mt	6
PILA 4	18 mt	6
SPALLA 2	22 mt	6

Tab.4.1

Le forze trasmesse dall'impalcato alla pila in esame, dipendono dal sistema di vincolamento (figura 4.2), poiché, se le azioni verticali sono presenti su tutti gli appoggi, sia delle pile sia delle spalle, la trasmissione delle azioni orizzontali è permessa solamente ad alcuni di questi, affinché sia concessa la dilatazione dell'impalcato a causa di variazioni termiche, o la contrazione per ritiro del calcestruzzo.

L'opera di sostegno che verrà studiata, è la pila P1, per la quale sono previsti appoggi unidirezionali longitudinali con ritegni elastici trasversali (figura 4.2).

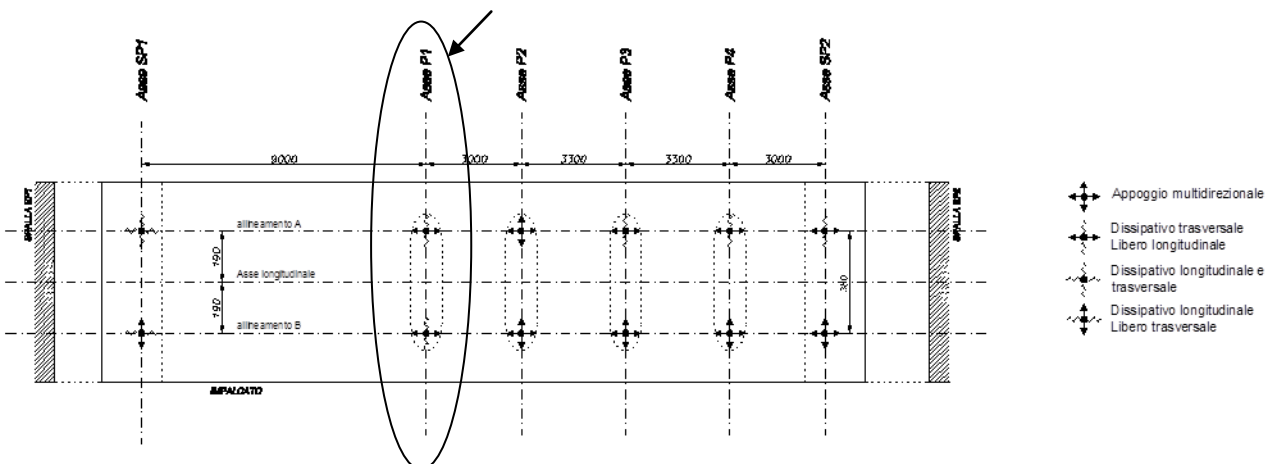


Figura 4.2: vincolamento.

La pila in esame è costituita da un fusto a mensola, che poggia su una soletta di dimensioni: 7,5m x 16,5m x 3m di spessore. Sono previsti n.8 pali di 1,2m di diametro, intestati nella soletta ad interassi regolari di 4,7m nella direzione trasversale dell'impalcato e di 5,1m longitudinalmente (figura 4.3). La struttura è già armata e verificata; lo studio, che sarà condotto in questa tesi è di carattere prettamente geotecnico.

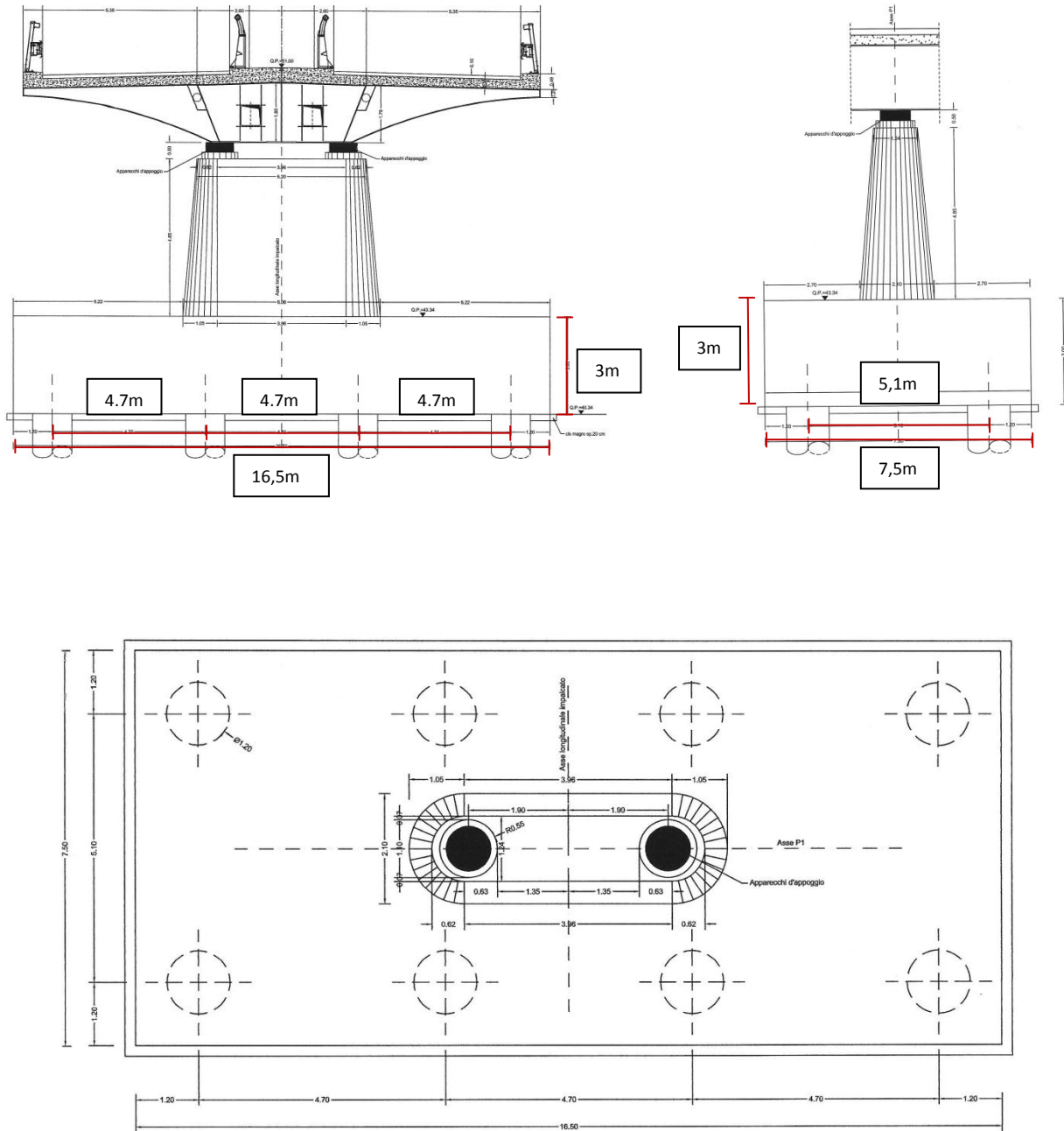


Figura 4.3: pila in esame.

### 4.3 Carichi e stratigrafia di progetto

I carichi considerati per lo studio della pila in esame, sono stati ricavati dall'analisi dei carichi sull'impalcato, in accordo con quanto specificato nella normativa di riferimento (NTC-2008: cap.5:PONTI); si è considerato l'approccio 2, combinazione A1+M1+R3, tenendo in considerazione i carichi permanenti, i carichi mobili da traffico, le azioni di frenatura, le azioni termiche sull'impalcato, il carico da vento, l'azione del sisma, ecc..

Dopo aver implementato le formule imposte dalla normativa con i relativi coefficienti di sicurezza (A1), per ottenere le combinazioni di carico delle varie azioni sull'impalcato, si sono ottenute le sollecitazioni agli appoggi che gravano sulla pila in esame (tabella sottostante). Si è aggiunto il peso proprio della pila stessa per ottenere le sollecitazioni a base pila che saranno utilizzate per lo studio della fondazione.

**Pila 1-sollecitazioni sezione di Base Pila**

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Permanenti	Base_P1	-18021	259	755	0	6196	1348
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-23647	259	831	0	18886	1348
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-22069	259	829	0	24864	1348
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-18970	259	830	0	18887	1348
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-17392	259	829	0	24865	1348
Slu - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-20864	259	837	0	13115	1348
Slu - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-20134	259	836	0	15754	1348
Slu - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-16187	259	837	0	13116	1348
Slu - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-15457	259	835	0	15755	1348
Slu - Base Vento - Gr1	Base_P1	-20839	259	1401	0	17690	1348
Slu - Base Vento - Gr1	Base_P1	-20109	259	1399	0	20329	1348
Slu - Base Vento - Gr1	Base_P1	-16163	259	1400	0	17691	1348
Slu - Base Vento - Gr1	Base_P1	-15432	259	1399	0	20330	1348
Slu - Base Termica - Gr1	Base_P1	-20828	432	837	0	13115	2246
Slu - Base Termica - Gr1	Base_P1	-20098	432	836	0	15754	2246
Slu - Base Termica - Gr1	Base_P1	-16151	432	837	0	13116	2246
Slu - Base Termica - Gr1	Base_P1	-15421	432	835	0	15755	2246
SIS-X	Base_P1	-12655	441	825	0	6230	1368
SIS-X	Base_P1	-14067	-441	-824	0	-6236	-1368
SIS-Y	Base_P1	-12825	133	2748	0	20765	411
SIS-Y	Base_P1	-13898	-133	-2748	0	-20771	-411
SIS-Z	Base_P1	-11743	133	825	0	6235	411
SIS-Z	Base_P1	-14980	-133	-824	0	-6241	-411



NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sle-r - Permanenti	Base_P1	-13347	216	503	0	4131	1123
Sle-r - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-17514	216	553	0	13481	1123
Sle-r - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-16346	216	552	0	17909	1123
Sle-r - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-15453	216	557	0	9206	1123
Sle-r - Base Mobili - Gr2A	Base_P1	-14912	216	556	0	11161	1123
Sle-r - Base Vento - Gr1	Base_P1	-15435	216	933	0	12256	1123
Sle-r - Base Vento - Gr1	Base_P1	-14894	216	932	0	14211	1123
Sle-r - Base Termica - Gr1	Base_P1	-15425	360	557	0	9206	1872
Sle-r - Base Termica - Gr1	Base_P1	-14885	360	556	0	11161	1872

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sle-fr - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-15437	180	-6	0	4631	936
Sle-fr - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-14896	180	-7	0	6586	936
Sle-fr - Base vento	Base_P1	-13349	180	101	0	824	936
Sle-fr - Base termica	Base_P1	-13347	216	0	0	-3	1123

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sle-qp	Base_P1	-13349	180	0	0	-3	936

Per le analisi che saranno eseguite nel seguito, si sono scelte le combinazioni più gravose allo SLU ed allo SLE. Nello specifico si sono scelte le seguenti combinazioni:

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-23647	259	831	0	18886	1348
Sle-r - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-17514	216	553	0	13481	1123

La sollecitazione orizzontale che è stata presa in considerazione per lo studio del palo singolo sotto azione perpendicolare all'asse, è stata scelta tra le combinazioni che massimizzano il taglio alla testa del palo, in condizione sismica, relative alla base della fondazione:

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
SIS-Y	FOND-P1	-25211	492	3169	0	29331	1651

Per la caratterizzazione del sito in esame e la stima dei parametri che saranno utilizzati nelle verifiche strutturali e nella costruzione dei modelli agli elementi finiti, sono state condotte diverse ed attente prove in situ ed in laboratorio, che hanno portato ai seguenti risultati:

	Altezza strato (m)	Modulo strato (kN/mq)	Peso Specifico (kN/mc)	Coesione (kN/mq)	Coesione non drenata (kN/mq)	angolo d'attrito ( $\phi$ ) (°)	H progressiva degli strati (m)
Strato1: scavo	4	20000	19	0	0	35	4
Strato2: Detrito	2	30000	20	25	150	23	6
Strato3: AS alterato	5	42500	21	50	200	25	11
Strato4: AS	5	55000	21	50	250	25	16
Strato5: AS	3	62500	21	50	300	25	19
strato6: AS	3	70000	21	50	300	25	22
Strato7: AS	3	77500	21	50	300	25	25
Strato8: AS	3	85000	21	50	300	25	28
altezza falda	2						

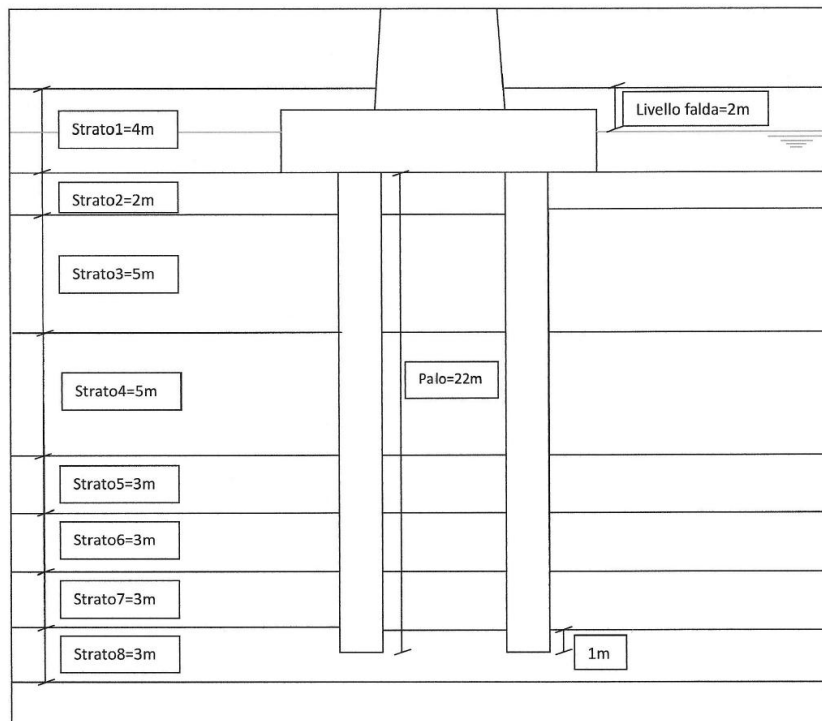


Figura 4.4: stratigrafia di progetto.

#### 4.4 Portanza limite di un palo singolo

Per la verifica di portanza della fondazione su pali, si prendono in considerazione le direttive presenti nella Normativa di riferimento (NTC-2008: par.6.4.3, riferito alle fondazioni profonde; riportato in questa tesi: par.1.8).

Si sceglie come tipo di verifica per il palo singolo allo stato limite ultimo (SLU) l'approccio 2, combinazione (A1+M1+R3), e si considerano i relativi coefficienti di sicurezza.

Analizzando i carichi ultimi si prende in considerazione la combinazione **Slu - Base Mobili - Gr1**, , come precedentemente introdotto, che sono i carichi allo SLU alla base del fusto della pila; per il carico assiale sui pali si deve considerare anche il peso proprio della platea ed il carico che deriva dalla presenza di terreno sulla platea stessa, di spessore 1m:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3 \quad ; \quad \gamma_{strato1} = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$V_{platea} = B \cdot L \cdot H = 16,5 \cdot 7,5 \cdot 3 = 371,25 \text{ m}^3$$

$$V_{terr. imbarc.} = (B \cdot L - b \cdot l) \cdot h_{strato1} = (16,5 \cdot 7,5 - 5,2 \cdot 1,24) \cdot 1 = 117,3 \text{ m}^3$$

dove:

$$B = 16,5 \text{ m} \quad (\text{lunghezza base platea})$$

$$L = 7,5 \text{ m} \quad (\text{larghezza base platea})$$

$$b = 5,2 \text{ m} \quad (\text{lunghezza base fusto pila})$$

$$l = 1,24 \text{ m} \quad (\text{larghezza base fusto pila})$$

$$P_{base-fond.} = P_{SLU(base pila)} + (\gamma_{cls} \cdot V_{platea}) + (\gamma_{strato1} \cdot V_{terr. imbarc.}) = 23647 + (25 \cdot 371,25) + (19 \cdot 117,3) = 35157 \text{ KN}$$

La combinazione a base fondazione che sarà utilizzata per le verifiche di SLU diventa:

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
<b>Slu - Base Mobili - Gr1</b>	<b>Base_P1</b>	<b>-35157</b>	<b>259</b>	<b>831</b>	<b>0</b>	<b>18886</b>	<b>1348</b>

Si calcola, ora, il massimo sforzo assiale sul palo più caricato. Gli sforzi normali sui pali della palificata, vengono calcolati sotto l'ipotesi che ciascun palo si comporti come un elemento elastico indipendente; tale assunzione porta ad un'applicazione della versione discreta del metodo del trapezio delle tensioni per cui:

$$N_i = \frac{N_{tot}}{n} \pm \frac{M_l}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_t}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

dove

$n$  = numero dei pali uguali componenti la palificata

$x_i$  = distanza in direzione trasversale tra baricentro del palo  $i_{esimo}$  e asse di simm.

$y_i$  = distanza in direzione longitudinale tra baricentro del palo  $i_{esimo}$  e asse di simm.

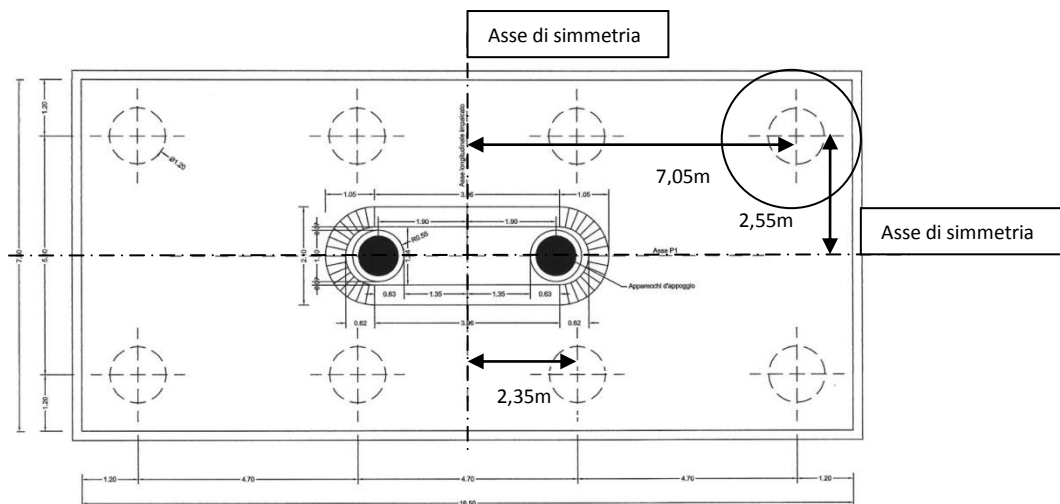


Figura 4.5: pianta fondazione.

Si ottiene dunque:

$$N_{max} = \frac{35157}{8} + \frac{18886}{220,9} \cdot 7,05 + \frac{1348}{52,02} \cdot 2,55 = 5063 \text{ KN}$$

Si procede, ora, con la verifica di resistenza del palo singolo, in accordo con i modelli introdotti al capitolo 1 di questa tesi, seguendo le direttive della Normativa:

$$N_{max_{tot.}} < Q_{lim.} \quad (\text{condizione di verifica})$$

## APPROCCIO 2

### COMB. A1+M1+R3

Pali trivellati → R3 → Res. Base:  $\gamma_R = 1,35$  ; Res. Laterale:  $\gamma_R = 1,15$

$$Q_{lim} = \frac{\frac{Q_b}{1,35} + \frac{Q_s}{1,15}}{\xi = 1,7}$$

- Portanza di base:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ult.}$$

Palo:

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$h_{scavo} = 4 \text{ m}$$

$$q_{ult.} = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$M1 \rightarrow \text{coeff.: } \gamma_M = 1 \rightarrow$$

$$\phi' = 25^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = 2,46$$

$$c' = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))} \cdot K_p = 10,64$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi') = 20,67$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg}(1,4 \cdot \phi') = 6,76$$

Sovraccarico q:

Strato1:  $h_1 = 4 \text{ m}$

$$\gamma_{sat} = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \quad ; \quad \gamma_{dry} = (19 - 10) = 9 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q'_1 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{sopra livello falda})$$

$$q''_1 = 2 \cdot 9 = 18 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{sotto livello falda})$$

$$q_1 = q'_1 + q''_1 = 38 + 18 = 56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato2: } h_2=2\text{m} \quad \gamma_{dry} = (20 - 10) = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_2 = 2 \cdot 10 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato3: } h_3=5\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_3 = 5 \cdot 11 = 55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato4: } h_4=5\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_4 = 5 \cdot 11 = 55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato5: } h_5=3\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_5 = 3 \cdot 11 = 33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato6: } h_6=3\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_6 = 3 \cdot 11 = 33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato7: } h_7=3\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_7 = 3 \cdot 11 = 33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Strato8: } h_8=3\text{m} \quad \gamma_{dry} = (21 - 10) = 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q_8 = 3 \cdot 11 = 33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{tot.} = \sum_{i=1}^n q_i = 296 \text{ KN/m}^2 \quad i=1,2,\dots,n \quad (\text{strati di terreno})$$

$$\gamma_{medio} = \frac{q_{tot}}{h} = 11,3846$$

$$q_{ult.} = 50 \cdot 20,67 + 296 \cdot 10,64 + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 11,3846 \cdot 6,76 = 4229 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_b = \frac{\pi \cdot (1,2)^2}{4} \cdot 4229 = 4783 \text{ KN}$$

- Portanza laterale su terreno a strati (par.:1.1.3.3 di questa tesi):

$$Q_{lat} = \sum_{i=1}^n \left[ \pi D h_i \left( c_i + \sigma'_{1/2} \cdot \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{\pi \phi_i}{180} \right) \right) \right] \quad \text{con } \alpha_i = 0,7$$

Nello specifico:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v_i t} &= \sigma_{v_{(i-1)t}} + h_i \cdot \gamma_i \\ \sigma_{w_i t} &= h_{f_i} \cdot \gamma_w \\ \sigma'_{v_i t} &= \sigma_{v_i t} - \sigma_{w_i t} \end{aligned} \right\} \quad \text{TOTALI}$$

In mezzeria strato:

$$\sigma'_{v_{mezz.i}} = \sigma'_{v_{(i-1)t}} + \left( h_i \cdot \left( \gamma_i - \left( \sigma_{w_i} - \sigma_{w_{(i-1)}} \right) / h_i \right) / 2 \right)$$

$$\tau_i = c'_i + \sigma'_{v_{mezz.i}} \cdot 0,7 \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{\phi_i \pi}{180} \right)$$

$$Q_{S_i} = \tau_i \cdot h_i \cdot \pi \cdot D$$

$$Q_{S_{tot}} = \sum_{i=1}^n Q_{S_i}$$

Quindi:

$$\sigma_{v_{1t}} = 2 \cdot 19 = 38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{1t}} = 0 \cdot 10 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{1''t}} = 38 + 2 \cdot 19 = 76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{1''t}} = 2 \cdot 10 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{2t}} = 76 + 2 \cdot 20 = 116 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{2t}} = 4 \cdot 10 = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{3t}} = 116 + 5 \cdot 21 = 221 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{3t}} = 9 \cdot 10 = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{4t}} = 221 + 5 \cdot 21 = 326 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{4t}} = 14 \cdot 10 = 140 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{5t}} = 326 + 3 \cdot 21 = 389 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{5t}} = 17 \cdot 10 = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{6t}} = 389 + 3 \cdot 21 = 452 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{6t}} = 20 \cdot 10 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{7t}} = 452 + 3 \cdot 21 = 515 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{7t}} = 23 \cdot 10 = 230 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{v_{8t}} = 515 + 1 \cdot 21 = 536 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{w_{8t}} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{1t}} = 38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{8t}} = 296 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{1''t}} = 56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{2t}} = 76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{3t}} = 131 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{4t}} = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{5t}} = 219 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{6t}} = 252 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{7t}} = 285 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.1'}} = 19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.1''}} = 38 + (2 \cdot (19 - (20 - 0)/2)/2) = 47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.2}} = 56 + (2 \cdot (20 - (40 - 20)/2)/2) = 66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.3}} = 76 + (5 \cdot (21 - (90 - 40)/5)/2) = 103,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.4}} = 131 + (5 \cdot (21 - (140 - 90)/5)/2) = 158,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.5}} = 186 + (3 \cdot (21 - (170 - 140)/3)/2) = 202,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.6}} = 219 + (3 \cdot (21 - (200 - 170)/3)/2) = 235,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.7}} = 252 + (3 \cdot (21 - (230 - 200)/3)/2) = 268,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{v_{mezz.8}} = 285 + (1 \cdot (21 - (240 - 230)/1)/2) = 290,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{1'} = 0 + 19 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(35) = 9,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{1''} = 0 + 47 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(35) = 23 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_2 = 25 + 66 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(23) = 44,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_3 = 50 + 103,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 83,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_4 = 50 + 158,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 101,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_5 = 50 + 202,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 116 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_6 = 50 + 235,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 126,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_7 = 50 + 268,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 137,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_8 = 50 + 290,5 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}(25) = 144,8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{s_1} = 0$$

$$Q_{s_2} = 44,6 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 336 \text{ KN}$$

$$Q_{s_3} = 83,8 \cdot 5 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 1578,5 \text{ KN}$$

$$Q_{s_4} = 101,7 \cdot 5 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 1916 \text{ KN}$$

$$Q_{s_5} = 116 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 1311,3 \text{ KN}$$

$$Q_{s_6} = 126,8 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 1433 \text{ KN}$$

$$Q_{s_7} = 137,6 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 1684 \text{ KN}$$

$$Q_{s_8} = 144,8 \cdot 1 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 545,6 \text{ KN}$$

$$Q_{s_{tot}} = 336 + 1578,5 + 1916 + 1311,3 + 1433 + 1684 + 545,6 = 8804,4 \text{ KN}$$

$$Q_{lim} = \frac{\frac{4783}{1,35} + \frac{8804}{1,15}}{1,7} = 6588 \text{ KN}$$

Peso palo:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L \cdot \gamma_{cls} - \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot ((L + h_{scavo} - h_{falda}) \cdot 10) = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot 22 \cdot 25 - \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot ((22 + 4 - 2) \cdot 10) = 350,6 \text{ KN}$$

Carico totale:

$$N_{max_{tot.}} = 5063 + 350,6 = 5414 \text{ KN}$$

**(VERIFICA SODDISFATTA)**

$N_{max_{tot.}} = 5414 \text{ KN} < Q_{lim.} = 6588 \text{ KN}$
---

$$FS = \frac{6588}{5414} = 1,22$$



#### 4.5 Calcolo dei cedimenti

Per la validazione dei risultati che si otterranno tramite i modelli agli elementi finiti, si procede con il calcolo dei cedimenti del palo singolo caricato assialmente. I modelli e le formule utilizzate sono quelli introdotti nel capitolo 1 di questa tesi, riferiti agli studi di Lancellotta, Poulos (1974), Timoshenko e Goodier (1970), che considerano il palo immerso in un mezzo continuo elastico con contatto rigido; nei modelli sarà comunque presa in considerazione anche l'interazione tra terreno e palo trivellato non esaminata nei modelli teorici, quindi le soluzioni analitiche sono da considerare solo come metro di paragone.

Si procede, dapprima, con la valutazione della rigidità del palo, per scegliere se sia significativo considerare, oltre al cedimento, anche l'accorciamento elastico del palo stesso:

$$\frac{L}{R_0} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \begin{cases} \text{se vero} \rightarrow \text{PALO RIGIDO (non si considera accorciamento palo)} \\ \text{se falso} \rightarrow \text{PALO FLESSIBILE (si valuta accorciamento palo)} \end{cases}$$

$$\frac{22}{0,6} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{30000000}{34000}} \implies 36,67 \not\leq 14,85 \implies \underline{\text{PALO FLESSIBILE}}$$

Si considera, ora, la possibilità di valutare i cedimenti della struttura, come palo di lunghezza infinita, nel senso che in questo caso il carico non raggiunge la base, ma viene equilibrato dall'attrito del terreno sviluppato lungo un tratto definito *lunghezza attiva*, oppure come palo di lunghezza finita, per il quale si considera anche la resistenza al cedimento offerta dalla base:

$$\frac{L}{R_0} \geq 3 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \begin{cases} \text{se vero} \rightarrow \text{PALO DI LUNGHEZZA INFINITA} \\ \text{se falso} \rightarrow \text{PALO DI LUNGHEZZA FINITA} \end{cases}$$

$$\frac{22}{0,6} \leq 3 \sqrt{\frac{30000000}{34000}} \implies 36,67 \not\geq 89,1 \implies \underline{\text{PALO DI LUNGHEZZA FINITA}}$$

Il palo considerato, quindi, deve essere valutato come palo di lunghezza finita e di tipo flessibile. Si valuta quindi l'accorciamento elastico:

$$\sigma_{palo} = \frac{N_{max}}{A_{palo}} = \frac{5063}{\frac{\pi \cdot (1,2)^2}{4}} = 4477 \text{ KN/m}^2$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{4477}{30000000} = 1,492 \cdot 10^{-4} \quad \Longrightarrow \quad \Delta l_p = \varepsilon_p \cdot L = 1,492 \cdot 10^{-4} \cdot 22 = 3,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Il calcolo del cedimento di una struttura attraverso modelli elastici-lineari, necessita la determinazione di un modulo di rigidezza, K, che mette in relazione i carichi, P, con i cedimenti, w:

$$w = \frac{P}{K_{tot}}$$

In questa relazione, si è introdotto un modulo di rigidezza totale, poiché, parlando di una struttura tipo palo di fondazione, si devono considerare due contributi. Il primo è quello che deriva dalla rigidezza offerta dalla resistenza di base del palo, il secondo riguarda la rigidezza data dall'attrito/adesione che si manifesta lungo il fusto:

$$K_{tot} = K_b + K_s$$

Per quanto concerne la portata di base, si considera una piastra rigida interagente con un semispazio elastico (Timoshenko e Goodier, 1970):

$$K_b = \frac{P_b}{w} = \frac{4R_b G_b}{(1-\nu)} = \frac{4 \cdot 0,6 \cdot 32692}{0,7} = 112087 \text{ KN/m}$$

dove si è calcolato il modulo di taglio alla base,  $G_b$ , attraverso la formula della teoria dell'elasticità, partendo dal modulo elastico allo strato-8 della stratigrafia in esame:

$$G_b = \frac{E_b}{2(1+\nu)} = \frac{85000}{2(1+0,3)} = 32692 \text{ KN/m}^2$$

Per valutare la rigidezza laterale, si fa riferimento a condizioni di equilibrio tra la superficie di contatto palo-terreno ed una distanza alla quale i cedimenti indotti nel terreno diventano trascurabili (par.:1.3.1 di questa tesi); in seguito a queste valutazioni, e considerando la conformazione stratigrafica del terreno in esame, si utilizzano la formule seguenti:

$$K_s = \sum_{i=1}^n K_{s,i} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{1}{2} \pi G_i L_i \right)$$

Si applica la formula, sopra esposta ai vari strati del terreno in esame, introducendo di volta in volta il valore del modulo di taglio,  $G_i$ , relativo ad ogni strato, ricavato attraverso la formula della teoria dell'elasticità sopra introdotta.

$$K_{s,2} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 11538 \cdot 2 = 36248 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,3} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 16346 \cdot 5 = 51352,5 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,4} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 21154 \cdot 5 = 166143 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,5} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 24038 \cdot 3 = 113276 \text{ KN/m}$$

$$K_s = \sum_{i=1}^n K_{s,i} = 685709,5 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,6} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 26923 \cdot 3 = 126871,6 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,7} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 29808 \cdot 3 = 140465,4 \text{ KN/m}$$

$$K_{s,8} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 32692 \cdot 1 = 51353 \text{ KN/m}$$

$$K_{tot} = K_b + K_s = 112087 + 685709,5 = 797797 \text{ KN/m}$$

Il carico assiale massimo sul palo, si è detto essere pari a 5063KN.

Quindi il cedimento massimo sul palo singolo risulta essere pari a:

$$w = \frac{P}{K_{tot}} = \frac{5063}{797797} = 6,34 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 6,34 \text{ mm} \quad (\text{cedimento alla base del palo})$$

Per valutare il cedimento in testa si aggiunge allo spostamento verticale alla base appena calcolato, il ritiro elastico del palo (anche se questa è un'approssimazione un po' grossolana in quanto non considera in alcun modo l'interazione palo-terreno che riduce, anche se in maniera limitata, la deformazione elastica per compressione del palo):

$$w_t = w + \Delta l_p = 6,34 + 3,28 = 9,62 \text{ mm}$$

La valutazione del cedimento complessivo della schiera di pali, può essere condotta in prima approssimazione, utilizzando il modello di Poulos (1974), introdotto al par:1.3 di questa tesi, nel quale si considera l'interazione tra i pali, ma non il contributo di rigidità offerto dalla platea.

Si utilizza la formula seguente introdotta da Fleming et al. (1985) basata sugli studi di Poulos:

$$w_G = \sqrt{n} \cdot w_0 = \sqrt{8} \cdot 6,34 = 17,9 \text{ mm} \quad (\text{cedimento gruppo: pali rigidi})$$

$$w_G = \sqrt{n} \cdot w_0 = \sqrt{8} \cdot 9,62 = 27,21 \text{ mm} \quad (\text{cedimento gruppo: pali flessibili})$$

#### **4.6 Modello agli elementi finiti del palo singolo caricato assialmente (SLU)**

Per meglio comprendere come l'interazione terreno-struttura influisce sui cedimenti del palo singolo su terreno stratificato, si costruiscono i modelli bidimensionale (PLAXIS-2D v.8) e tridimensionale (PLAXIS-3D Foundation), grazie ai quali si potrà valutare l'entità dello spostamento sia alla base che in testa palo e le conseguenti sollecitazioni sul palo stesso.

Il palo sarà considerato comprimibile, quindi si introdurrà la vera rigidità assiale e si valuterà, attraverso i modelli, anche l'interazione tra terreno e palo trivellato. I risultati (cedimenti), quindi, si discosteranno leggermente dai risultati ottenuti dai calcoli analitici che analizzano il palo come rigido e l'interazione rigida tra palo e terreno.

Si procede, dapprima, con la costruzione dei modelli su terreno elastico lineare, per confrontare, poi, i risultati ottenuti con quelli conseguiti dal calcolo analitico, per una prima validazione dei modelli geometrici e meccanici. In seguito, si costruiscono i modelli su terreno alla Mohr-Coulomb, con comportamento elasto-plastico, che approssima il comportamento del suolo in maniera più verosimile.

Per la costruzione del modello bidimensionale di palo singolo si comincia dalla definizione del modello geometrico. Si è scelto di simulare il problema attraverso un modello di deformazione piana, 'plane strain', poiché si vuole in seguito costruire il modello di intera fondazione, il quale necessita di tale schematizzazione; le dimensioni totali del modello sono: 50m di larghezza x 45m di altezza e si sono imposte le condizioni al contorno standard. Sono state poi create le zone del modello geometrico pertinente ad ogni strato.

Nella finestra di dialogo relativa alle caratteristiche del terreno, sono stati definiti otto diversi 'set' di parametri meccanici per il terreno, ognuno relativo ai livelli presenti nella geologia stratigrafica di progetto. Dopo aver scelto per ognuno il comportamento elastico-lineare e imposto la condizione non drenata con immissione di parametri efficaci (par.:3.7.4 di questa tesi), sono state introdotte le relative caratteristiche meccaniche contenute nella stratigrafia di progetto.

Il problema principale per simulare il comportamento del palo con un modello bidimensionale, è, come già discusso (par.: 3.6 di questa tesi), l'approssimazione della struttura, a sviluppo prettamente tridimensionale, attraverso elementi bidimensionali.

Si sceglie di modellare il palo singolo attraverso un elemento 'plate'; si devono, però, adattare le caratteristiche meccaniche del palo all'elemento bidimensionale, spalmate su metro lineare.

Si procede, quindi, con l'approssimazione introdotta dallo studio di Prakoso e Kulhawy (2001), riportata al paragrafo 3.6 di questa tesi:

$$EA_{psp} = EA_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{2}{7,5} = 9047787 \text{ KN/m}$$

$$EI_{psp} = EI_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} \cdot \frac{2}{7,5} = 814301 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row-i} A_p}{L_r} = 25 \cdot \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}}{7,5} = 7,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}} / \text{m}$$

Per la simulazione della base del palo si è utilizzato un elemento 'plate' intestato alla base di dimensioni pari all'area di base (par.:3.6):

$$D_{eq} = A_{base\ palo} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

Per conferire rigidezza flessionale infinita alla base del palo si sono introdotti due valori forfettari:

$$EA_{punta} = 9000000000000 \text{ KN/m}$$

$$EI_{punta} = 50000000000000 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

Per simulare l'interazione tra terreno e palo trivellato, si sono introdotte le interfacce sui due lati di contatto dell'elemento 'plate', utilizzato per modellare il fusto del palo, scegliendo un valore di riduzione dei parametri del terreno  $R_{inter}$  (par.:3.5 e 1.4 di questa tesi) pari a:

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-i} A_s}{2L_r} R_{inter} = \frac{2\pi \cdot 1,2}{2 \cdot 7,5} \cdot 1 = 0,503 \text{ (contatto rigido } R_{inter} = 1)$$

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-i} A_s}{2L_r} R_{inter} = \frac{2\pi \cdot 1,2}{2 \cdot 7,5} \cdot 0,67 = 0,350 \text{ (palo trivellato } R_{inter} = 0,67)$$

Si è supposto un carico assiale puntuale, pari a 5063 KN (condizione SLU), anch'esso diviso per l'interasse ipotetico fra i pali, per rapportare il carico alle rigidezze calcolate su metro lineare.

$$P_{assiale} = 5063 / 3,75 = 1350 \text{ KN/m}$$

Sono state introdotte interfacce rigide anche sulla base del palo per modellare l'interazione terreno-struttura anche in questa zona.

Si è impostato il livello di falda sul piano campagna per imporre la saturazione del terreno.

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente migliorata nelle vicinanze del palo.

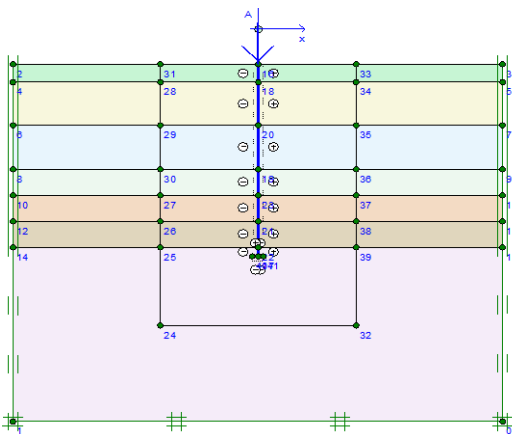


Figura 4.6: modello geometrico.

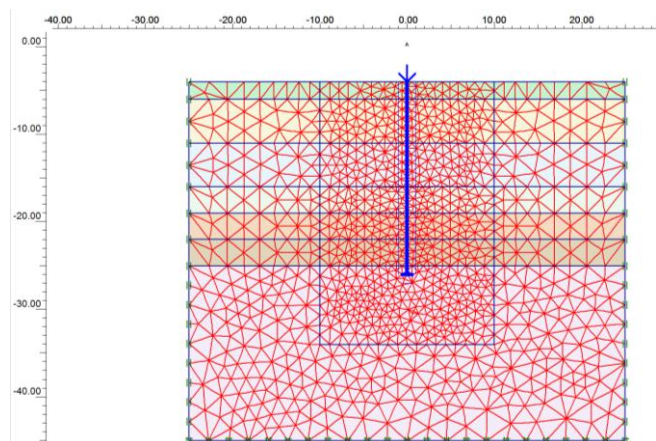


Figura 4.7: discretizzazione.

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale di terreno a riposo, attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

( si introducono per ogni strato i relativi valori dell'angolo d'attrito,  $\phi'$ ), ed il calcolo della pressione idrostatica dell'acqua presente nei pori.

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nell'attivazione degli elementi 'plate' per simulare la costruzione del palo.

La terza fase è la fase di carico.

Dopo aver lanciato il calcolo si ottengono, per il palo trivellato, i seguenti risultati:

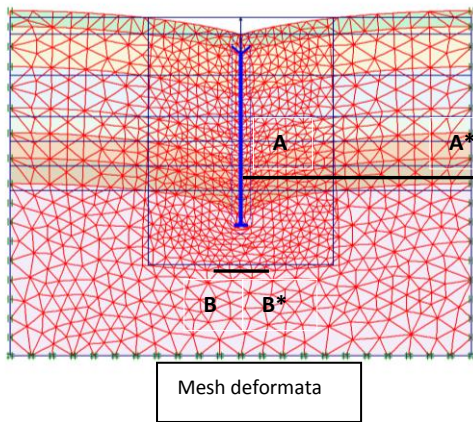


Figura 4.8

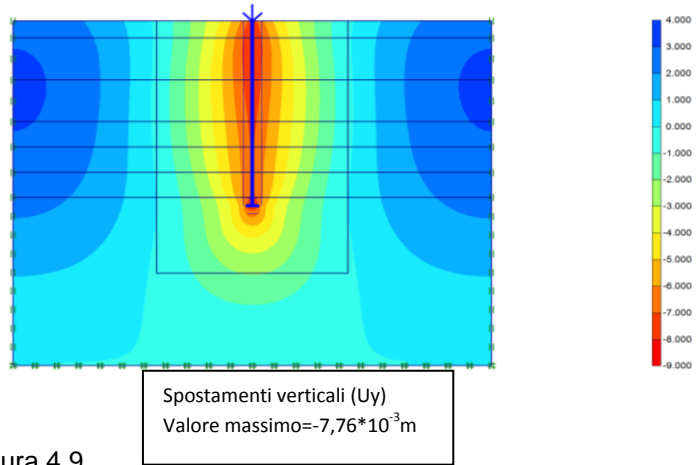


Figura 4.9

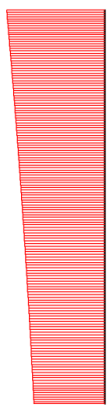


Figura 4.10

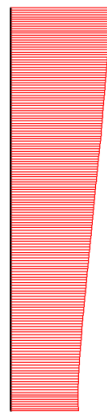


Figura 4.11

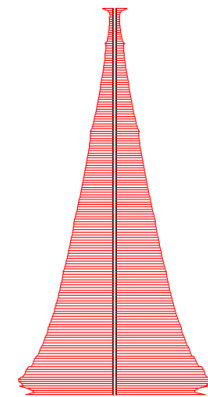
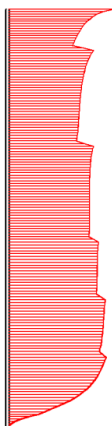


Figura 4.12



Tensioni di taglio all'interfaccia  
Valore massimo=22,46 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.13

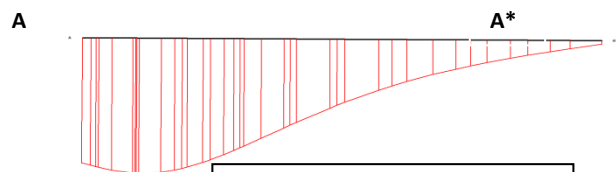


Figura 4.14

Sezione A-A\* Andamento delle  
tensioni di taglio nel terreno



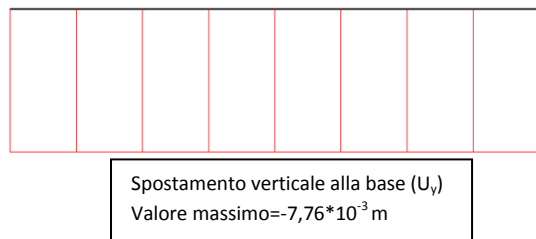


Figura 4.15

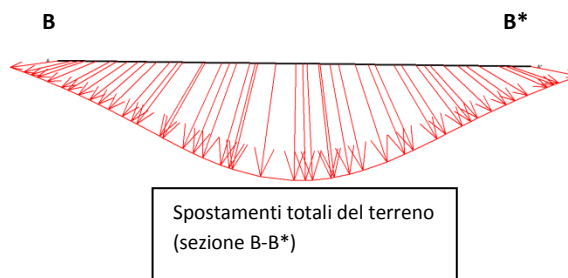


Figura 4.16

Analizzando i risultati ottenuti si può notare che il cedimento alla base è ben approssimato:

$$w_{FEM-el.} = 7,37mm \cong w_{analitico} = 6,34 mm \quad (\text{contatto rigido})$$

$$w_{FEM-el.} = 7,76mm \cong w_{analitico} = 6,34 mm \quad (\text{palo trivellato})$$

Il cedimento in testa vale:

$$w_{t,FEM-el.} = 9,62mm \quad ; \quad w_{t,analitico} = 9,62 mm \quad (\text{contatto rigido})$$

$$w_{t,FEM-el.} = 10,09mm \quad ; \quad w_{t,analitico} = 9,62 mm \quad (\text{palo trivellato})$$

Il cedimento in testa per il caso di contatto rigido è minore di quello per il caso con interazione relativa al palo trivellato poiché le caratteristiche meccaniche all'interfaccia di contatto rigido sono migliori.

L'accorciamento del palo conseguente all'applicazione del carico, invece, differisce da quello calcolato in maniera apprezzabile, poiché l'interazione palo-terreno, non considerata nei calcoli, riduce tale valore:

$$w_{t,FEM-el.} = 10,09 mm \quad (\text{palo trivellato})$$

$$10,09mm - 7,76mm = 1,3mm < 3,28mm \quad (\text{accorciamento palo analitico})$$

Ciò, come discusso precedentemente per il palo singolo su strato omogeneo, è dovuto al meccanismo resistente laterale per adesione lungo il fusto, che, attraverso le tensioni tangenziali all'interfaccia, trasmette parte del carico al terreno e riduce l'entità degli spostamenti in testa. Analizzando la figura 4.13, si può notare l'andamento delle tensioni tangenziali verticali: il grafico ha andamento simile a quello ottenuto per il palo su suolo omogeneo, ma presenta diverse discontinuità. Tali discontinuità sono

dovute al cambio di caratteristiche meccaniche relativo al passaggio da uno strato al successivo. Anche in questo caso si può notare come tali tensioni tangenziali calino nelle zone prossime alla base del palo a causa del disturbo arrecato dall' elemento plate che simula la base stessa e dal disturbo che si crea al terreno in questa zona, in seguito al rifluimento del terreno (figura 4.16).

I risultati ottenuti con il modello che considera contatto rigido palo-terreno differiscono di qualche decimo di millimetro da quelli per palo trivellato.

Si considera ora il modello elasto-plastico alla Mohr-Coulomb. Per la costruzione di tale modello è sufficiente cambiare il comportamento del terreno nella finestra di dialogo che interessa le caratteristiche meccaniche dei vari strati e delle interfacce, ed immettere per ogni strato l'angolo d'attrito,  $\phi'$ , la coesione,  $c'$ , l'angolo di dilatanza,  $\psi'$  ( $\psi = 0$  per tutti gli strati, in accordo con quanto detto al par.:3.7.3 di questa tesi), oltre al modulo elastico di compressione di ogni strato,  $E'$ , e il coefficiente di Poisson,  $\nu'$ . Si introducono i parametri efficaci con analisi non drenata (par.:3.7.4 di questa tesi). Il valore di R-inter=0,350 è lo stesso che per il caso elastico relativo al palo trivellato per valutarne il comportamento su terreno alla M-C, modello più realistico per il terreno.

Il modello geometrico rimarrà lo stesso, anche la mesh e le varie fasi di calcolo. Si riportano i risultati ottenuti:

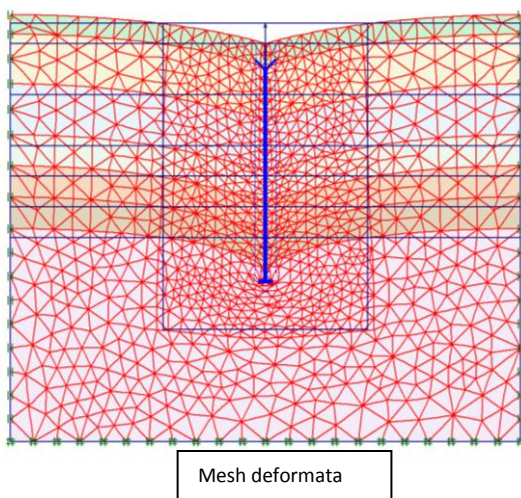


Figura 4.17

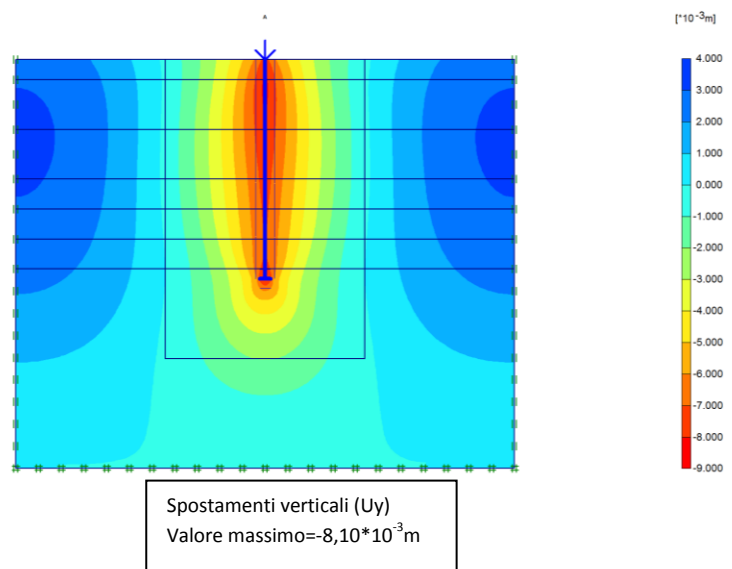
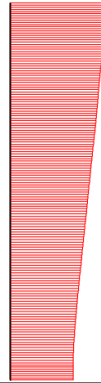


Figura 4.18



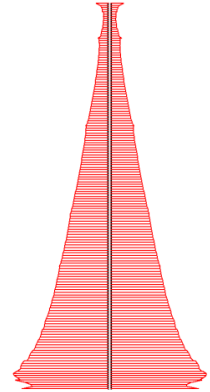
Spostamenti verticali ( $U_y$ ) palo:  
Valore massimo= $-10,40 \cdot 10^{-3}$  m (in testa)

Figura 4.17



Sollecitazione assiale palo  
Valore massimo= $-1350$  KN/m (in testa)  
Valore minimo= $-692,7$  KN/m (alla base)  
(fattore di scala per il carico= $5,1$ )

Figura 4.18



Tensioni efficaci normali interfaccia  
Valore massimo= $179,20$  KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.19



Tensioni tangenziali di taglio interfaccia  
La linea tratteggiata indica il limite di resistenza per taglio

Figura 4.20



Spostamento verticale alla base ( $U_y$ )  
Valore massimo= $-8,10 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.21

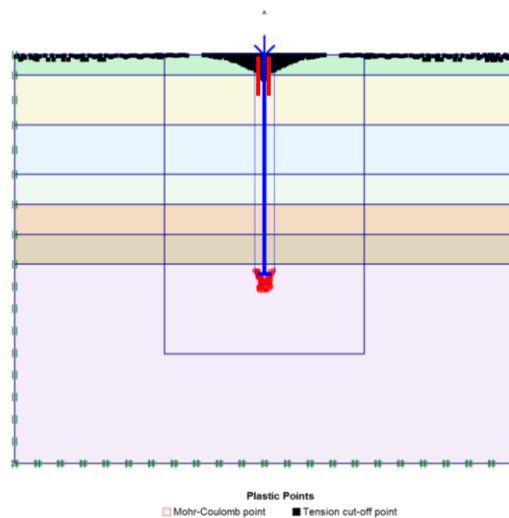


Figura 4.22

Il valore del cedimento alla base, ottenuto con il modello di terreno elasto-plastico alla Mohr-Coulomb, è pari a:

$$w_{FEM-MC} = 8,10 \text{ mm} > w_{FEM-el.} = 7,76 \text{ mm} \cong w_{analitico} = 6,34 \text{ mm}$$

Come si può notare, il valore del cedimento alla base è più grande di quello ottenuto con il modello elastico-lineare. Infatti, sono presenti diverse zone, nel terreno, che hanno raggiunto la condizione plastica come si può osservare nella figura 4.22. I 'Mohr-Coulomb points' presenti sotto la base del palo, segnalano un'area nella quale il terreno ha raggiunto la condizione plastica. Quelli, invece, presenti lungo il fusto, nella zona prossima alla superficie del modello, denotano la condizione plastica raggiunta all'interfaccia palo-terreno. Ciò, lo si può meglio apprezzare nella figura relativa alle tensioni tangenziali all'interfaccia che si generano per adesione terreno-struttura: nella parte superiore del palo, in cui sono presenti i punti plastici (figura 4.22), corrispondono zone in cui il valore della tensione tangenziale all'interfaccia raggiunge il limite di resistenza per taglio. Tale limite è raggiunto nei primi due strati, in cui si hanno proprietà meccaniche più scadenti che negli strati più profondi.

Il cedimento in testa stimato con il modello elasto-plastico, è pari a:

$$w_{t,FEM-MC} = 10,40 \text{ mm} > w_{t,FEM-el.} = 10,09 \text{ mm}$$

$$10,40\text{mm} - 8,10\text{mm} = 2,3\text{mm} < 3,28\text{mm} \text{ (accorciamento palo analitico)}$$

Anche in questo caso si può notare che il cedimento in testa è maggiore di quello ottenuto con il modello di terreno elastico-lineare. Ciò è dovuto al fatto che, gli scorrimenti dovuti al raggiungimento della condizione plastica all'interfaccia nella zona prossima alla superficie del modello, ammettono spostamenti verticali in testa palo maggiori; in secondo luogo, il plasticizzarsi del terreno nella zona sottostante la base del palo, aumenta il cedimento totale del palo stesso.

Si procede, ora, con la costruzione dei modelli tridimensionali (PLAXIS-3D Foundation), inerenti al palo singolo su stratigrafia di progetto con carico assiale ultimo (SLU). Il primo modello sarà caratterizzato da comportamento del suolo elastico-lineare.

Si inizia con il dichiarare i confini del volume di prova: 160m x 160m x 80m (profondità). Sono stati impostati tre piani di lavoro ('workplanes'), che distinguono tre discontinuità geometriche nel modello: il primo, a 0m di profondità, che rappresenta il piano in cui giace la testa del palo sulla quale verrà applicato il carico, il secondo, a -22m di profondità, nel quale giace la base del palo, il terzo, a -80m di profondità, confine inferiore del modello. Si è scelto un elemento 'Pile-Massive Circular' per generare il palo, di cui si è dichiarato il diametro pari a 1,2m e lo si è posizionato al centro del campo prova (0,0,0).

Si è creata la 'borehole' per impostare i vari strati di suolo. All' interno della finestra di dialogo relativa alla 'borehole' appena definita, sono introdotte le caratteristiche meccaniche relative ai vari strati (figura 4.23); nello specifico, trattandosi di comportamento elastico-lineare sono stati introdotti per ogni strato: il modulo di Young,  $E$ , il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , e si è impostato il valore di R-inter=0,67 (palo trivellato) e R-inter=1 (contatto rigido), per simulare il comportamento all'interfaccia. Si è impostato il livello di falda in superficie per saturare il terreno a partire dalla testa del palo.

Scelto il piano di lavoro a livello 0m, si è definito il carico in testa: selezionata l'area relativa alla testa del palo, si è definito un carico distribuito su piano orizzontale e lo si è impostato pari a  $P = 5063 / \frac{\pi(1,2)^2}{4} =$

$4477 \text{ KN/m}^2$  .

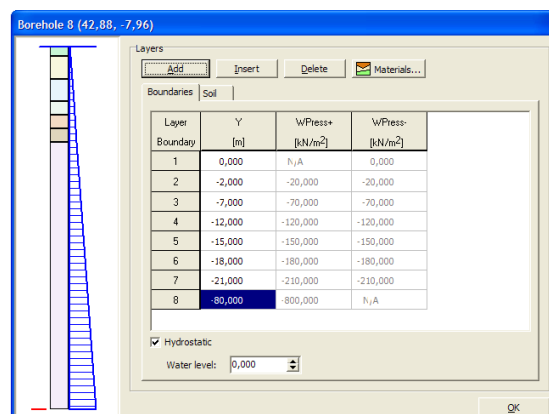


Figura 4.23

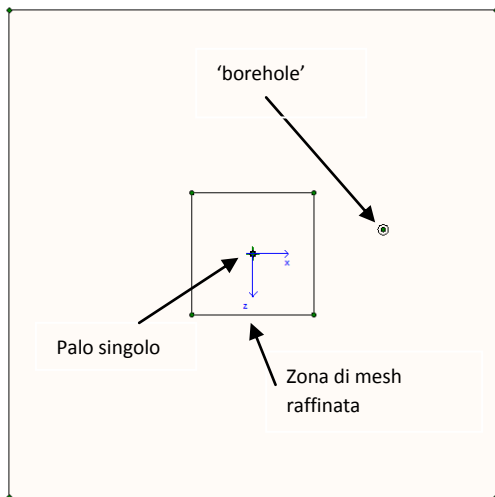


Figura 4.24

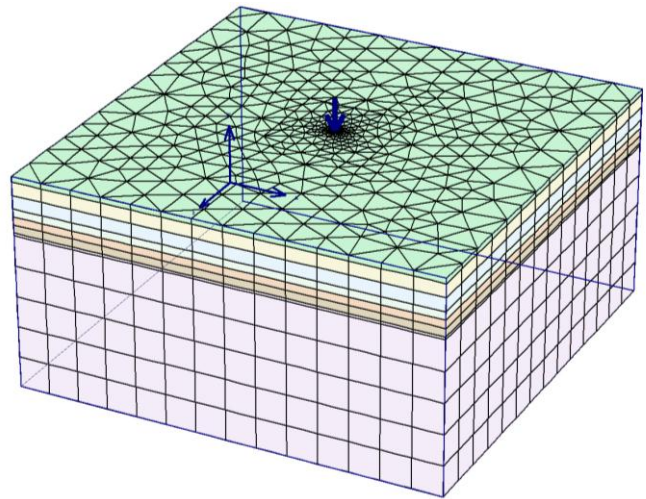


Figura 4.25

Definito il modello geometrico e impostata un mesh di tipo 'fine'(figura 4.25), si sono impostate le fasi di calcolo:

- Terreno a riposo;
- Costruzione del palo: si attiva l'elemento palo e si dichiara il materiale costituente;
- Fase di carico: si attiva il carico in testa.

Dopo aver concluso il calcolo si ottengono i seguenti risultati (si riportano i risultati per il palo trivellato).

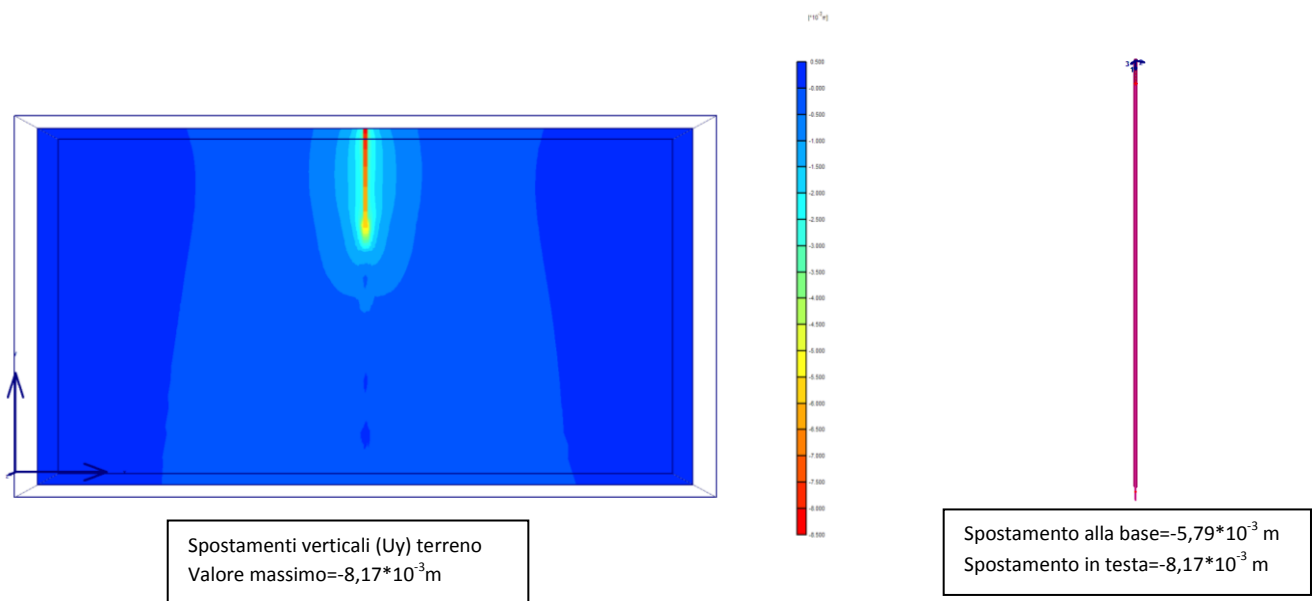


Figura 4.26

Figura 4.27

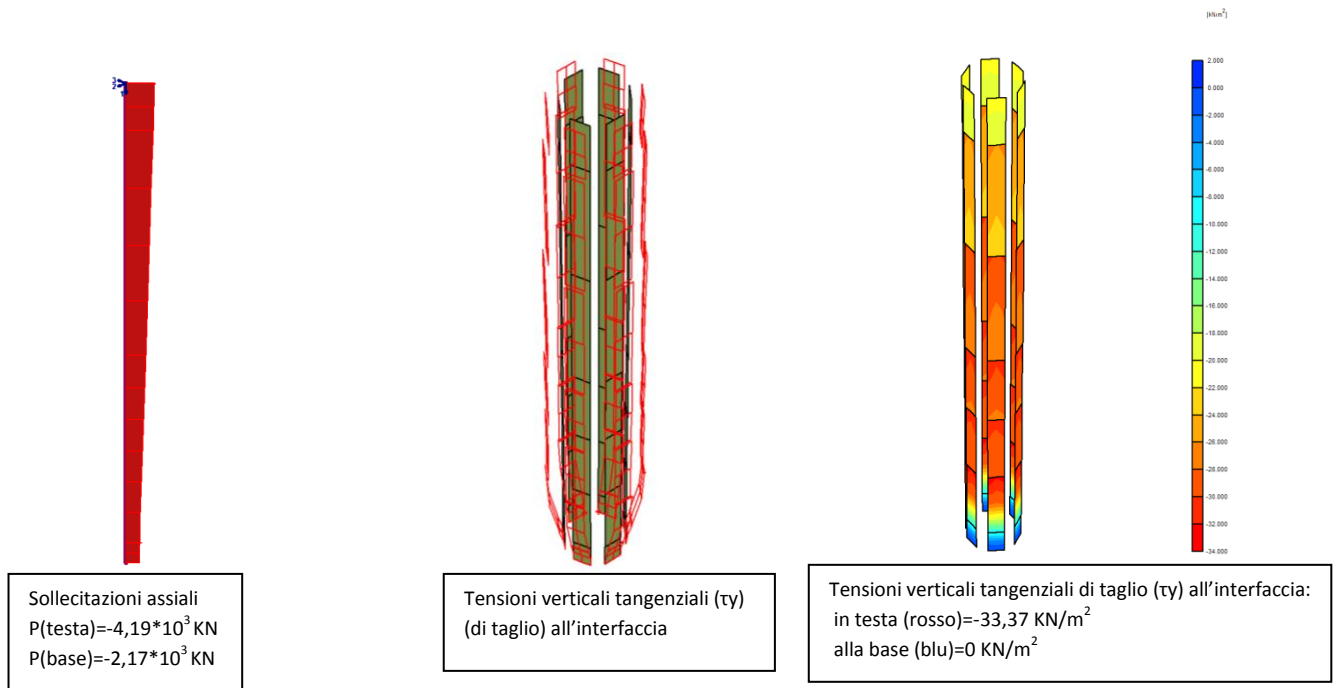


Figura 4.28

Figura 4.29

Figura 4.30

Analizzando i risultati ottenuti tramite i modelli tridimensionali, si può notare che il valore del cedimento alla base è, anche in questo caso confrontabile con il valore ottenuto applicando i metodi di calcolo classici:

$$w_{FEM-el.} = 4,72 \text{ mm} \cong w_{analitico} = 6,34 \text{ mm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$w_{FEM-el.} = 5,79 \text{ mm} \cong w_{analitico} = 6,34 \text{ mm} \quad (\text{palo trivellato})$$

Cedimento in testa:

$$w_{t,FEM-el.} = 6,91 \text{ mm} < w_{t,analitico} = 9,62 \text{ mm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$w_{t,FEM-el.} = 8,17 \text{ mm} < w_{t,analitico} = 9,62 \text{ mm} \quad (\text{palo trivellato})$$

Il valore del cedimento alla base è, anche in questo caso, leggermente inferiore di quello calcolato analiticamente, ma anche di quello calcolato con i modelli bidimensionali, poiché il modello tridimensionale analizzato offre una miglior approssimazione dell'interazione terreno-struttura che si sviluppa sull'intera superficie 3D.

Anche il cedimento in testa è inferiore a quello calcolato in via analitica grazie alla resistenza offerta lungo il fusto, non considerata nei calcoli.

Si ottiene un carico in testa pari a 4190 KN ed un carico alla base pari a 2170 KN (figura 4.28).

Si può notare lo sviluppo tridimensionale delle tensioni tangenziali all'interfaccia con le discontinuità relative al passaggio da uno strato all'altro, similmente a quanto ottenuto dai modelli bidimensionali (figura 4.29).

Si costruisce ora il modello 3D, con comportamento elasto-plastico alla Mohr-Coulomb. Per la definizione di tale modello è sufficiente cambiare all'interno della 'borehole' il comportamento del terreno, ed aggiungere, per ogni strato, i valori dell'angolo d'attrito,  $\phi$ , della coesione,  $c$ , e dell'angolo di dilatanza,  $\psi$  ( $\psi = 0$ ).

La mesh e le fasi di calcolo rimangono le stesse che per il caso elastico lineare.

Si ottengono i seguenti risultati.

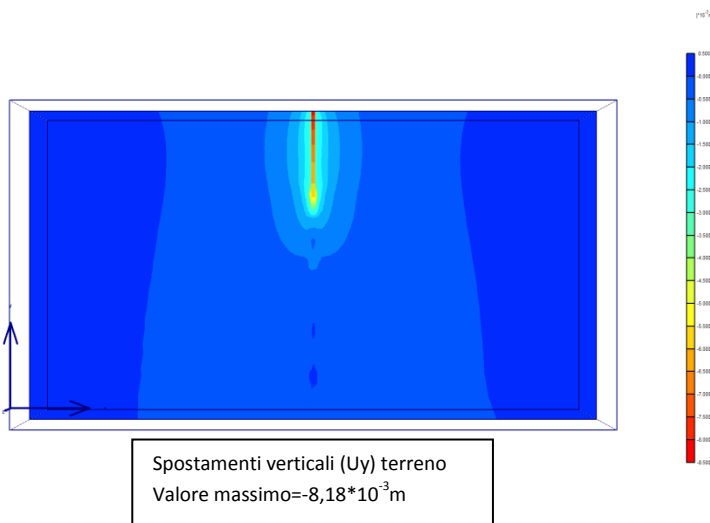


Figura 4.31

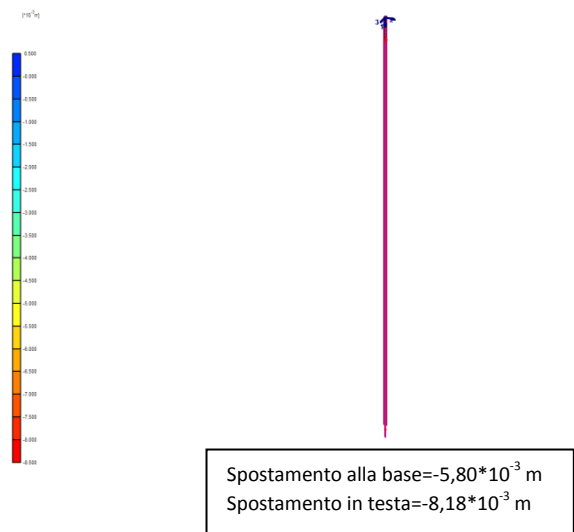


Figura 4.32



Figura 4.33

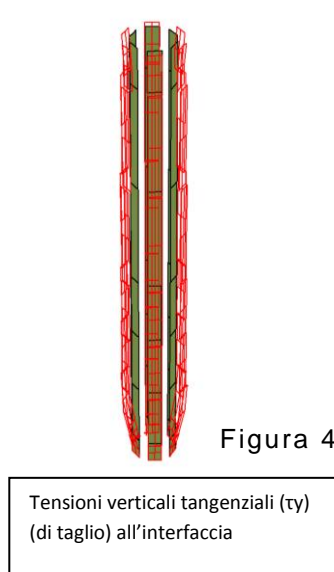


Figura 4.34

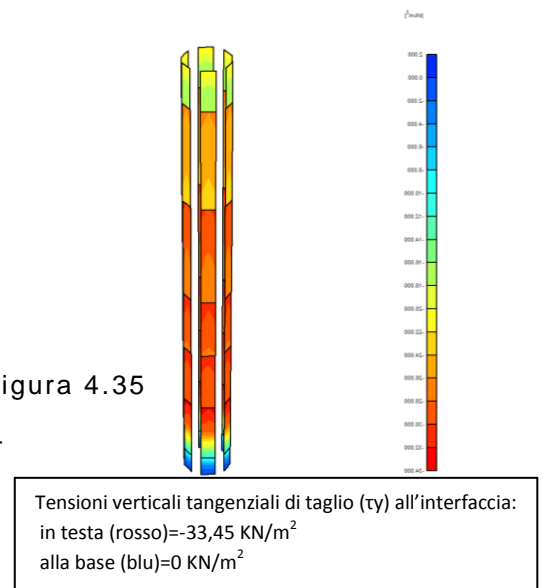


Figura 4.35



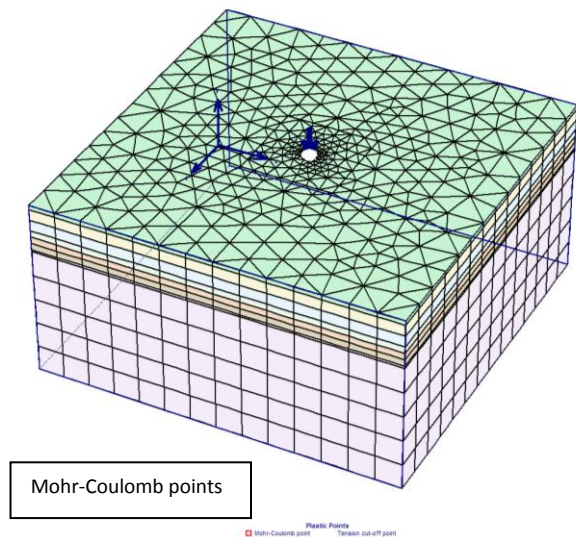


Figura 4.36

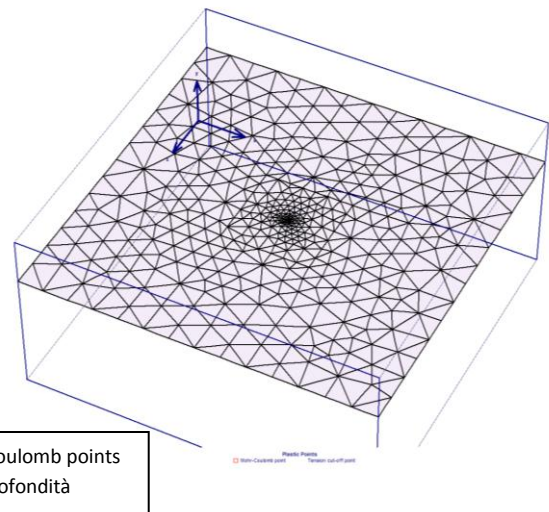


Figura 4.37

Il valore del cedimento alla base è pari a (4.32):

$$w_{FEM-MC} = 5,80mm \cong w_{FEM-el.} = 5,79mm \cong w_{analitico} = 6,34mm$$

Cedimento in testa:

$$w_{t,FEM-MC} = 8,18 mm \cong w_{t,FEM-el.} = 8,17 mm < w_{t,analitico} = 9,62 mm$$

I risultati relativi ai cedimenti alla base ed in testa palo ottenuti con i modelli tridimensionali elastico-lineare ed elasto-plastico sono molto simili. Ciò probabilmente è dovuto al fatto che nei modelli tridimensionali con comportamento elasto-plastico, non si raggiunge la condizione plastica in nessun punto (come si può vedere dalla 4.36-4.37, nella quale non sono presenti 'Mohr-Coulomb points'), grazie sia alla completezza del modello 3D, che offre l'intera superficie del fusto del palo all'interazione con il terreno, sia alla presenza di un elemento interfaccia di buone qualità elastiche (R-inter=0,67).

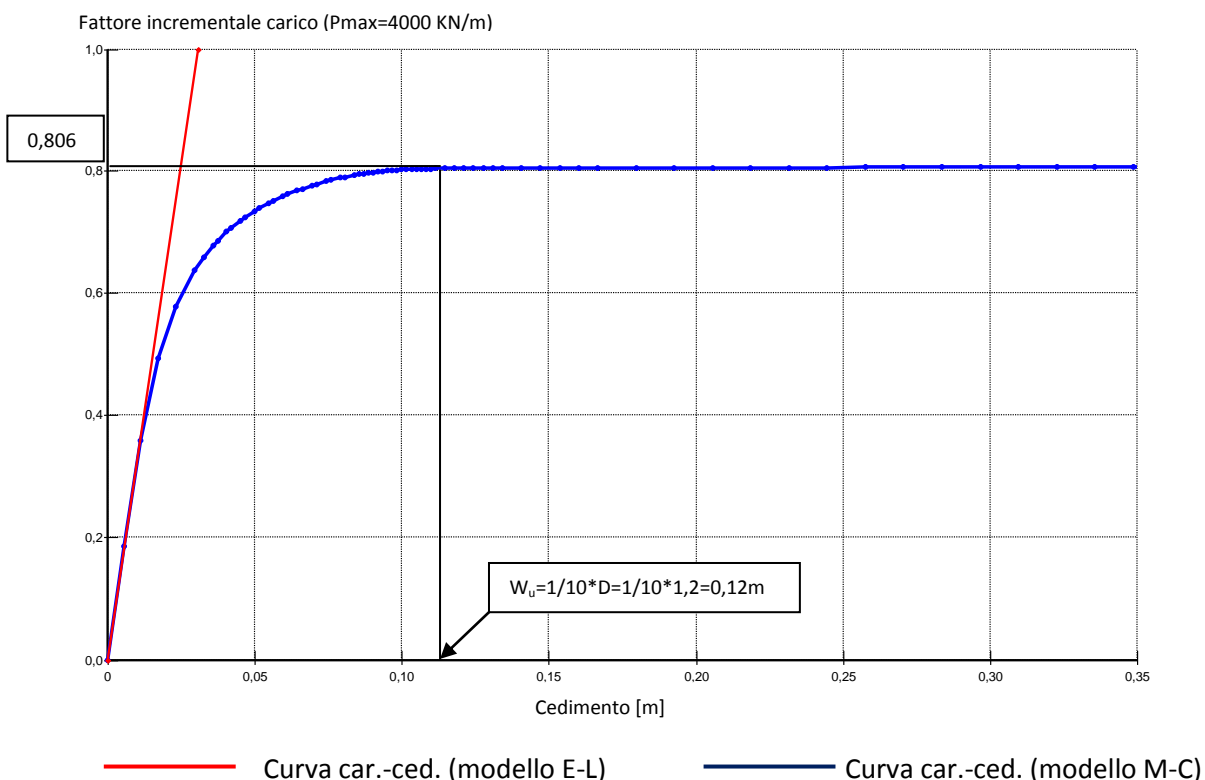
Si procede ora alla costruzione della curva carico-cedimento relativa al percorso di carico assiale su palo singolo in stratigrafia di progetto. Sarà interessante, poi, confrontare il carico che manda in crisi il sistema con il carico di SLU analizzato fin qui, per conoscere il fattore di sicurezza che ha il sistema nei confronti della crisi.

Per la costruzione di tali grafici si imposta sui modelli già costruiti in precedenza un carico elevato, grazie al quale si è sicuri di mandare in crisi il sistema. Si è scelto un carico (forza concentrata) pari a  $4000\text{KN/m} \times 3,75 = 15000\text{KN}$  per i modelli 2D (con 3,75=fattore di scala per i carichi nei modelli bidimensionali), mentre un carico (carico distribuito sull'area del palo) pari a  $38000\text{KN/m}^2$  per i modelli di palo singolo 3D.

Attraverso la funzione 'Curves' dei programmi PLAXIS, è possibile graficare lo spostamento di un punto precedentemente impostato, in relazione all'incrementarsi del carico. Il grafico, quindi, sarà composto in ascissa dai cedimenti in testa palo, in ordinata si avrà un'intervallo da 0 a 1 che determina la quota parte del carico totale preso in considerazione.

Si rappresentano distintamente le curve carico-cedimento ottenute con i modelli 2D e quelle con i modelli 3D.

Curva carico-cedimento modello bidimensionale PALO SINGOLO TRIVELLATO: (figura 4.38)



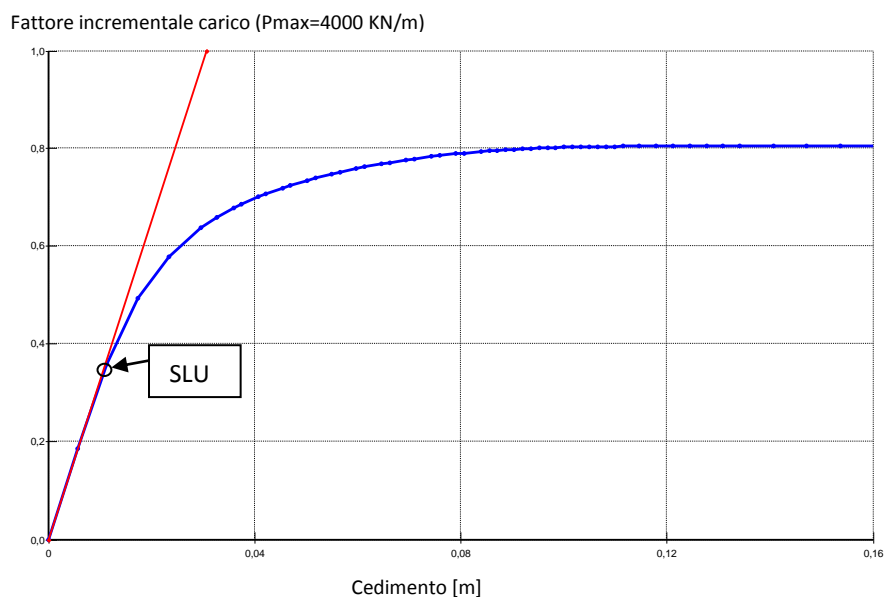


Figura 4.39

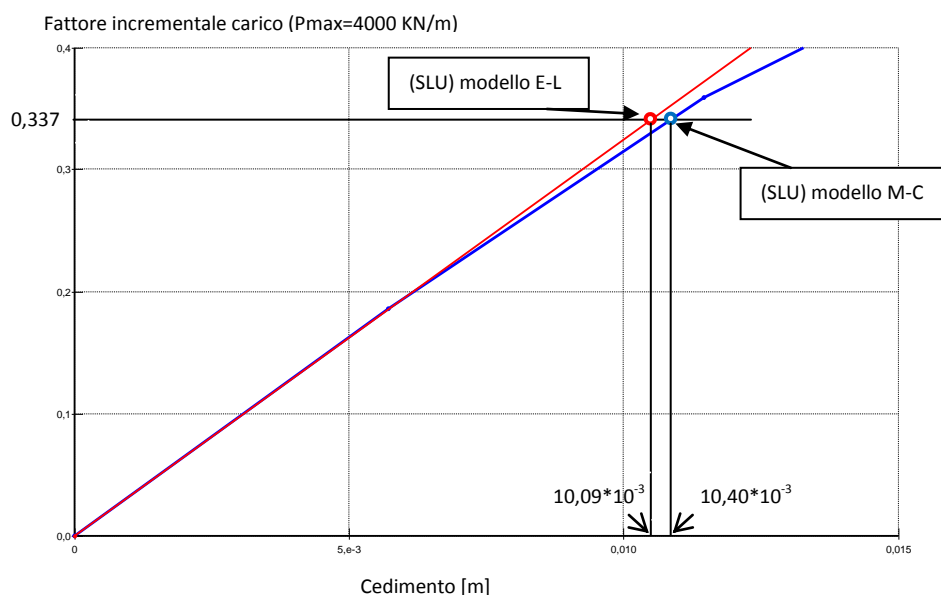


Figura 4.40

Dal grafico di figura 4.40 si può notare come la configurazione allo stato limite ultimo (2D) con comportamento del terreno elastico-lineare per il palo trivellato, sia distinta dalla configurazione SLU con comportamento alla M-C, infatti i due cedimenti differiscono di un valore significativo.

Il valore del carico allo SLU è come già introdotto pari a:

$$0,337 \cdot 4000 \cdot 3,75 = 5063 \text{ KN} \quad (\text{carico SLU})$$

Dove 0,337 è la quotaparte del carico applicato per portare in crisi il sistema (4000 KN) mentre 3,75 (interasse pali) è il fattore di scala utilizzato per costruire il modello bidimensionale secondo Prakoso e Kulhawy.

La distinzione tra le due configurazioni, come si è già discusso, è dovuto al fatto che, per la configurazione con terreno M-C, nelle zone vicine alla base del palo e nelle zone limitrofe al fusto, adiacenti la superficie, si raggiunge una parziale plasticizzazione del sistema palo-terreno.

Nella prima parte della curva, dove il comportamento del terreno M-C e delle interfacce è ancora in campo elastico, i due grafici (elastico-lineare e M-C) sono approssimabili alla stessa curva. Via via che si aumenta il carico le due curve seguono percorsi distinti.

Il carico ultimo, che si raggiunge alla condizione di crisi, considerata per un cedimento pari ad 1/10 del diametro del palo, è pari a (figura 4.38):

$$P_u = 0,806 \cdot 4000 \cdot 3,75 = 12090 \text{ KN}$$

Per uno spostamento pari a:

$$w_u = \frac{1}{10} \cdot D = \frac{1}{10} \cdot 1,2 = 0,12 \text{ m}$$

Quando si raggiunge tale condizione il sistema presenta i seguenti punti plastici:

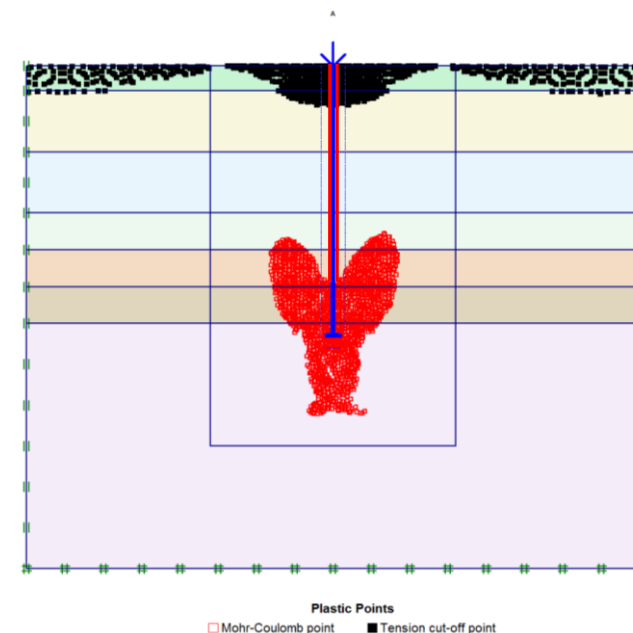


Figura 4.41

Dalla figura 4.41 si nota come il sistema arriva alla crisi: si raggiunge, dapprima, la plasticizzazione delle zone adiacenti il fusto del palo, con la perdita di adesione all'interfaccia, quindi di resistenza laterale; si arriva in seguito ad una plasticizzazione significativa della zona di suolo sottostante

la base, con grandi spostamenti della base e perdita di funzionalità per il palo.

Il fattore di sicurezza nei confronti della crisi che si riscontra analizzando quanto ottenuto con il modello bidimensionale con comportamento del terreno elasto-plastico alla M-C, relativo alla configurazione di stato limite ultimo (SLU) per il palo trivellato, è pari a:

$$FS\left(\frac{1}{10}D\right) = \frac{12090}{5063} = 2,4$$

Anche in questo caso si può notare che, attraverso i modelli 2D, il valore dei cedimenti è leggermente sovrastimato. Infatti, in genere, per un palo verificato secondo Normativa, il fattore di sicurezza che relaziona il carico SLU con quello relativo alla crisi è circa  $\geq 3$ ; il valore ottenuto con i modelli bidimensionali è leggermente inferiore.

Si è passati ora alla costruzione delle curve carico-cedimento per i modelli tridimensionali. La costruzione, anche in questo caso è abbastanza semplice.

Sui modelli costruiti per analizzare gli SLU, si impone un carico che porterà il sistema a rottura. Si sceglie un carico pari a 38000KN. Le caratteristiche geometriche e meccaniche sono le stesse di quelle utilizzate in precedenza per l'analisi FEM di stato limite ultimo.

Ci si aspetta un carico maggiore che porterà a plasticizzare il sistema, in relazione a cedimenti minori, come già notato in precedenza allo SLU, grazie soprattutto alla maggior veridicità del modello 3D.

Si riportano i risultati ottenuti per PALO SINGOLO TRIVELLATO :

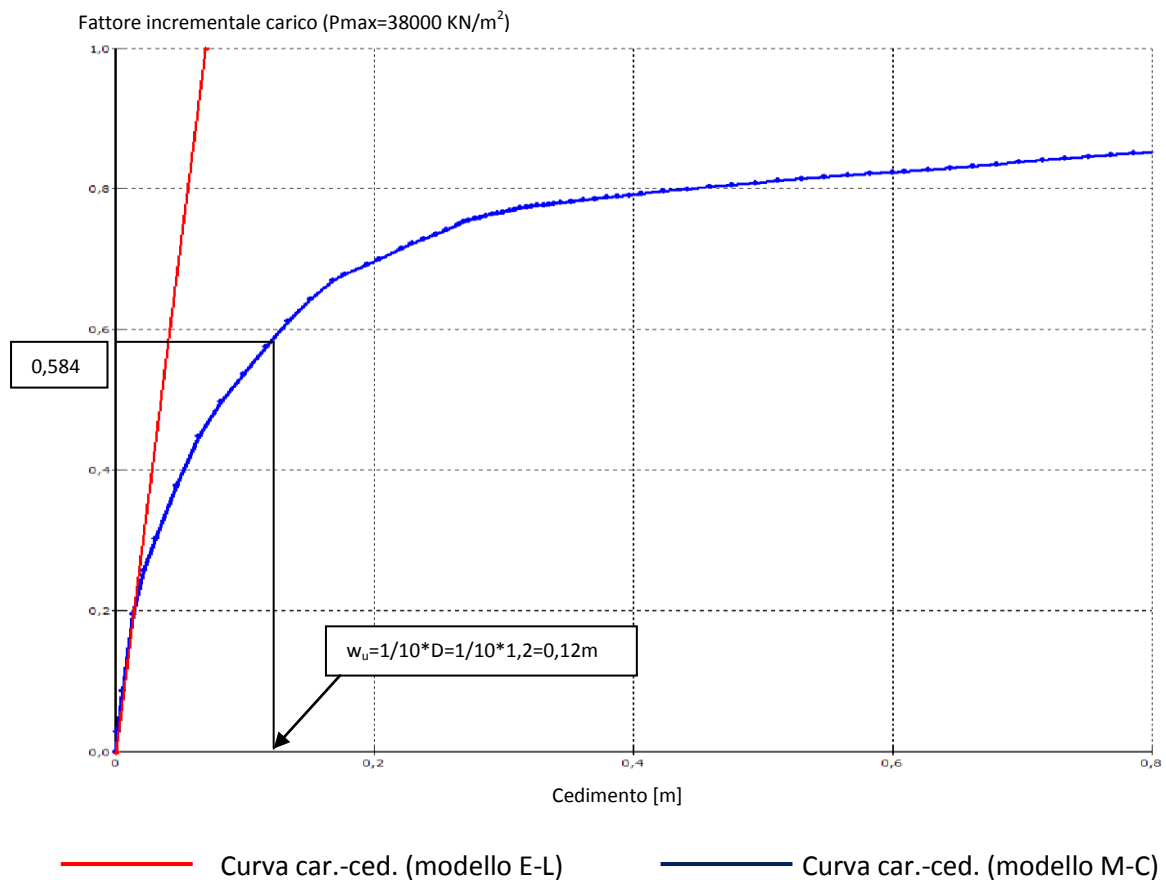


Figura 4.42

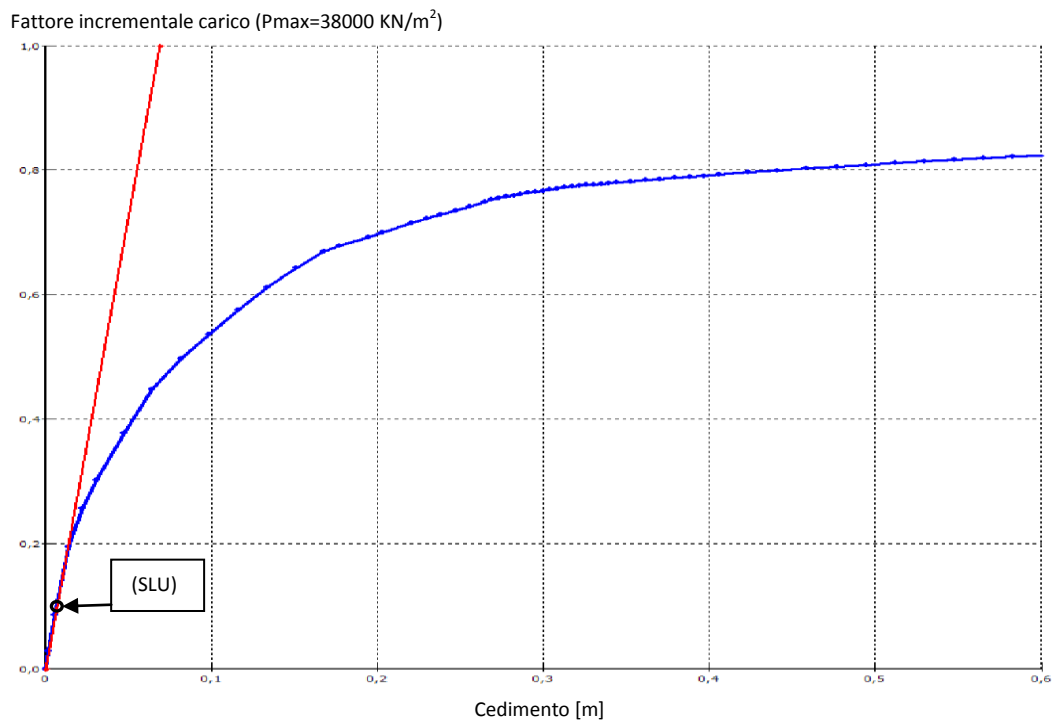


Figura 4.43

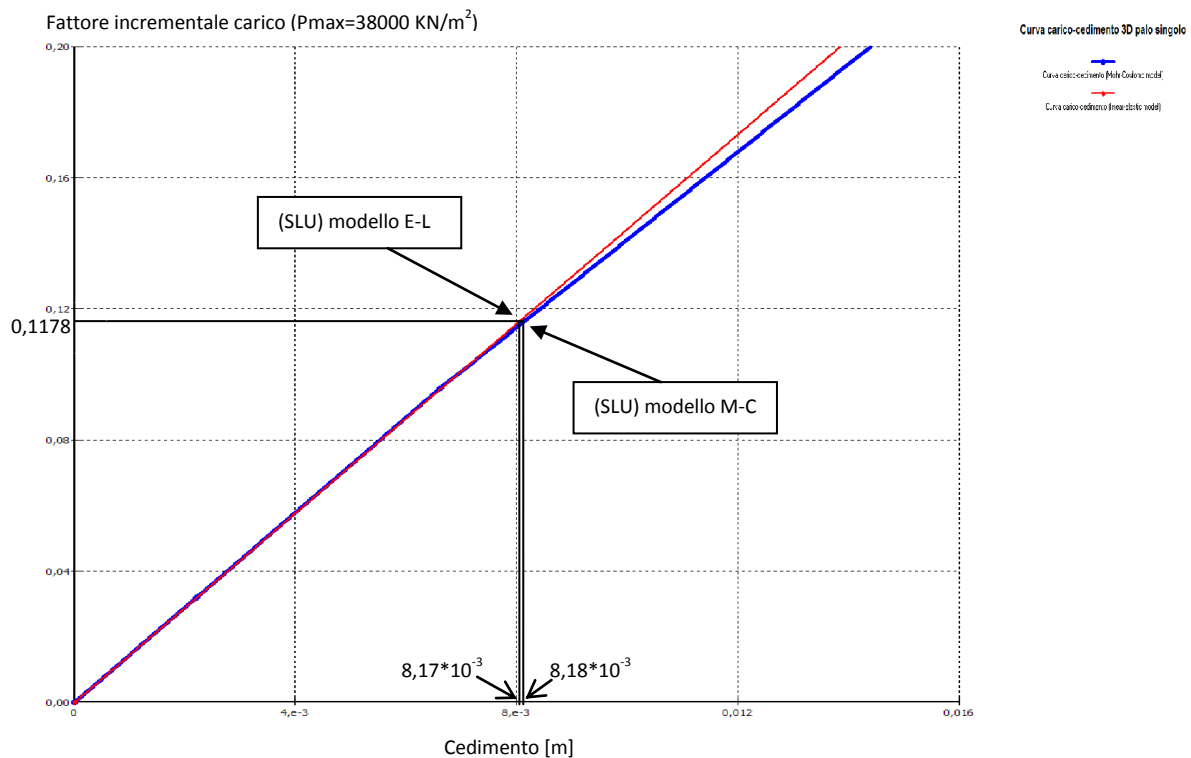


Figura 4.44

Come si può vedere dai grafici relativi alla curva carico-cedimento del palo singolo trivellato, studiato tramite il programma agli elementi finiti 3D, si può notare come la configurazione SLU si trovi ancora in campo elastico. Il valore del cedimento, infatti, ottenuto attraverso i modelli elastico-lineare ed elasto-plastico alla M-C sono praticamente identici.

Il valore del carico allo SLU è come già introdotto pari a:

$$0,1178 \cdot 38000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 5063 \text{ KN} \quad (\text{carico SLU})$$

Il carico ultimo, che si raggiunge alla condizione di crisi, considerata per un cedimento pari ad 1/10 del diametro del palo, è pari a:

$$P_u = 0,584 \cdot 38000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 25098 \text{ KN}$$

Per uno spostamento pari a:

$$w_u = \frac{1}{10} \cdot D = \frac{1}{10} \cdot 1,2 = 0,12 \text{ m}$$

Quando si raggiunge tale condizione il sistema presenta i seguenti punti plastici:

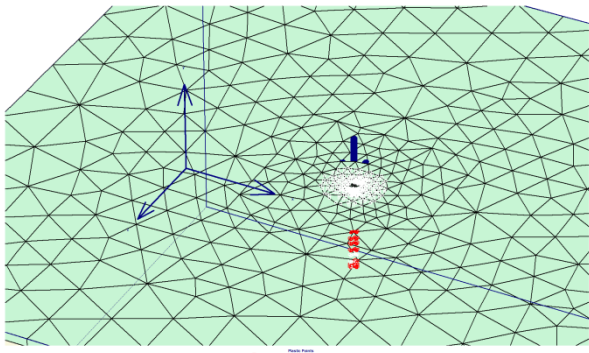


Figura 4.45

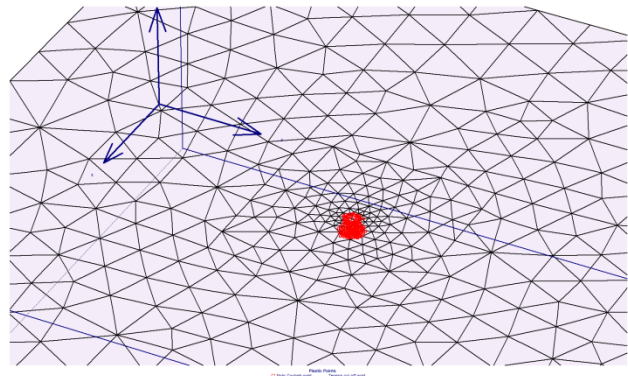


Figura 4.46

Il fattore di sicurezza nei confronti della crisi che si riscontra analizzando quanto ottenuto con il modello tridimensionale con comportamento del terreno elasto-plastico alla M-C, relativo alla configurazione di stato limite ultimo (SLU) per il palo trivellato, è pari a:

$$FS\left(\frac{1}{10}D\right) = \frac{25098}{5063} = 4,96$$

Si osserva che tale valore è in linea con quanto riportato nella Normativa in cui i parametri che si utilizzano per verificare una struttura tipo palo di fondazione portano a considerare un  $FS \geq 3$ .

Dalle figure 4.45-4.46 si può notare che il sistema presenta diversi punti plastici sia all'interfaccia che nella porzione di terreno sotto la base del palo, anche se il comportamento plastico raggiunto è meno evidente di quello ottenuto con la schematizzazione 2D del problema. Tale differenza tra i due modelli si può notare anche analizzando la collocazione del punto inerente alla condizione considerata come punto di crisi nelle due curve carico-cedimento. Infatti, si può notare che, se per il modello 2D il punto di crisi relativo al raggiungimento di un cedimento pari ad  $1/10$  del diametro del palo, si trova nella parte di curva in cui il carico tende a rimanere costante (condizione plastica raggiunta), nel modello 3D, si può osservare che tale punto di crisi è collocato nella parte di curva in cui si hanno ancora risorse di resistenza, dove il carico può ancora aumentare. Il terreno è anche in questo caso parzialmente plasticizzato, ma sia all'interfaccia sia



nella zona di terreno sotto la base del palo, non si è raggiunta la piena plasticizzazione. Questo comportamento è legato alla sovrastima che si ottiene analizzando il problema di palo singolo 'plane strain' attraverso modelli bidimensionali.

#### 4.7 Modello agli elementi finiti del palo singolo caricato perpendicolarmente all'asse

Per valutare il comportamento del palo caricato orizzontalmente con terreno stratificato si procede con la costruzione dei modelli bidimensionali e tridimensionali, del palo singolo su stratigrafia di progetto sotto azione orizzontale, considerando anche l'interazione tra terreno e palo trivellato ed il peso del palo.

Per la stima della sollecitazione di taglio alla testa del palo, si prende in considerazione la combinazione sismica (SIS-Y). Si considera il massimo taglio alla base della fondazione nella direzione y e nella direzione x. Per trovare il valore del taglio massimo sul palo si utilizza il teorema di Pitagora per combinare le due componenti, poi si divide la forza trovata per il numero dei pali:

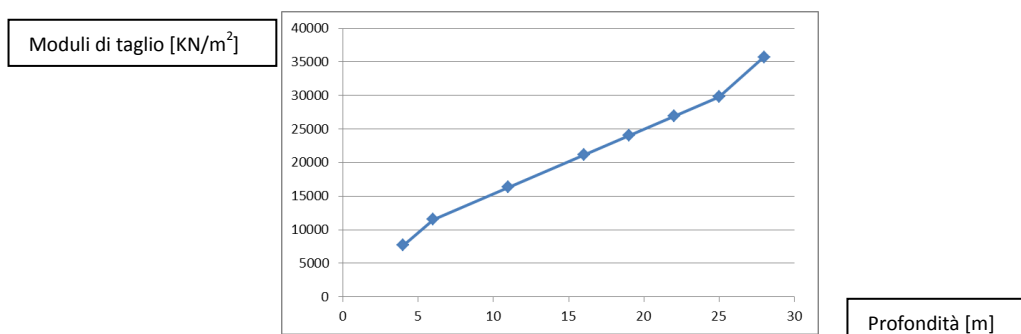
$$H_{max} = \sqrt{3169^2 + 492^2}/8 = 400,83 \text{ KN.}$$

Il primo approccio, come in precedenza, è quello analitico; i risultati ottenuti tramite i modelli introdotti nel capitolo 1 di questa tesi (soluzioni classiche da letteratura; par.:1,5 di questa tesi), saranno poi utilizzati per la validazione dei risultati ottenuti con i modelli al calcolatore.

Si procede quindi al calcolo dello spostamento orizzontale in testa palo e del momento flettente massimo.

Per la stima della lunghezza critica,  $l_c$ , del palo in esame, che sarà utilizzata nel calcolo dello spostamento in testa e del momento, si deve, prima di tutto, analizzare come varia il modulo di taglio, G, con la profondità.

Avendo a che fare con una tipologia reale di terreno, quindi con un terreno a strati, si utilizza il metodo di Gibson (par.:1,6 di questa tesi); si costruisce la retta che approssima l'andamento del modulo di taglio, G, con la profondità:



La retta che approssima tale andamento è:

$$y = 961,3 \cdot x + 5773$$

Servendosi di tale equazione si imposta il metodo iterativo per determinare la lunghezza critica del palo,  $l_c$ , da analizzare.

Calcolo dello spostamento orizzontale in testa:

( $l_c$  di primo tentativo = 10m)

$G_c$  = modulo di taglio a  $l_c/2$ .

$$G_c(10m) = 961,3 \cdot 5 + 5773 = 10579,5 \text{ KN/m}^2$$

$$l_c = D \left[ \frac{E_{palo}}{G_c(1+0,75\nu)} \right]^{2/7} = 1,2 \left[ \frac{30000000}{10579,5(1+0,75 \cdot 0,3)} \right]^{2/7} = 10,9767 \text{ m}$$

$$G'_c = (10,9767/2) \cdot 961,3 + 5773 = 11048,96 \text{ KN/m}^2$$

$$l'_c = D \left[ \frac{E_{palo}}{G'_c(1+0,75\nu)} \right]^{2/7} = 1,2 \left[ \frac{30000000}{11048,96(1+0,75 \cdot 0,3)} \right]^{2/7} = 10,84 \text{ m} \quad \dots \text{ITERAZIONE} \dots$$

Ottingo:  $l_c = 10,86 \text{ m}$

$$G_c = 961,3 \left( \frac{10,86}{2} \right) + 5773 = 10993 \text{ KN/m}^2$$

lunghezza palo = 22m > lunghezza critica = 10,86 -----> PALO FLESSIBILE

$$\rho = \text{grado di eterogeneità} = \frac{G(z=\frac{l}{4})}{G_c} = \frac{8383}{10993} = 0,7626$$

$$F = \frac{\left[ \frac{E_{palo}}{G_c(1+0,75\nu)} \right]^{1/7}}{[\rho G_c(1+0,75\nu)]} = \frac{\left[ \frac{30000000}{10993(1+0,75 \cdot 0,3)} \right]^{1/7}}{[0,7626 \cdot 10993(1+0,75 \cdot 0,3)]} =$$

$$= 2,929 \cdot 10^{-4}$$

$$u = \text{spost. in testa palo} = F \left[ 0,27H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] = 2,929 \cdot 10^{-4} \cdot \left[ 0,27 \cdot 400,83 \cdot \left( \frac{10,86}{2} \right)^{-1} \right] = 5,83 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5,83 \text{ mm}$$

$$M = \text{Momento massimo palo} = 0,1 \frac{Hl_c}{\rho} = 0,1 \frac{400,83 \cdot 10,86}{0,7626} = 571 \text{ KNm}$$

Si procede, ora, con la costruzione dei modelli bidimensionali di palo singolo su stratigrafia di progetto caricato dalla forza perpendicolare all'asse pari a 400,83 KN.

Per la costruzione del modello agli elementi finiti, si definisce, dapprima, il modello geometrico. Si è scelto di simulare il problema attraverso un modello di deformazione piana, 'plane strain', di dimensioni totali: 90m di larghezza x 40m di altezza e si sono imposte le condizioni al contorno standard.

All'interno della superficie di prova si creano i vari strati di terreno ognuno dei quali con il relativo spessore.

Il primo caso analizzato è il caso di terreno elastico. I parametri che sono utilizzati da tale modello, sono il modulo di Young del terreno,  $E$ , ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , oltre al peso specifico del terreno,  $\gamma$ , per impostare le condizioni iniziali: si definiscono i set di dati inerenti ad ogni strato e si assegnano alla geometria del modello.

Per modellare il palo immerso nel terreno si è utilizzato un elemento 'plate' con caratteristiche meccaniche adattate al modello 'plane strain' su metro lineare come suggerito dallo studio di Prakoso e Kulhawy (2001), (par.:3.6 di questa tesi).

Considerando la fondazione in esame, si deve fare un'approssimazione di tipo geometrico. La fondazione, infatti, non è del tutto simmetrica; le due file di pali trasversali hanno un interasse di 5,1m. Per costruire il modello 'plane strain' di palo singolo si deve assegnare ad ogni palo una porzione di terreno uguale per ogni palo. Infatti nelle formule di Prakoso e Kulhawy, per adattare il sistema reale al modello bidimensionale, si divide ogni parametro per un valore pari a  $\frac{n_{p-row-i}}{L_r}$ , per cui si assegna ad ogni palo della fila (nella direzione che entra nello schermo) una eguale porzione di terreno d'interesse.

Quindi, per l'elemento 'plate', si introducono le seguenti caratteristiche:

$$EA_{psp} = EA_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{2}{7,5} = 9047787 \text{KN/m}$$

$$EI_{psp} = EI_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} \cdot \frac{2}{7,5} = 814301 \text{KNm}^2/\text{m}$$

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 25 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{2}{7,5} = 7,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Per simulare l'interazione tra terreno e palo si sono introdotte le interfacce sui due lati di contatto dell'elemento 'plate', utilizzato per modellare il fusto del palo, scegliendo un valore di riduzione dei parametri del terreno  $R_{inter}$  (par.:3.5) pari a:

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-iA_s}}{2L_r} R_{inter} = \frac{2\pi 1,2}{2 \cdot 7,5} 1 = 0,503 \quad (\text{contatto rigido: } R_{inter} = 1)$$

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-iA_s}}{2L_r} R_{inter} = \frac{2\pi 1,2}{2 \cdot 7,5} 0,67 = 0,35 \quad (\text{palo trivellato: } R_{inter} = 0,67)$$

Si è supposto un carico perpendicolare all'asse di intensità 400,83 KN anch'esso diviso per l'interasse ipotetico fra i pali:

$$H = 400,83 / 3,75 = 107 \text{ KN/m}$$

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente raffinata nelle vicinanze del palo:

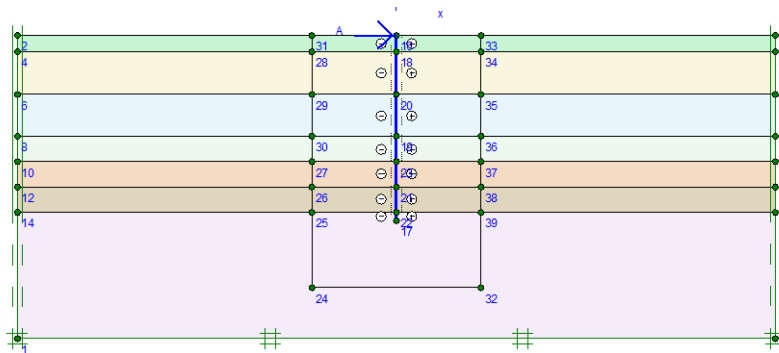


Figura 4.47

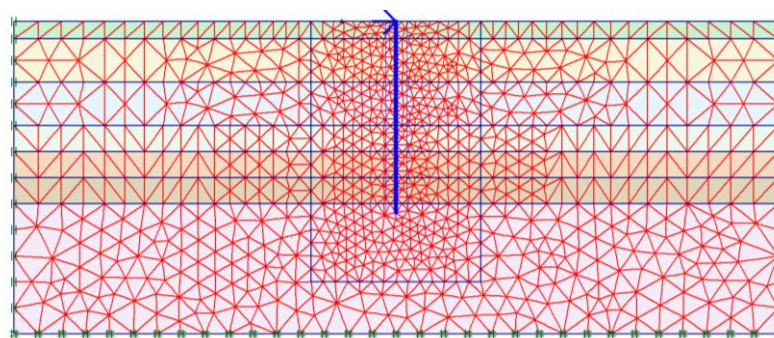


Figura 4.47

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin 25^\circ = 0,577$$

per gli strati 3,4,5,6,7,8.

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin 23^\circ = 0,609$$

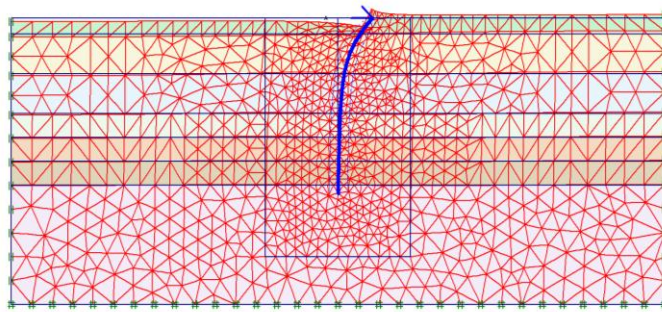
per lo strato 2.

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nell'attivazione degli elementi 'plate' per simulare la costruzione del palo.

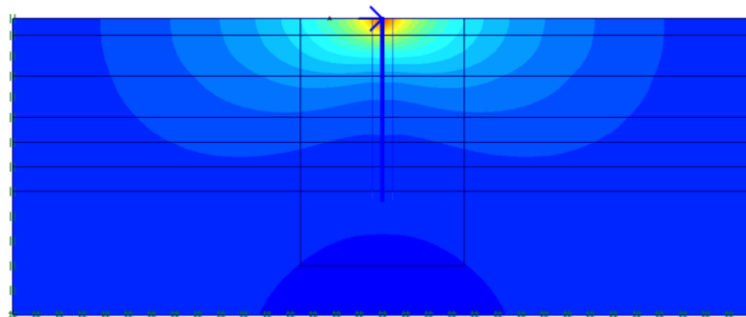
La terza fase è la fase di carico.

Dopo aver lanciato il calcolo si ottengono i seguenti risultati (palo trivellato):



Mesh deformata

Figura 4.48



Spostamenti orizzontali (Ux)  
Valore max= $4,75 \cdot 10^{-3}$  m

[ $10^{-3}$ m]

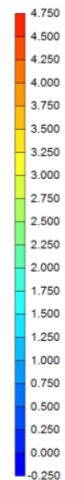
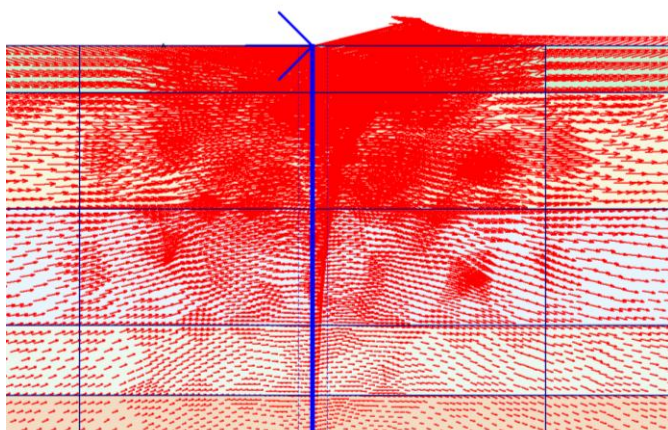


Figura 4.49



Andamento degli spostamenti totali nel terreno

Figura 4.50

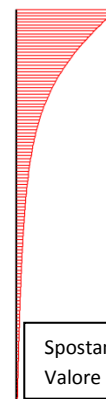


Figura 4.51

Spostamenti orizz. palo  
Valore max= $4,94 \cdot 10^{-3}$  m



Figura 4.52

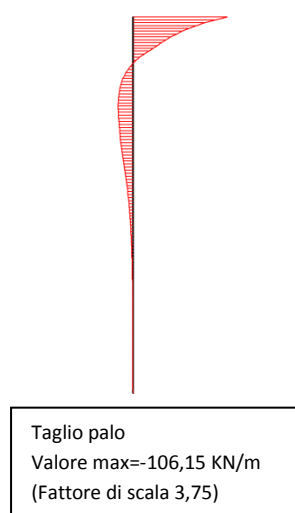


Figura 4.53

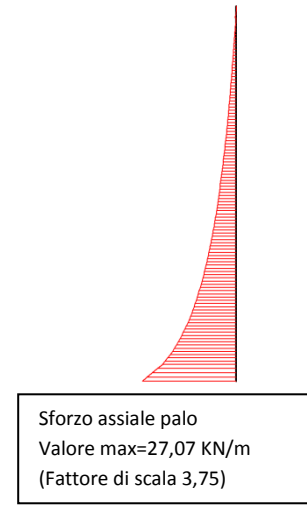


Figura 4.54

Il valore dello spostamento orizzontale in testa e del momento massimo ottenuti con il modello agli elementi finiti, con comportamento del terreno elastico lineare, sono confrontabili con quelli ottenuti dal calcolo analitico:

$$u_{x,FEM-el.} = 4,68 \text{ mm} \cong u_{x,analitico} = 5,83 \text{ mm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$M_{max,FEM-el.} = 108,01 \cdot 3,75 = 405 \text{ KNm} \cong M_{max,analitico} = 571 \text{ KNm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$u_{x,FEM-el.} = 4,94 \text{ mm} \cong u_{x,analitico} = 5,83 \text{ mm} \quad (\text{palo trivellato})$$

$$M_{max,FEM-el.} = 112,48 \cdot 3,75 = 422 \text{ KNm} \cong M_{max,analitico} = 571 \text{ KNm} \quad (\text{palo trivellato})$$

I risultati ottenuti tramite il modello 2D, sono dello stesso ordine di grandezza di quelli ottenuti tramite i calcoli analitici. Il modello bidimensionale, però, non riesce a cogliere in maniera verosimile il comportamento flessionale di un palo immerso nel terreno con forza ortogonale all'asse. Infatti, come già introdotto per il caso di palo immerso in un terreno di tipo omogeneo, in un modello 2D si costruisce un diaframma di larghezza pari ad un metro con caratteristiche meccaniche spalmate su tale metro lineare verosimili per il palo, ma ponendo l'attenzione sulla porzione di terreno (anch'essa pari ad un metro nella direzione entrante nello schermo), interessata dalla pressione del palo conseguente alla forza orizzontale applicata, ci si rende conto che il comportamento reale è ben diverso. Il palo, infatti, ha una superficie laterale curvilinea e preme sul terreno attraverso tale superficie, e la porzione di terreno a contatto è

diversa dal rapporto 1m ad 1m, quindi l'interazione terreno-struttura è significativamente diversa.

Per il caso di terreno elasto-plastico, poi, tale approssimazione è ancora più significativa. Infatti, una superficie curvilinea che preme sul terreno orizzontalmente, induce plasticizzazione, al terreno stesso, per valori inferiori di pressione rispetto a quelli necessari pensando al palo come un diaframma piano che preme su di una porzione di terreno di larghezza pari a quella del diaframma. I risultati ottenuti con il modello E-L 2D, sottolineano tale fatto, in quanto sottostimano lo spostamento laterale ed il momento massimo sul palo.

Tale sottostima del comportamento flessionale del palo immerso nel terreno, condotta con modelli bidimensionali, è tanto maggiore quanto più il rapporto Diametro Palo/Passo Pali si discosta da 1.

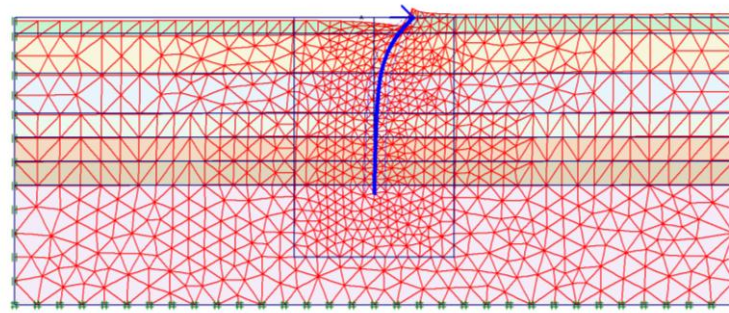
Si passa ora alla costruzione del modello di palo singolo su stratigrafia di progetto con carico perpendicolare all'asse su suolo alla Mohr-Coulomb.

Per la costruzione di tale modello è sufficiente cambiare il comportamento del terreno nella finestra di dialogo che interessa le caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, ed immettendo i parametri necessari per il tipo di comportamento alla Mohr-Coulomb relativi ad ogni strato. Il modello geometrico rimarrà lo stesso del modello elastico-lineare appena introdotto, anche la mesh e le varie fasi di calcolo. Si introducono i parametri necessari per il modello elasto-plastico: angolo d'attrito,  $\phi$ , coesione,  $c$ , angolo di dilatanza,  $\psi$ , oltre al modulo di Young,  $E$ , ed al coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Le caratteristiche meccaniche approssimate al modello bidimensionale 'plane strain' per gli elementi plate che simulano il palo sono le stesse del modello precedente, con comportamento elastico-lineare; lo stesso vale per le interfacce.

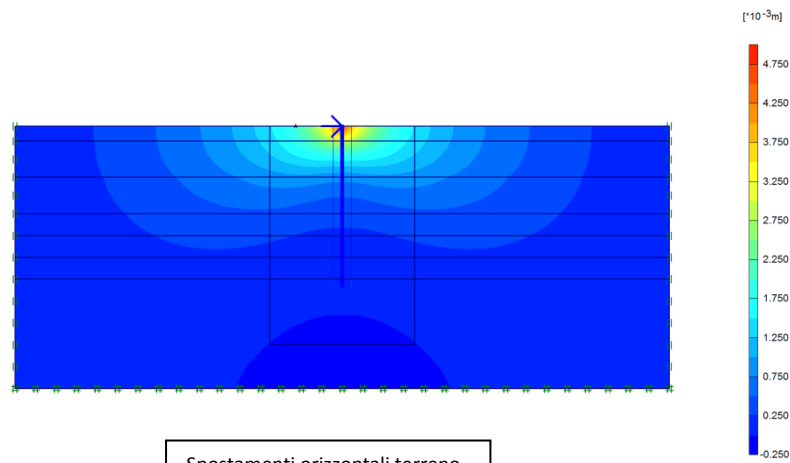


Si ottengono i seguenti risultati (palo trivellato) :



Mesh deformata

Figura 4.55



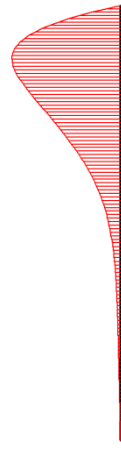
Spostamenti orizzontali terreno  
Valore massimo= $4,95 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.56



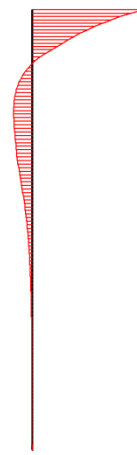
Spostamenti orizzontali palo  
Valore massimo= $5,12 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.57



Momento flettente palo  
Valore massimo= $121,01 \cdot 10^{-3}$  kNm/m  
(Fattore di scala 3,75)

Figura 4.58



Taglio palo  
Valore massimo= $-107,00 \cdot 10^{-3}$  kN/m  
(Fattore di scala 3,75)

Figura 4.59



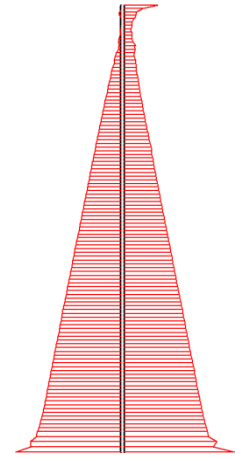
Spostamenti totali all'interfaccia

Figura 4.60



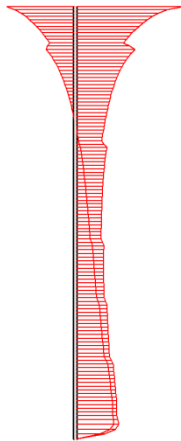
Spostamenti verticali all'interfaccia

Figura 4.69



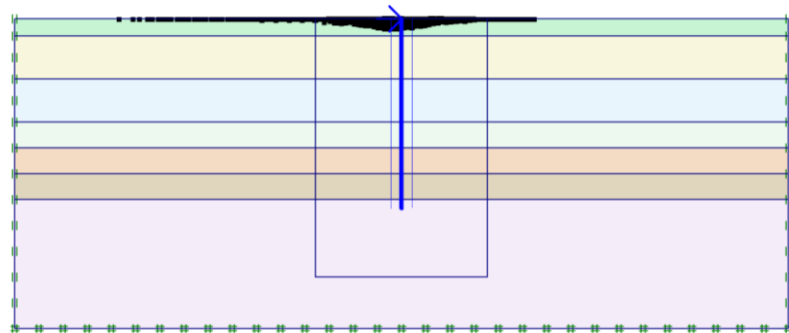
Tensioni efficaci normali all'interfaccia  
Valore massimo=190,32 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.70



Tensioni tangenziali all'interfaccia  
Valore massimo=9,31 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.71



Plastic Points  
■ Mohr-Coulomb point    ■ Tension cut-off point

Plastic points

Figura 4.72

Si ottiene uno spostamento orizzontale in testa palo pari a:

$$u_{x,FEM-MC} = 5,12 \text{ mm} > u_{x,FEM-el.} = 4,94 \text{ mm} \cong u_{x,analitico} = 5,83 \text{ mm} \quad (\text{palo triv.})$$

Ed un momento flettente massimo pari a:

$$M_{max,FEM-MC} = 454 \text{ KNm} > M_{max,FEM-el.} = 422 \text{ KNm} \cong M_{max,anal.} = 571 \text{ KNm} (\text{palo triv.})$$

Come ci si aspettava i valori di spostamento e momento massimo relativi a terreno alla M-C sono maggiori di quelli ottenuti con terreno E-L, per la natura elasto-plastica conferita al terreno. I risultati relativi al problema di palo singolo con carico orizzontale, però, non sono del tutto verosimili

poiché, come già introdotto in precedenza, il modello 2D non coglie appieno l'interazione che si genera tra palo e terreno.

Si precede con la costruzione dei modelli 3D, agli elementi finiti, del palo singolo con carico orizzontale su suolo elastico.

Si è costruito il modello geometrico a partire dalla dichiarazione dei confini del modello (dopo un'attenta calibrazione servendosi della soluzione elastica-lineare analitica) e dei relativi piani di lavoro.

Si è impostato un volume di prova pari a: 160mx160mx60m(altezza).

Si sono, poi, impostati i piani di lavoro: dovendo analizzare un palo singolo, le uniche discontinuità geometriche, all'interno della zona di simulazione, sono la testa del palo (workplane n.1=0m di profondità) alla quale sarà assegnato un piano di lavoro per la costruzione del palo, e da cui si estenderà fino al piano di lavoro sottostante relativo alla base del palo (workplane n.2=-22m di profondità); la terza workplane (workplane n.3=-60m di profondità) sarà quella di confine del modello.

Nella finestra di dialogo sulle caratteristiche meccaniche del suolo e delle interfacce, si è scelto, dapprima il modello elastico lineare, e si sono introdotte anche in questo caso le caratteristiche del terreno che si sono usate nei modelli bidimensionali con PLAXIS-2D v.8, relative ad ogni strato, per le interfacce invece si è scelto il valore di  $R\text{-inter}=2/3=0,67$  (palo trivellato) come suggerito nel manuale e come introdotto nel par.:1.4 di questa tesi, per simulare al meglio l'interazione terreno-struttura e  $R\text{-inter}=1$  (contatto rigido).

Passando ora alla costruzione dell'elemento che simula il palo, si è scelto, dovendo costruire un palo in cemento armato, la funzione 'massive circular pile', elemento il quale è già corredato di interfacce di contatto esterne di resistenza alla base. Si immette il valore del diametro pari a 1,2m, e lo si posiziona alle coordinate (0,0,0) del sistema cartesiano della finestra di input geometrico. Fatto ciò, si introduce il carico su piano orizzontale selezionando la testa del palo:  $p = \frac{400,83KN}{\frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}} = 354,4 KN/m^2$ .

Si è introdotta, poi la 'borehole' per impostare le caratteristiche del terreno sui vari strati ed il livello di falda, che in questo caso è a 0m (terreno

saturo), come per il caso precedente di palo caricato assialmente su stratigrafia di progetto .

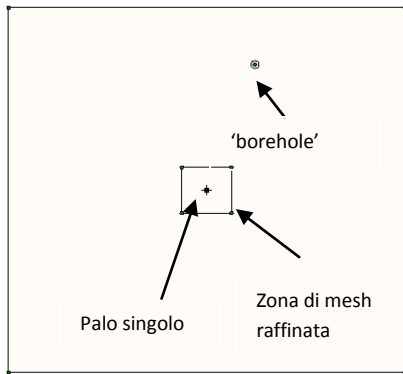


Figura 4.73

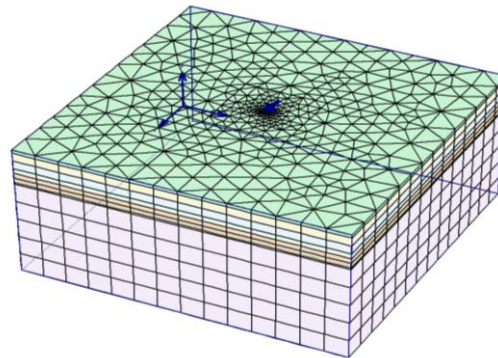
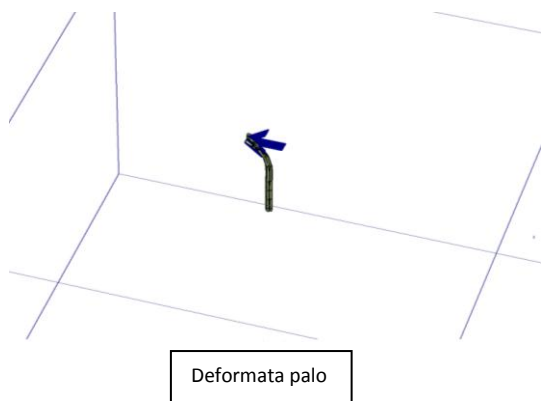


Figura 4.74

Si è generata la mesh e si sono impostate le fasi di calcolo:

- Terreno a riposo
- Costruzione del palo (attivazione dell'elemento palo)
- Fase di carico del palo (attivazione del carico)

Si riportano i risultati ottenuti (palo trivellato):



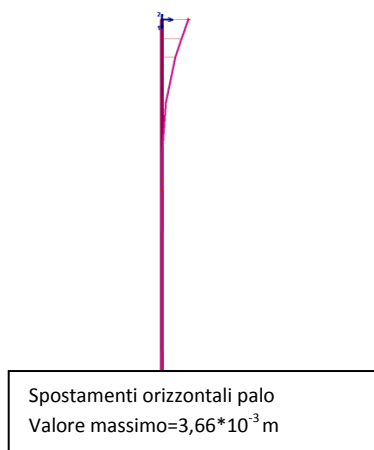
Deformata palo

Figura 4.75



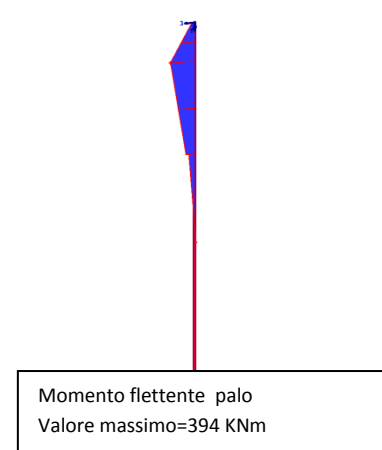
Spostamenti orizzontali nel terreno  
Valore massimo= $3,66 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.76



Spostamenti orizzontali palo  
Valore massimo= $3,66 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.77



Momento flettente palo  
Valore massimo=394 KNm

Figura 4.78



Taglio palo  
Valore massimo=307,12 KN

Figura 4.79

Gli spostamenti orizzontali ed il momento ottenuti con il modello FEM-3D con terreno elastico-lineare, sono pari a:

$$u_{x,FEM-el.} = 3,37 \text{ mm} < u_{x,analitico} = 5,83 \text{ mm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$M_{max,FEM-el.} = 377,46 \text{ KNm} < M_{max,analitico} = 571 \text{ KNm} \quad (\text{contatto rigido})$$

$$u_{x,FEM-el.} = 3,66 \text{ mm} < u_{x,analitico} = 5,83 \text{ mm} \quad (\text{palo trivellato})$$

$$M_{max,FEM-el.} = 394 \text{ KNm} < M_{max,analitico} = 571 \text{ KNm} \quad (\text{palo trivellato})$$

I risultati ottenuti con il modello 3D con terreno a comportamento elastico-lineare hanno valori significativamente inferiori a quelli ottenuti dai calcoli analitici. Il motivo predominante è il fatto che l'analisi agli elementi finiti di palo caricato ortogonalmente all'asse, tiene conto anche degli effetti tangenziali sulla superficie del fusto, come introdotto nell'analisi del palo con carico orizzontale su suolo omogeneo. Infatti, per equilibrare la forza applicata in testa al palo, oltre alla resistenza a compressione offerta dal terreno che si trova adiacente al palo nella direzione di applicazione della forza, concorrono anche le tensioni tangenziali verticali di adesione sul fusto e le tensioni tangenziali orizzontali che si sviluppano in seguito allo spostamento del palo per il rifluire del terreno in direzione orizzontale.

Il minor spostamento in testa che si ottiene dal modello è strettamente legato al valore del momento massimo. Infatti, anche tale valore è inferiore a quello calcolato analiticamente, poiché la sollecitazione sul palo è equilibrata maggiormente dal terreno invece che dal palo stesso.

Si costruisce ora il modello FEM-3D di palo caricato ortogonalmente all'asse su suolo alla Mohr-Coulomb. Per fare ciò è sufficiente cambiare nella finestra di dialogo il comportamento del terreno da elastico-lineare a Mohr-Coulomb, ed inserire per ogni strato i valori di angolo d'attrito,  $\phi$ , coesione,  $c$ , e angolo di dilatanza,  $\psi = 0^\circ$  (come introdotto in precedenza; par.:3.7.3 di questa tesi).

Il modello geometrico e le condizioni di carico sono le medesime di quelle definite nel modello elastico-lineare sopra introdotto.

La mesh e le fasi di calcolo sono le stesse di quelle utilizzate nel modello elastico-lineare.

Si riportano i risultati ottenuti: (direzione della forza da sinistra a destra)

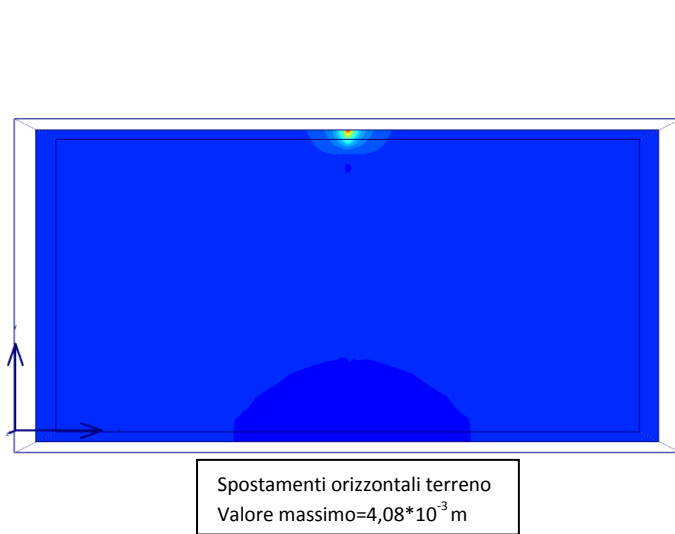


Figura 4.80

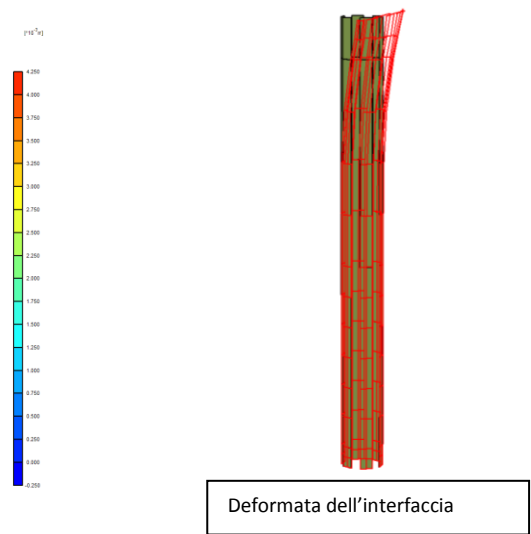


Figura 4.81

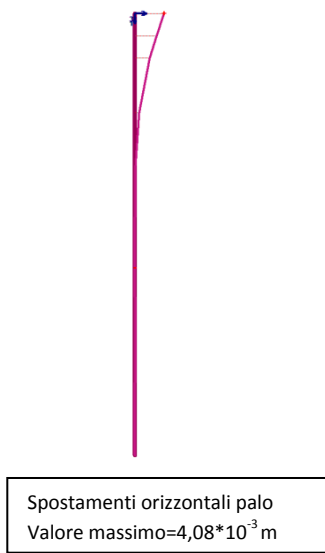


Figura 4.82

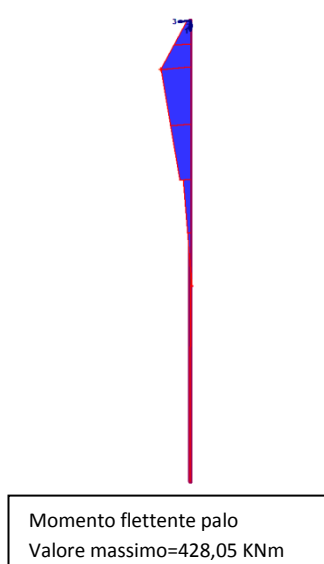


Figura 4.83

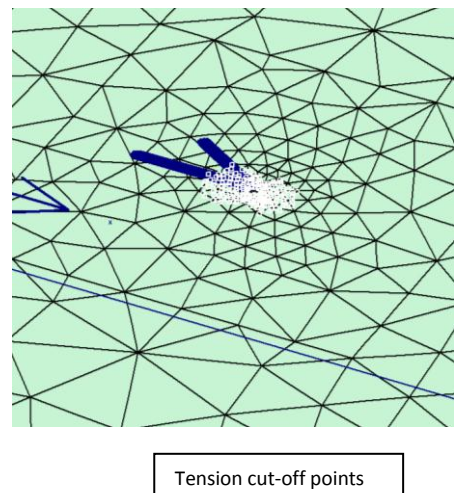


Figura 4.84



Figura 4.85

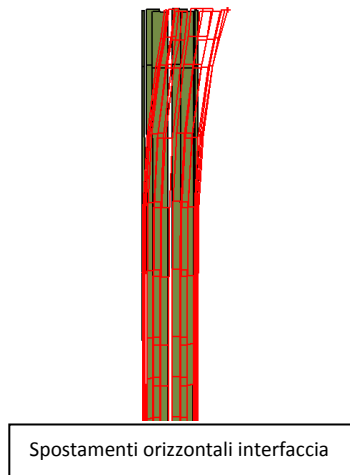


Figura 4.86

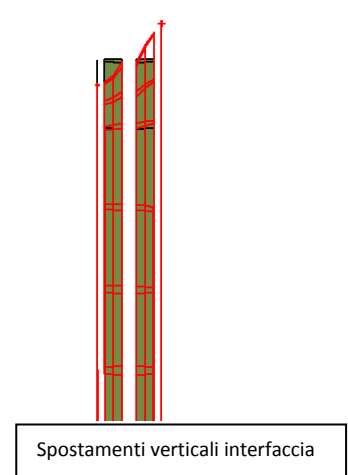
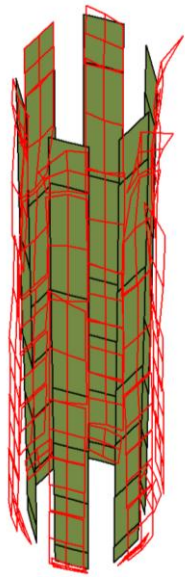
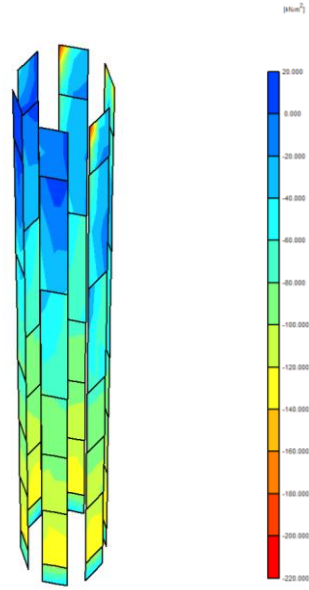


Figura 4.87



Tensioni efficaci normali interfaccia ( $\sigma'_n$ )

Figura 4.88



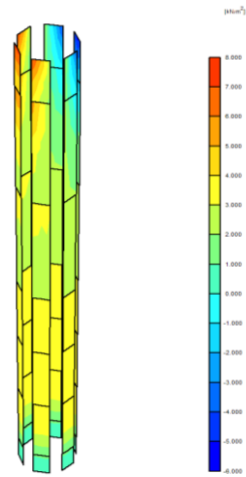
Tensioni efficaci normali interfaccia ( $\sigma'_n$ )  
 valore (rosso)=-207,27 KN/m<sup>2</sup>  
 valore (blu)=12,17 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.89



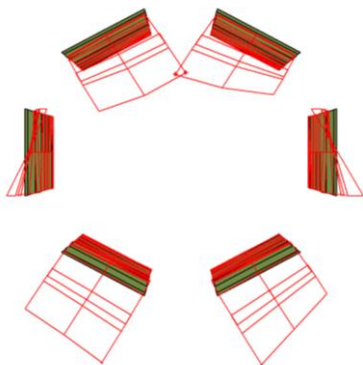
Tensioni tangenziali verticali interfaccia ( $\tau_v$ )

Figura 4.90



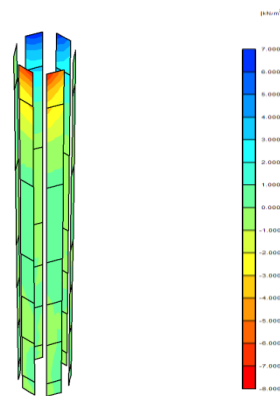
Tensioni tangenziali verticali interfaccia ( $\tau_v$ )  
 Valore (rosso)= -5,49 KN/m<sup>2</sup>  
 Valore (blu)= 7,37 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.91



Tensioni tangenziali orizz. interfaccia ( $\tau_{xz}$ )

Figura 4.92



Tensioni tangenziali orizz. interfaccia ( $\tau_{xz}$ )  
 Valore (rosso)= -7,20 KN/m<sup>2</sup>  
 Valore (blu)= 6,83 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.93

I risultati ottenuti con il modello Mohr-Coulomb sono pari a:

$$u_{x,FEM-MC} = 4,08 \text{ mm} > u_{x,FEM,el.} = 3,66 \text{ mm}$$

$$M_{max,FEM-MC} = 428 \text{ KNm} < M_{max,FEM-el.} = 394 \text{ KNm}$$

Come ci si aspettava i risultati ottenuti con il modello di terreno Mohr-Coulomb sono maggiori di quelli ottenuti con il modello di terreno elastico-lineare; il motivo principale risiede nel fatto che nel modello elasto-plastico alla Mohr-Coulomb, è permessa la plasticizzazione del terreno, quindi nelle zone superficiali dove le caratteristiche meccaniche sono più scadenti (coesione scarsa e angolo d'attrito basso), ed il sovraccarico non offre ancora il suo apporto di resistenza.

Il meccanismo resistente che si oppone maggiormente alla forza applicata è dato dalle tensioni che si generano lungo il fusto perpendicolarmente (figura 4.88-4.89); esse sono conseguenza del sovraccarico di terreno, che cresce con la profondità.

Dalla figura 4.87 si può notare, come introdotto per il palo su suolo omogeneo con carico orizzontale, lo spostamento verticale relativo palo-terreno all'interfaccia; tale movimento relativo, genera adesione all'interfaccia con conseguente formarsi di tensioni tangenziali verticali (figura 4.90-4.91) che aiutano a sostenere il carico (EFFETTI DEL SECONDO ORDINE, legati alla componente tangenziale del carico conseguente alla configurazione deformata del palo).

Le figure 4.92-4.93 rappresentano le tensioni tangenziali orizzontali provocate dal rifluire del terreno sul fusto del palo sulle facce parallele alla direzione del moto, che per attrito si oppongono anch'esse allo spostamento.

Tutti questi meccanismi concorrono a generare l'equilibrio del sistema, anche se le tensioni tangenziali giocano un ruolo marginale. I modelli analitici non riescono a cogliere appieno tale comportamento, ragion per cui i valori di spostamento orizzontale e momento massimo sono leggermente maggiori.

Si può notare come il palo rappresentato con le sue caratteristiche geometriche reali (modello 3D), ed il terreno simulato come elasto-plastico portano allo svilupparsi di spostamenti maggiori in testa palo.



#### 4.8 Modello agli elementi finiti per l'intera fondazione

Si procede, ora, con la costruzione dei modelli relativi all'intera fondazione, che si utilizzeranno per analizzare gli spostamenti conseguenti all'applicazione delle sollecitazioni di SLU e SLE.

Sarà eseguito, dapprima, il calcolo analitico dei cedimenti relativi alla condizione di carico semplificata, di solo carico verticale relativo alla condizione di SLU, che sarà, poi, confrontato con i risultati ottenuti con i modelli FEM 2D e 3D con il solo carico verticale, per analizzare la bontà dei modelli costruiti. Si procederà, in seguito, con l'applicazione delle condizioni di carico reali di SLU e SLE e si valuteranno tali configurazioni nei confronti della crisi ed i cedimenti ottenuti.

Si prosegue, quindi, con il calcolo analitico degli spostamenti relativi all'intera fondazione che considerano il contributo di resistenza sia dei pali che della soletta. Si utilizzano le soluzioni classiche introdotte nei capitoli 1 e 2 di questa tesi.

Per valutare tali spostamenti si deve definire un modulo di rigidezza che tiene conto dei contributi sia dei pali che della fondazione superficiale (soletta):

$$w_{tot} = \frac{Q}{K_{pr}}$$

dove:  $K_{pr}$  = rigidezza platea su pali;  $Q$  = carico applicato.

$$K_{pr} = X \cdot K_G$$

dove:  $K_G$  = rigidezza alla traslazione relativa alla palificata, considerando l'interazione tra i pali in gruppo:

$$K_G = \sqrt{n} \cdot K_p = \sqrt{8} \cdot 797797 = 2256510,675 \text{ KN/m}$$

dove:  $n = 8$  (numero pali) ;  $K_p = 797797$  (rigidezza totale alla traslazione verticale calcolata per il palo isolato al par.: 4.5 di questa tesi).

Per valutare il fattore  $X$  che tiene conto dell'influenza relativa della soletta per il calcolo dei cedimenti si utilizza la seguente formula:

$$X = \frac{1 + (1 - 2\alpha_{cp}) \cdot (K_P / K_G)}{1 - \alpha_{cp}^2 \cdot (K_P / K_G)}$$

Si deve, quindi, esplicitare il valore di  $\alpha_{cp}$  e di  $K_P$ .

Il coefficiente  $\alpha_{cp}$  (coefficiente d'interazione tra platea e pali), è valutato tramite la seguente relazione:

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln(r_c / r_0)}{\zeta} = 1 - \frac{\ln(2,22 / 1,2)}{3,66} = 0,642$$

in cui:

$$r_c = \text{raggio platea circolare equiv. attribuita ad ogni palo} = \sqrt{\frac{A_{platea}}{\pi n}} = \sqrt{\frac{16,5 \cdot 7,5}{\pi \cdot 8}} = 2,22m$$

$$r_0 = \text{raggio del palo} = 1,2m$$

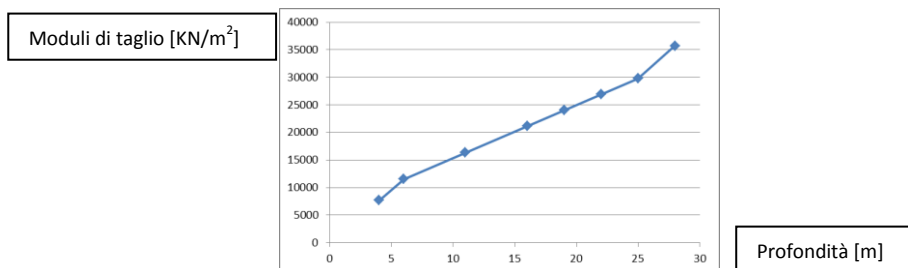
$$\zeta = \ln(r_m / r_0) = \ln\left(\frac{23,34}{1,2}\right) = 3,66$$

dove:

$$r_m = \{0,25 + \xi \cdot [2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\} \cdot L = \{0,25 + 1 \cdot [2,5 \cdot 0,6072 \cdot (1 - 0,3) - 0,25]\} \cdot 22 = 23,34m$$

$$\rho = \frac{G(L/2)}{G(L)} = \frac{16347}{26921,6} = 0,6072$$

In cui i moduli di taglio sono stati valutati alla profondità  $L/2=22/2=11m$  (metà palo) e alla profondità  $L=22m$  (base palo) attraverso l'equazione che approssima l'andamento dei moduli di taglio con la profondità:



La retta che approssima tale andamento è:

$$y = 961,3 \cdot x + 5773$$

$$G(L/2) = 961,3 \cdot 11 + 5773 = 16347 \text{ KN/m}^2$$

$$G(L) = 961,3 \cdot 22 + 5773 = 26921,6 \text{ KN/m}^2$$

Il valore di  $\xi$  è stato stimato pari a 1; grafico par.:2.2.1 di questa tesi.

Per valutare la rigidezza alla traslazione verticale della soletta si fa riferimento ad una fondazione superficiale. Si utilizza il modello introdotto da Mayne & Poulos (1999), riportato al paragrafo 2.2.2 di questa tesi:

$$K_P = \frac{Q}{w}$$

Per stimare il cedimento che sarà utilizzato per trovare il modulo di rigidezza si utilizza la seguente formula:

$$w = \frac{q \cdot d \cdot I_G \cdot I_F \cdot I_E \cdot (1 - \nu^2)}{E_0}$$

$$q = \frac{P_{SLU}}{A} = \frac{35157}{16,5 \cdot 7,5} = 284,09 \text{ KN/m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{platea}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 16,5 \cdot 7,5}{\pi}} = 12,55 \text{ m} \quad (\text{diametro platea circolare equivalente totale})$$

$$a = \frac{d}{2} = \frac{12,55}{2} = 6,275 \text{ m} \quad (\text{raggio platea circolare equivalente totale})$$

Si valutano i valori dei coefficienti di influenza relativi all'andamento dei moduli di taglio del terreno con la profondità (terreno alla Gibson),  $I_G$ , alla rigidezza della fondazione superficiale,  $I_F$ , alla profondità del piano di posa,  $I_E$ , attraverso le seguenti relazioni (par.:2.2.2):

$$K_F = \left( \frac{E_{fdn}}{E_{SAV}} \right) (t/a)^3 = \left( \frac{30000000}{42500} \right) \left( \frac{3}{6,275} \right)^3 = 77,1356 \quad (K_F > 10 \text{ ----> FOND. RIGIDA})$$

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{(4,6 + 10 \cdot K_F)} = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{(4,6 + 10 \cdot 77,1356)} = 0,78669$$

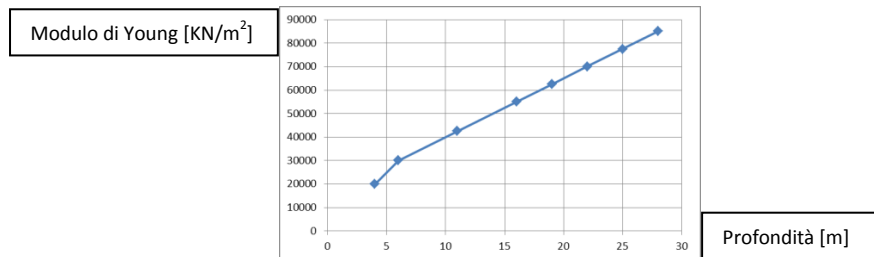
$$I_E = 1 - \frac{1}{3,5 \exp(1,22\nu - 0,4) \left[ \left( \frac{d}{z_0} \right) + 1,6 \right]} = 1 - \frac{1}{3,5 \exp(1,22 \cdot 0,3 - 0,4) \left[ \left( \frac{12,55}{4} \right) + 1,6 \right]} = 0,9376$$

$$I_G = \frac{1}{(1,27 + 0,75 \cdot \beta^{-0,8})} = \frac{1}{(1,27 + 0,75 \cdot 0,9562^{-0,8})} = 0,4884 \quad (\text{Fond. rigida})$$

dove:

$$\beta = \frac{E_0}{(k_E \cdot d)} = \frac{30000}{(2500 \cdot 12,55)} = 0,9562$$

Il valor di  $k_e$  è stato valutato analizzando la distribuzione approssimabile a lineare dei moduli di Young,  $E_i$ , dei vari strati con la profondità,  $z$ , secondo il modello di Gibson:



$$E = k_E \cdot z + E_{(x=0)} = 2500 \cdot z + 25000$$

Si valuta quindi il valore del cedimento della fondazione superficiale:

$$w = \frac{q \cdot d \cdot I_G \cdot I_F \cdot I_E \cdot (1 - \nu^2)}{E_0} = \frac{284,09 \cdot 12,55 \cdot 0,4884 \cdot 0,78669 \cdot 0,9376 \cdot (1 - 0,3^2)}{30000} = 0,03896 \text{ m}$$

Si ottiene quindi una rigidezza alla traslazione verticale per la fondazione superficiale pari a:

$$K_P = \frac{Q}{w} = \frac{35157}{0,03896} = 902391,74 \text{ KN/m}$$

La rigidezza alla traslazione verticale della palificata si è detto essere pari a:

$$K_G = 2256510,675 \text{ KN/m}$$

Si ricava, quindi, il valore di  $X$ :

$$X = \frac{1 + (1 - 2\alpha_{cp}) \cdot (K_P / K_G)}{1 - \alpha_{cp}^2 \cdot (K_P / K_G)} = \frac{1 + (1 - 2 \cdot 0,642) \cdot (902391,74 / 2256510,675)}{1 - 0,642^2 \cdot (902391,74 / 2256510,675)} = 1,061369$$

$$K_{pr} = X \cdot K_G = 1,061369 \cdot 2256510,675 = 2394989,8 \text{ KN/m}$$

Si considera il carico ultimo agente a base fondazione calcolato pari a 35157 KN che tiene conto delle sollecitazioni ultima a base pila, il peso

della soletta e del terreno di stratio1, imbarcato sulla platea, si aggiunge il peso degli otto pali di fondazione:

$$Q_{tot} = 35157 + \gamma_{cls} \cdot n_{pali} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 35157 + 25 \cdot 8 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot 22 = 40133,3 \text{ KN}$$

Per un cedimento totale, del sistema platea-pali di fondazione, pari a:

$$w_{tot} = \frac{Q_{tot}}{K_{pr}} = \frac{40133,3}{2394989,8} = 0,01676 \text{ m} = 16,76 \text{ mm}$$

Si procede, ora, con la costruzione dei modelli agli elementi finiti che simuleranno il comportamento dell'intera fondazione con solo carico verticale SLU per confrontare i risultati ottenuti al calcolatore con quelli analitici e valutare quindi la bontà dei modelli e delle approssimazioni introdotte. Tali modelli, infine, saranno utilizzati per studiare il comportamento della fondazione intera in relazione ai carichi SLU ed SLE presi nella loro interezza.

Si comincia dalla costruzione del modello FEM bidimensionale. Per fare ciò si dovranno studiare due sezioni, una longitudinale ed una trasversale, che analizzano il comportamento della intera fondazione sul modello 2D.

La prima sezione che sarà studiata è quella relativa all'asse di simmetria trasversale all'asse del ponte, che porta quindi a considerare una fila di 4 pali con interasse pari a 4,7m.

Si è scelto di simulare il problema attraverso un modello di deformazione piana, 'plane strain'. Prima di tutto si definiscono i confini del modello geometrico; si deve, infatti, considerare un'area di prova per la quale i confini non influiscano sul comportamento della fondazione in esame. Si imposta, perciò, un'area di prova pari a: 100m x -70m (profondità) e le relative condizioni al contorno standard.

Sono state poi create le zone del modello geometrico pertinente ad ogni strato. Nella finestra di dialogo relativa alle caratteristiche del terreno, sono stati definiti otto diversi 'set' di parametri meccanici per il terreno, ognuno relativo ai livelli presenti nella geologia stratigrafica di progetto. Dopo aver scelto per ognuno il comportamento elastico-lineare e imposto la condizione non drenata con immissione di parametri efficaci (par.:3.7.4 di questa tesi),

sono state introdotte le relative caratteristiche meccaniche contenute nella stratigrafia di progetto.

Si costruisce, ora, la fondazione vera e propria. Per fare ciò si sceglie un elemento plate che simulerà il comportamento flessionale della platea e si introducono le caratteristiche meccaniche: rigidità assiale, EA, e rigidità flessionale, EI, spalmate su metro lineare.

$$EA_{platea} = E \cdot b_{prof.,m-l} \cdot h_{platea} = 30000000 \cdot 1 \cdot 3 = 90000000 \text{ KN/m}$$

$$EI_{platea} = E \cdot \frac{b_{prof.,m-l} \cdot h_{platea}^3}{12} = 30000000 \cdot \frac{1 \cdot 3^3}{12} = 67500000 \text{ KNm}^2/m$$

$$w_{platea} = \gamma_{platea} \cdot h_{platea} = 25 \cdot 3 = 75 \text{ KN/m/m}$$

Si imposta l'elemento plate orizzontale che simula la platea a profondità -4m dal piano campagna con una larghezza pari a 16,5m (lunghezza reale della platea).

Si costruiscono, poi, i quattro pali utilizzando elementi plate con caratteristiche ridotte al metro lineare secondo lo studio di Prakoso & Kulhawy (introdotto al par.: 3.6 di questa tesi):

$$EA_{psp} = EA_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{2}{7,5} = 9047787 \text{ KN/m}$$

$$EI_{psp} = EI_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} \cdot \frac{2}{7,5} = 814301 \text{ KNm}^2/m$$

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row-i} A_p}{L_r} = 25 \cdot \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}}{7,5} = 7,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}} /m$$

Per la simulazione della base dei pali si è utilizzato un elemento 'plate' intestato alla base di dimensioni pari all'area di base (par.:3.6):

$$D_{eq} = A_{base\ palo} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

Per conferire rigidità flessionale infinita alla base dei pali si sono introdotti due valori forfettari:

$$EA_{punta} = 90000000000000 \text{ KN/m}$$

$$EI_{punta} = 500000000000000 \text{ KNm}^2/m$$

Per simulare l'interazione tra terreno-pali e confrontare i risultati con quelli analitici, si sono introdotte le interfacce sui due lati di contatto degli

elementi 'plate', utilizzati per modellare i fusti dei pali, scegliendo un valore di riduzione dei parametri del terreno  $R_{inter}=1$  (contatto rigido) pari a:

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-iAs}}{2L_r} R_{inter} = \frac{2\pi \cdot 1,2}{2 \cdot 7,5} \cdot 1 = 0,503 \quad (\text{contatto rigido})$$

Si sono posizionati i 4 pali a distanza 4,7m l'uno dall'altro a partire da 1,2m dal bordo della platea.

Si sono costruite due linee inclinate tra il piano campagna ed il piano di posa della platea per simulare una sorta di scavo, come seconda fase di calcolo per poi costruire la fondazione stessa.

È stato anche definito un set di parametri per il materiale 'calcestruzzo' che sarà impostato nella fase di calcolo, relativa alla costruzione della fondazione, nella porzione sovrastante l'elemento plate, utilizzato per la soletta. Tale elemento plate, infatti, conferisce rigidità flessionale alla soletta e riesce così a cogliere le sollecitazioni presenti in tale struttura conseguenti all'applicazione del carico. Il materiale 'calcestruzzo' appena introdotto sarà impostato, nella fase di calcolo relativa alla costruzione della fondazione, nell'area che raffigura la platea vera e propria per garantire la diffusione del carico sull'elemento plate flessionale relativo alla platea stessa. Questo materiale 'calcestruzzo' è impostato come elastico-lineare e non poroso, con peso specifico pari a  $25 \text{ KN/m}^3$ , che sarà quindi aggiunto al carico verticale definito in input.

Il carico, in linea con quanto introdotto nello studio analitico, sarà il carico SLU verticale pari a 23647 KN a base pila, a cui verrà aggiunto dal programma il peso della soletta, dei pali e del terreno imbarcato, spalmato su metro lineare:

$$P_{2D} = P_{SLU} / 2 \cdot \frac{n_{prow}}{L_R} = 23647 / 2 \cdot \frac{2}{7,5} = 3153 \text{ KN/m}$$

Si è impostato il livello di falda a -2m dal piano campagna.

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente migliorata nelle vicinanze del palo.

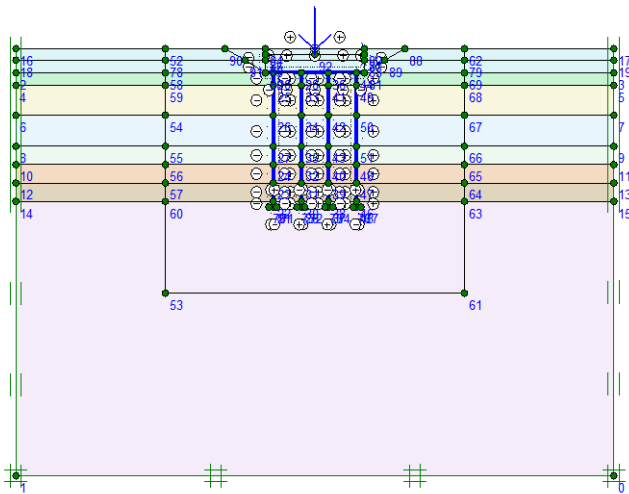


Figura 4.94

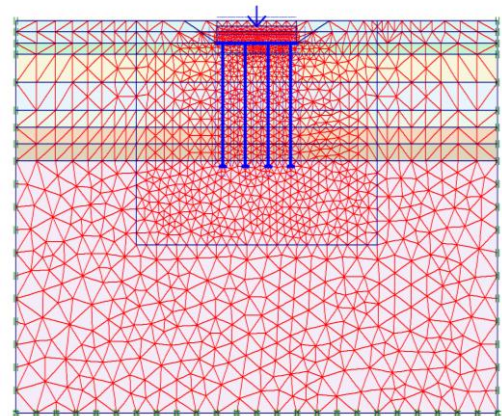


Figura 4.95

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale di terreno a riposo, attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

(si introducono per ogni strato i relativi valori dell'angolo d'attrito,  $\phi'$ ), ed il calcolo della pressione idrostatica dell'acqua presente nei pori.

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nello scavo.

La terza fase è la fase in cui vengono attivate le strutture che formano la fondazione.

La quarta fase è quella di carico.



Dopo aver lanciato il calcolo si ottengono, per contatto rigido (in linea con le formule analitiche), i seguenti risultati:

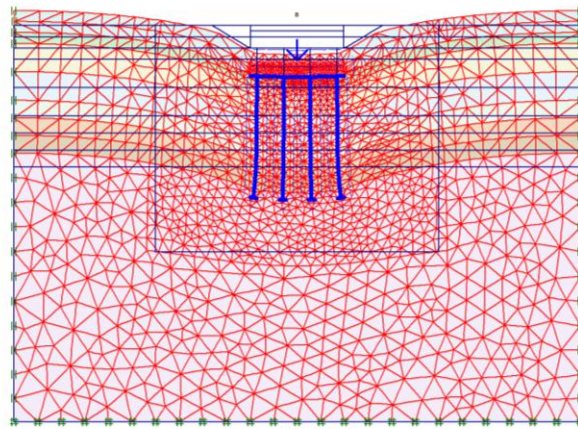


Figura 4.96

Mesh deformata

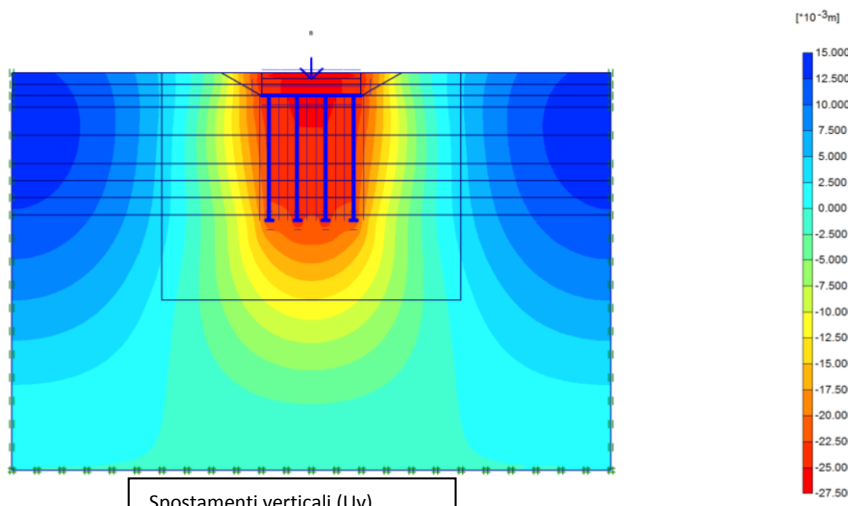
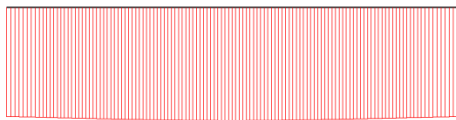


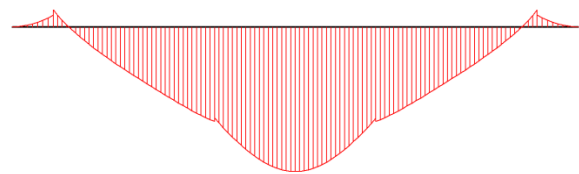
Figura 4.97

Spostamenti verticali ( $U_y$ )  
Valore massimo= $-25,90 \cdot 10^{-3} \text{ m}$



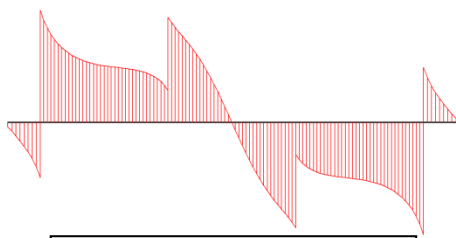
Spostamenti verticali soletta ( $U_y$ )  
Valore massimo= $-25,46 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Figura 4.98



Momento flettente soletta  
Valore massimo= $-2,68 \cdot 10^3 \text{ kNm/m}$   
(fattore di scala 7,5)

Figura 4.99



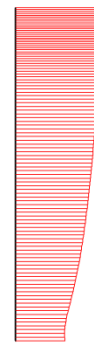
Taglio soletta  
Valore massimo=-807,19 KN/m  
(fattore di scala 7,5)

Figura 4.100



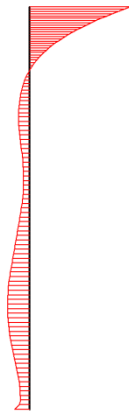
Sforzo assiale pali centrali  
Valore massimo=-628,60 KN/m  
(fattore di scala 7,5)

Figura 4.101



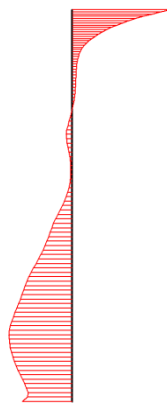
Sforzo assiale pali di bordo  
Valore massimo=-1,22\*10<sup>3</sup> KN/m  
(fattore di scala 7,5)

figura 4.102



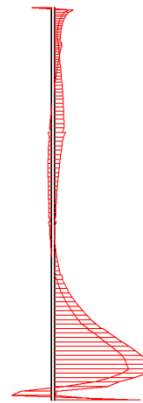
Mom. flettente pali centrali  
Valore massimo=-61,64 KN/m  
(fattore di scala 7,5)

Figura 4.103



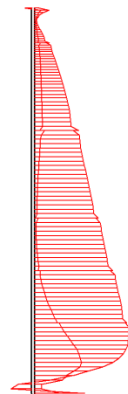
Mom. flettente pali di bordo  
Valore massimo=-95,21 KN/m  
(fattore di scala 7,5)

Figura 4.104



Tens. tangenziali pali centrali  
Valore max= 20,84 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.105



Tens. Tang. pali di bordo  
Valore max= 44,88 KN/m<sup>2</sup>

Figura 4.106

Il cedimento massimo per la soletta, stimato con il modello 2D di intera fondazione con solo carico verticale è pari a (figura 4.98):

$$w_{s,FEM,el.} = 25,46 \text{ mm} > w_{s,analitico} = 16,76 \text{ mm}$$

Come si può notare dai risultati appena riportati, il modello 2D con sezione trasversale all'asse del ponte che considera la fila di 4 pali, sovrastima il valore del cedimento. Il valore calcolato analiticamente è, infatti, significativamente minore di quello ottenuto con il modello.

La ragione principale è da attribuire all'aumento dei cedimenti che scaturisce dall'interazione tra i 4 pali della fila. Essa, infatti, genera una sorta di effetto blocco, che fa traslare verticalmente tutta la fondazione, come se il terreno compreso tra i pali non offrisse resistenza (fig.4.96); lo si

può notare anche dal fatto che le tensioni tangenziali all'interfaccia sono massime sui pali di bordo (superficie esterna), mentre sono praticamente nulle sui pali centrali, a parte che nelle zone prossime alla base (4.105-4.106). Tale porzione di terreno, con il modello bidimensionale introdotto, non è confinato nella direzione perpendicolare a quella della fila. Per considerare tale sviluppo si dovrà considerare il modello 3D.

Si costruisce, ora, il modello bidimensionale relativo all'intera fondazione, attraverso la sezione longitudinale all'asse ponte, che considera 4 file costituite da 2 pali ciascuna; l'interasse tra i due pali del modello è pari a 5,1m.

Anche in questo caso si imposta un modello 'plane strain' con area di prova pari a: 100m x -70m (profondità) e relative condizioni al contorno.

Dopo aver ricostruito la stratigrafia di progetto ed assegnato per ogni strato le caratteristiche meccaniche relative a suolo elastico-lineare, si passa alla definizione della struttura di fondazione vera e propria.

Si sceglie anche in questo caso un elemento plate per simulare il comportamento flessionale della platea, con caratteristiche spalmate su metro lineare pari a:

$$EA_{platea} = E \cdot b_{prof.,m-l} \cdot h_{platea} = 30000000 \cdot 1 \cdot 3 = 90000000 \text{ KN/m}$$

$$EI_{platea} = E \cdot \frac{b_{prof.,m-l} \cdot h_{platea}^3}{12} = 30000000 \cdot \frac{1 \cdot 3^3}{12} = 67500000 \text{ KNm}^2/m$$

$$w_{platea} = \gamma_{platea} \cdot h_{platea} = 25 \cdot 3 = 75 \text{ KN/m/m}$$

Si imposta l'elemento plate orizzontale che simula la platea a profondità -4m dal piano campagna con una larghezza pari a 7,5m (larghezza reale della platea).

Si costruiscono, poi, i due pali utilizzando elementi plate con caratteristiche ridotte al metro lineare secondo lo studio di Prakoso & Kulhawy (introdotto al par.: 3.6 di questa tesi):

$$EA_{p-sp} = EA_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{4}{16,5} = 8225260,766 \text{ KN/m}$$

$$EI_{p-sp} = EI_p \frac{n_{p-row-i}}{L_r} = 30000000 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} \cdot \frac{4}{16,5} = 740273,5 \text{ KNm}^2/m$$

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row-i} A_p}{L_r} = 25 \cdot \frac{4 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}}{16,5} = 6,80 \frac{KN}{m} / m$$

Per la simulazione della base dei pali si è utilizzato un elemento 'plate' intestato alla base di dimensioni pari all'area di base (par.:3.6):

$$D_{eq} = A_{base\ palo} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1.131 m^2$$

Per conferire rigidità flessionale infinita alla base dei pali si sono introdotti due valori forfettari:

$$EA_{punta} = 9000000000000000 KN/m$$

$$EI_{punta} = 5000000000000000 KNm^2/m$$

Per simulare l'interazione terreno-pali, e confrontare i risultati con quelli analitici, si sono introdotte le interfacce sui due lati di contatto degli elementi 'plate', utilizzato per modellare i fusti dei pali, scegliendo un valore di riduzione dei parametri del terreno  $R_{inter}=1$  (contatto rigido) pari a:

$$R_{inter,eq} = \alpha_{ar} R_{inter} = \frac{n_{p-row-i} A_s}{2L_r} R_{inter} = \frac{4\pi \cdot 1,2}{2 \cdot 16,5} \cdot 1 = 0,457 \quad (\text{contatto rigido})$$

Si sono posizionati i 2 pali a distanza 5,1m l'uno dall'altro a partire da 1,2m dal bordo della platea.

Anche in questo caso, come nel precedente, si imposta un set di materiale, inerente al 'calcestruzzo', che sarà utilizzato per simulare lo spessore della soletta e garantirà la diffusione del carico.

Il carico, in linea con quanto introdotto nello studio analitico, sarà il carico SLU verticale pari a 23647 KN a base pila, a cui il programma aggiungerà il peso della soletta, dei pali e del terreno imbarcato, spalmato su metro lineare:

$$P_{2D} = P_{SLU} / n_{row} \cdot \frac{n_{prow}}{L_R} = 23647 / 4 \cdot \frac{4}{16,5} = 1433 KN/m$$

Si è impostato il livello di falda a -2m dal piano campagna.

Impostato il modello geometrico si è costruita la 'mesh', scegliendo una maglia 'fine', ulteriormente migliorata nelle vicinanze del palo.

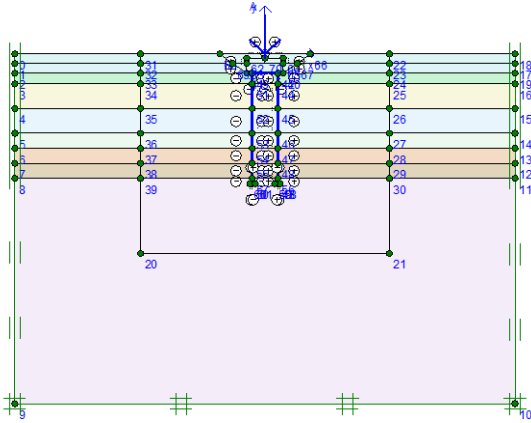


Figura 4.107

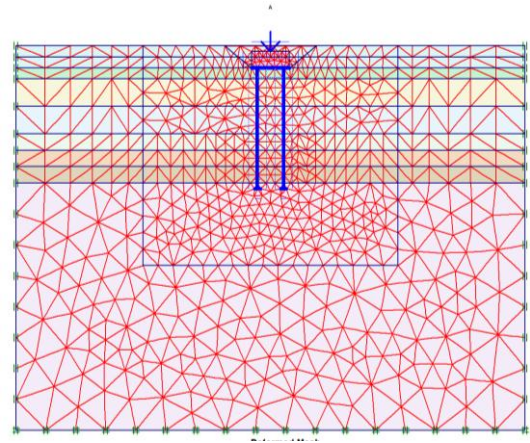


Figura 4.108

Dopo aver creato la mesh, si procede con la definizione della fase iniziale di terreno a riposo, attraverso l'introduzione del parametro  $K_0$  (' $K_0$ -procedure'):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

(si introducono per ogni strato i relativi valori dell'angolo d'attrito,  $\phi'$ ), ed il calcolo della pressione idrostatica dell'acqua presente nei pori.

L'impostazione delle fasi di calcolo comincia con una prima fase in cui le strutture non sono attivate: terreno a riposo.

La seconda fase consiste nello scavo.

La terza fase è la fase in cui vengono attivate le strutture che formano la fondazione.

La quarta fase è quella di carico.

Dopo aver lanciato il calcolo si ottengono, per contatto rigido (in linea con le formule analitiche), i seguenti risultati:

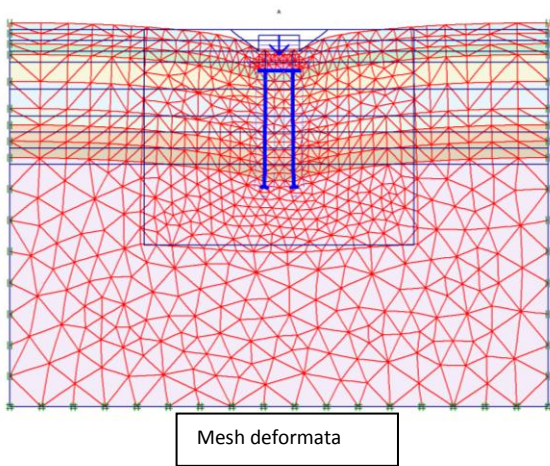


Figura 4.109

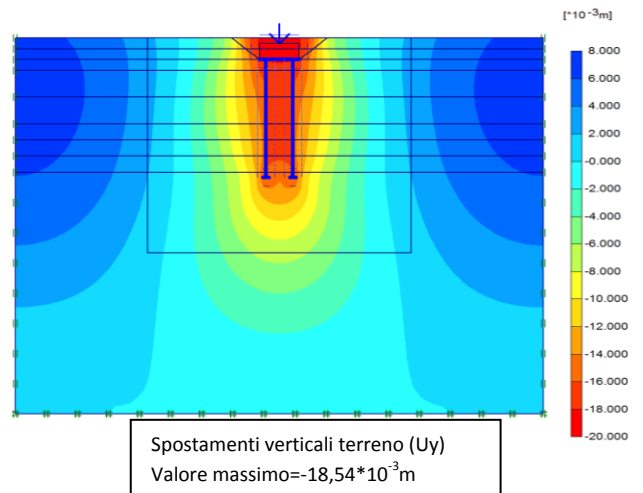


Figura 4.110

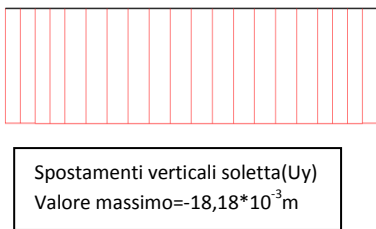


Figura 4.111

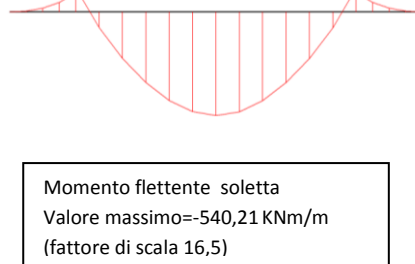


Figura 4.112

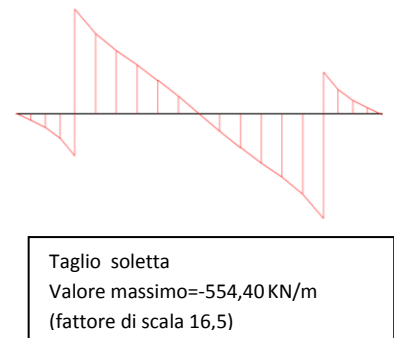


figura 4.113

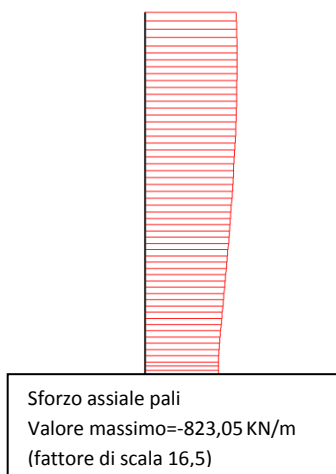


Figura 4.114

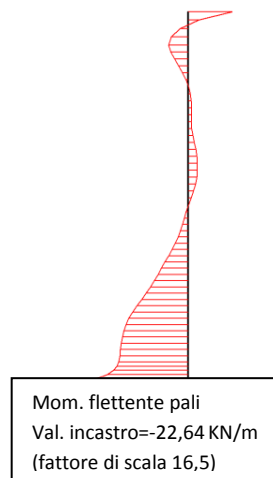


Figura 4.115

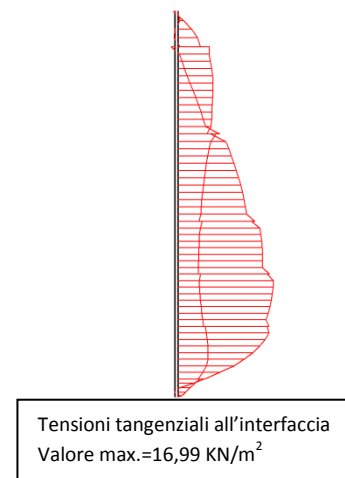


Figura 4.116

Il cedimento massimo per la soletta, stimato con il modello 2D di intera fondazione con solo carico verticale, nella configurazione geometrica appena introdotta (sezione longitudinale asse ponte), è pari a:

$$w_{s,FEM,el.} = 18,18 \text{ mm} \cong w_{s,analitico} = 16,76 \text{ mm}$$

I risultati ottenuti tramite il modello bidimensionale che considera 2 pali distribuiti su quattro file, stimano in maniera piuttosto verosimile, in rapporto al caso precedente, il cedimento complessivo della fondazione. Questo fatto, come si è già detto, dipende dalla minore interazione tra i pali che in questo caso sono solo due. Il terreno che si trova all'interno dei due pali, anche in questo caso tende a traslare con i pali, ma riesce ad offrire una quotaparte di resistenza anche nella zona centrale; lo si può notare dal grafico (figura 4.116) relativo alle tensioni tangenziali all'interfaccia, nel quale si osserva che, sebbene anche in questo caso le tensioni di taglio massime si trovano nella parte esterna del palo (come nel caso di sezione trasversale asse ponte considerato in precedenza), è presente un valore significativo di tali tensioni anche nella zona compresa fra i due pali (mentre nel caso di sezione long., tali tensioni nella zona centrale, erano nulle). Attraverso modelli bidimensionali non è semplice cogliere il vero comportamento della fondazione su pali a causa di questi effetti, che incidono sul comportamento del terreno e sull'interazione che ha con le strutture.

Si costruisce ora il modello 3D dell'intera fondazione su suolo elastico-lineare e solo carico verticale, preso dalla configurazione SLU, per valutare la bontà del modello tridimensionale.

Si comincia con la dichiarazione dei confini del volume di prova: 160m x 100m (profondità) e si impostano le condizioni al contorno standard.

Per costruire la stratigrafia si imposta una 'borehole' nella quale si dichiarano gli spessori degli strati ed il livello di falda (-2m). Si sceglie il modello elastico-lineare per ogni strato e si imposta il coefficiente di riduzione all'interfaccia pari a  $R_{inter}=1$  (contatto rigido) per confrontare i risultati con quelli analitici che considerano il contatto rigido terreno-pali.

Si introducono i moduli di Young per ogni strato e i coefficienti di Poisson, costanti, pari a 0,3.

Per costruire la geometria della fondazione si definiscono cinque piani di lavoro ('workplanes'), relativi alle discontinuità che si presentano nella direzione verticale.

La prima workplane è definita a 0m di profondità, dove comincia lo scavo, nella seconda fase di calcolo, per la costruzione della soletta.

La seconda workplane è situata a -1m di profondità, dove è situato il piano superiore della soletta vera e propria e dove saranno applicati i carichi. La terza è a -4m, dove è situata la base inferiore della soletta e dove è situata la testa dei pali. La quarta a -26m, dove vi è la base dei pali e la quinta a -100m, confine inferiore del modello.

Si introduce un elemento 'wall' (elemento a sviluppo bidimensionale verticale), sul perimetro della fondazione a livello della workplane situata a livello -1m fino alla successiva a livello -4m, che simulerà una sorta di muro di sostegno per lo scavo in fase 2 di calcolo, al quale si offre rigidità flessionale 'infinita'.

Si imposta, un elemento 'floor' (elemento a sviluppo bidimensionale orizzontale), che si sviluppa nell'area che interessa la fondazione nella workplane relativa alla base inferiore della soletta (-4m), che garantirà la reale rigidità flessionale alla soletta stessa. Si imposta per tale elemento un comportamento lineare-isotropo, uno spessore pari a quello reale (3m), e si dichiara il reale modulo di Young, pari a 30000000 KN/m<sup>2</sup>.

Oltre al set di materiali che costituiscono il terreno è stato introdotto un altro materiale per il modellare il calcestruzzo, che sarà, poi, impostato in fase di calcolo per simulare la soletta vera e propria, con il suo peso specifico reale, che garantirà la diffusione del carico, e che sarà anche utilizzato per schematizzare i pali.

Rimanendo nella workplane relativa alla base inferiore della soletta, si procede, ora, alla costruzione dei pali. Si sceglie la funzione 'massive circular pile' e si definisce un palo di diametro 1,2m con interfacce già impostate sulla superficie laterale. Si posizionano gli otto pali che formano la schiera nella loro reale posizione reale, a livello della workplane (-4m), che si estenderanno fino alla successiva workplane a livello (-26m).

Le interfacce d'interazione sono quindi posizionate sia sul fusto degli otto pali che sul perimetro della soletta.



Si imposta, poi, il carico puntuale a livello della workplane situata a profondità -1m, di intensità pari al carico verticale di SLU: 236747 KN. Definito il modello gemetrico si imposta un mesh di tipo fine e si passa alla dichiarazione delle fasi di calcolo.

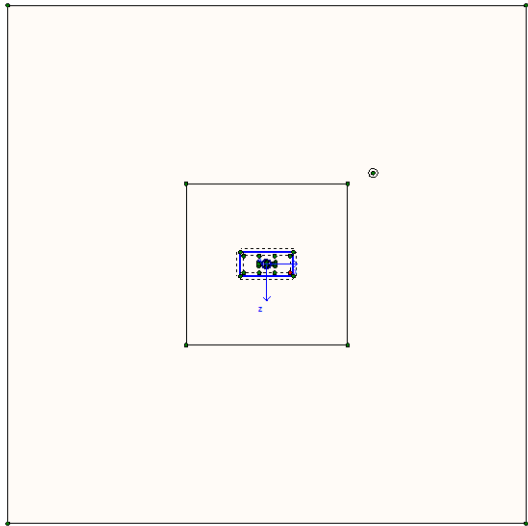


Figura 4.117

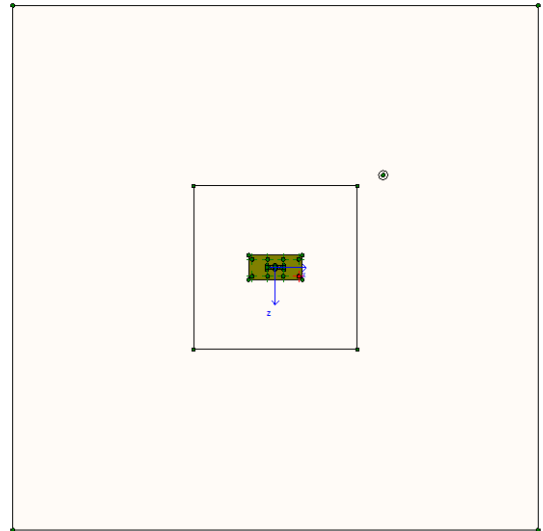


figura 4.118

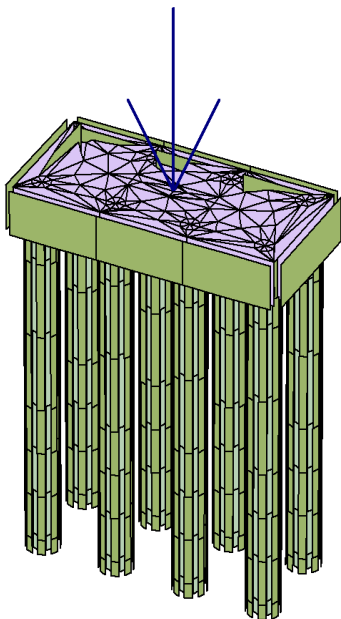


Figura 4.119

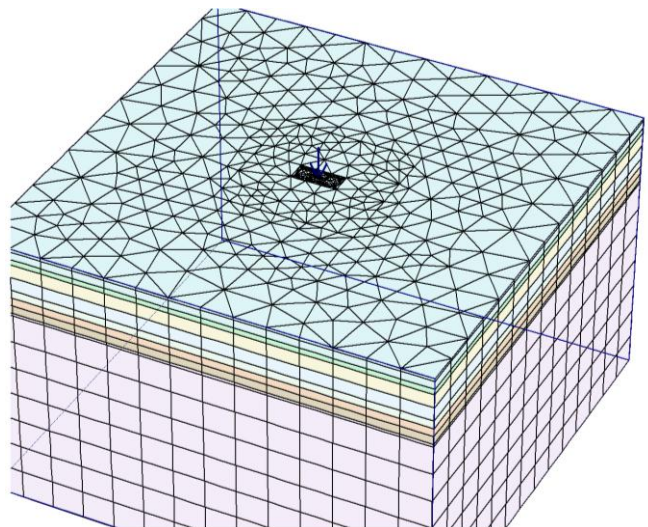


Figura 4.120

Si impostano 4 fasi di calcolo:

- Terreno a riposo
- Scavo (si disattivano le porzioni di terreno che occupano il volume nel quale sarà costruita la soletta ed si attivano i muri di sostegno ('wall'))

- Costruzione fondazione (si disattivano gli elementi 'wall' ed si attiva sia la base inferiore della soletta 'floor' che i pali; si definisce il volume della soletta impostando il materiale cls)
- Fase calcolo (si attiva il carico)

Si riportano i risultati ottenuti:

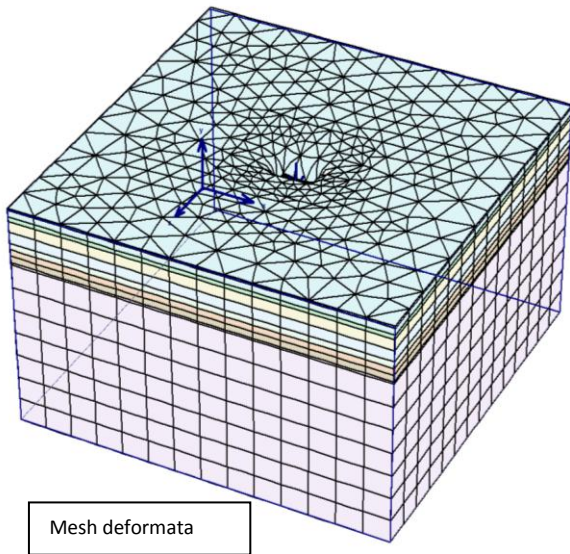


Figura 4.121

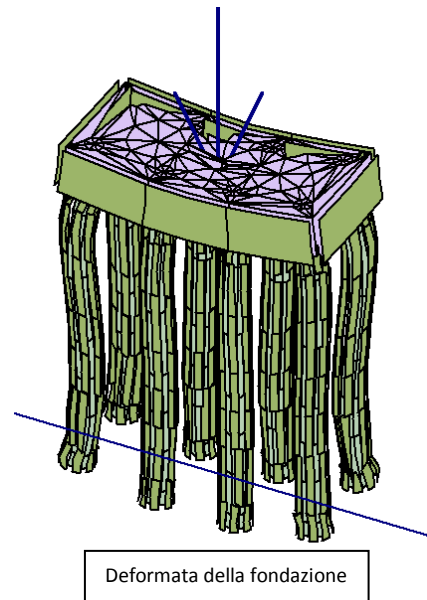


Figura 4.122

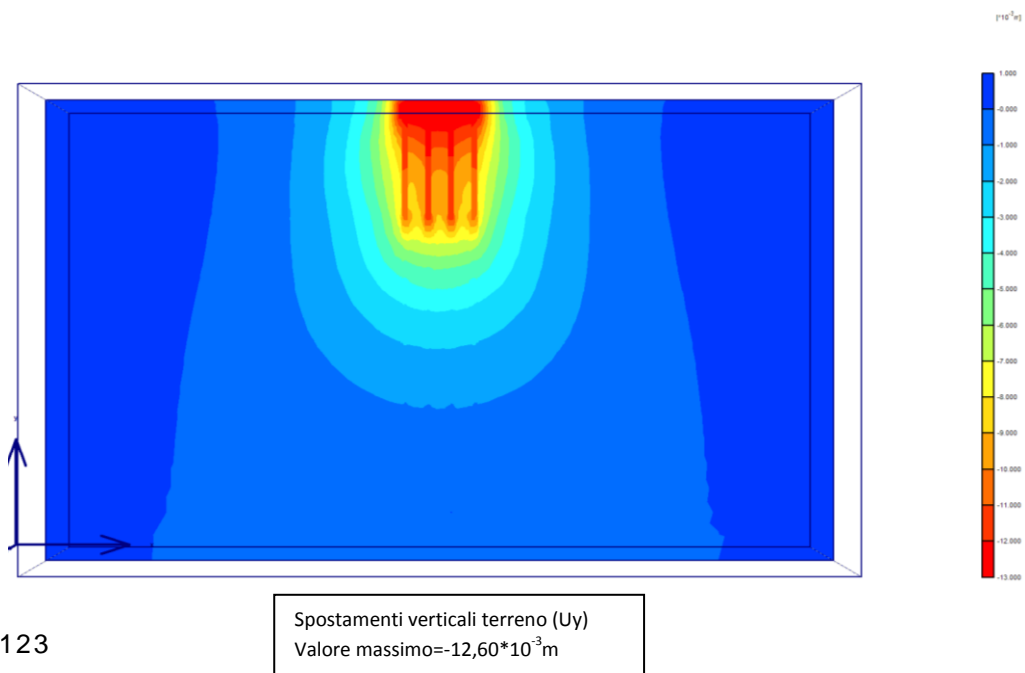
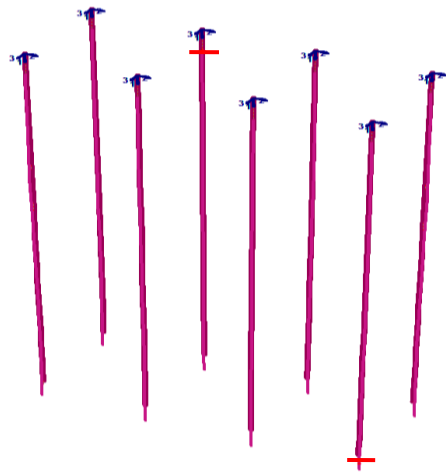
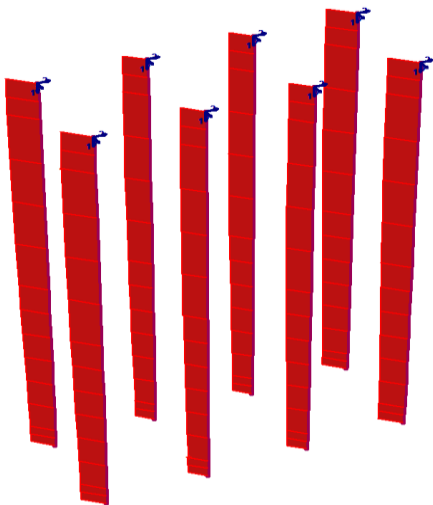


Figura 4.123



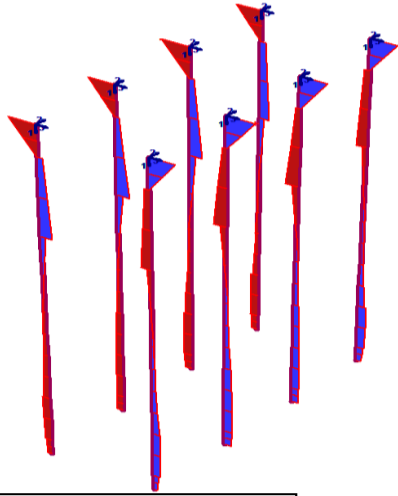
Spostamenti verticali pali  
 Valore (testa)=  $-12,38 \cdot 10^{-3}$  m  
 Valore (base)=  $-9,90 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.124



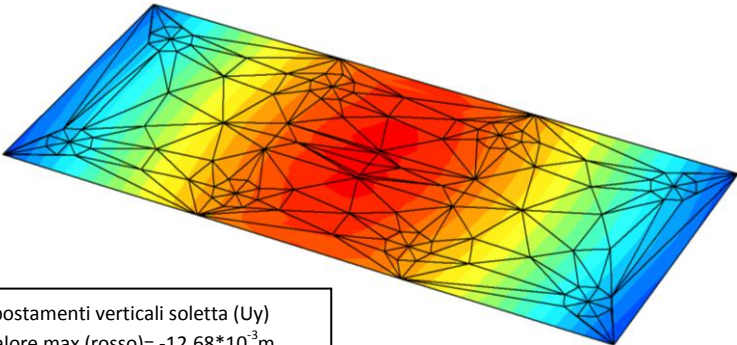
Sforzo assiale pali  
 Valore (testa)=  $-3,60 \cdot 10^3$  KN  
 Valore (base)=  $-2,00 \cdot 10^3$  KN

Figura 4.125



Mom. flettente pali  
 Valore (testa)= -206 KNm

Figura 4.126



Spostamenti verticali soletta (Uy)  
 Valore max (rosso)=  $-12,68 \cdot 10^{-3}$  m  
 Valore min (blu)=  $-11,64 \cdot 10^{-3}$  m

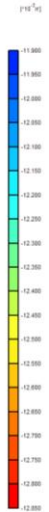


Figura 4.127

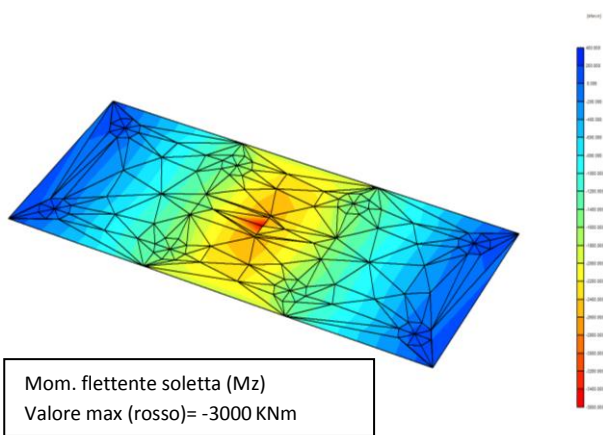


Figura 4.128

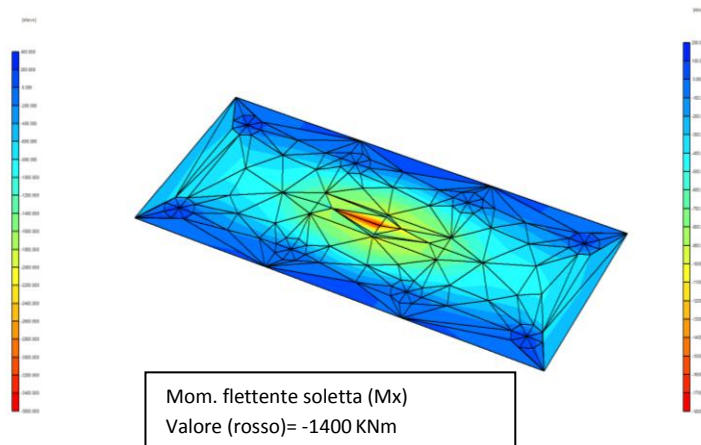


Figura 4.129



Figura 4.130

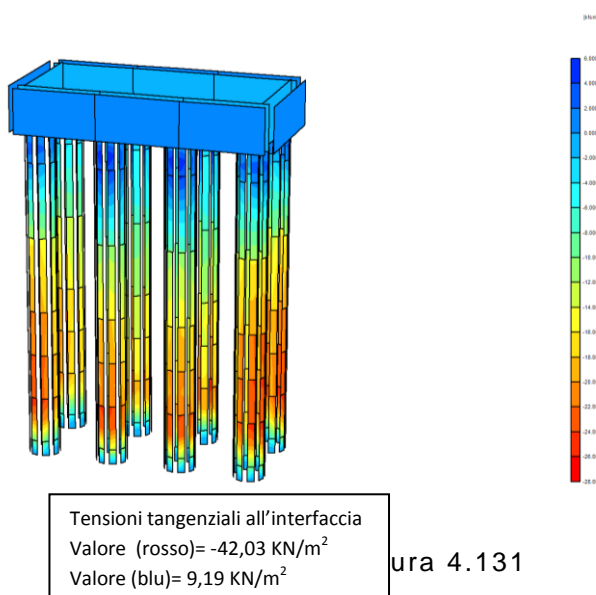


Figura 4.131

Il cedimento massimo per la soletta, stimato con il modello 3D di intera fondazione con solo carico verticale, è ben approssimato, ed è pari a:

$$w_{s,FEM,el.} = 12,70mm \cong w_{s,analitico} = 16,76mm$$

Si può notare da quest'ultimo risultato che il modello 3D è il miglior strumento per analizzare il comportamento dell'intera fondazione. Esso, infatti, riesce a cogliere, nella loro interezza, tutti i meccanismi d'interazione tra i pali, la soletta, il terreno, e la collaborazione tra di essi. Il supporto offerto dal terreno circostante alla fondazione è in questo caso pienamente considerato, infatti, il terreno contenuto all'interno della schiera di pali, seppur tende a spostarsi verso il basso assieme ai pali (figura

4.123), grazie all'effetto confinamento offerto dal terreno circostante, continua ad offrire risorse di resistenza ai pali. Questo fatto lo si può notare anche dalla figura 4.131, nella quale è mostrato l'andamento delle tensioni di taglio all'interfaccia. Anche in questo caso, come per il caso di palo singolo, sono nulle in prossimità della base dei pali, per il rifluire del terreno lungo il fusto, ma sono presenti, anche se con valori leggermente inferiori confronto alle superfici che guardano la parte esterna della fondazione, nelle porzioni di superficie del fusto che sono rivolte verso gli altri pali e nelle zone centrali della fondazione. Questo è il motivo principale per il quale il modello 3D riesce a stimare i cedimenti della fondazione con valori così bassi, comunque prossimi a quelli analitici, in quanto la resistenza al fusto nelle zone centrali della fondazione è comunque considerato, resistenza che era sottostimata nei modelli 2D in precedenza introdotti.

Si procede, quindi, con l'applicazione dei carichi completi SLU ed SLE per analizzare il comportamento della fondazione in tali condizioni.

Si utilizza in questo caso il solo modello 3D poiché, come si è osservato, riesce a cogliere in maniera più verosimile il comportamento della fondazione, e dà la possibilità di introdurre tutta la configurazione di carichi (è possibile introdurre carichi in tutte e tre le direzioni), cosa che non è possibile con il modello 2D.

Il modello 3D che è utilizzato è lo stesso appena introdotto, con l'unica differenza che, oltre ad introdurre tutti i carichi delle due configurazioni SLU ed SLE, gli strati di terreno della stratigrafia di progetto sono modellati con comportamento elasto-plastico alla M-C. Nella finestra di dialogo relativa al suolo ed alle interfacce viene selezionato tale comportamento per il terreno e viene, in questo caso, impostato per le interfacce, il valore di riduzione delle caratteristiche meccaniche relativo ai pali trivellati ( $R_{inter}=0,67$ ).

Le due configurazioni (carichi base pila P1) che vengono analizzate sono le seguenti:

NOME COMB.	ELEMENTO	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Slu - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-23647	259	831	0	18886	1348
Sle-r - Base Mobili - Gr1	Base_P1	-17514	216	553	0	13481	1123

Si riportano i risultati relativi all'applicazione dei carichi Slu - Base Mobili - Gr1\_

Base\_P1 :

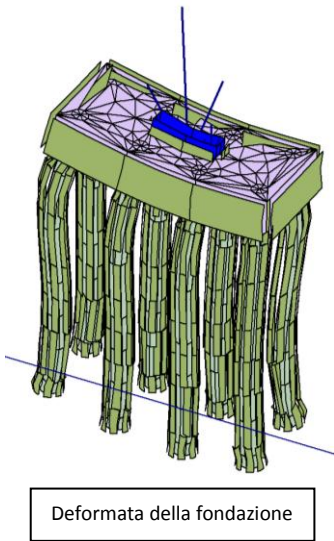


Figura 4.132

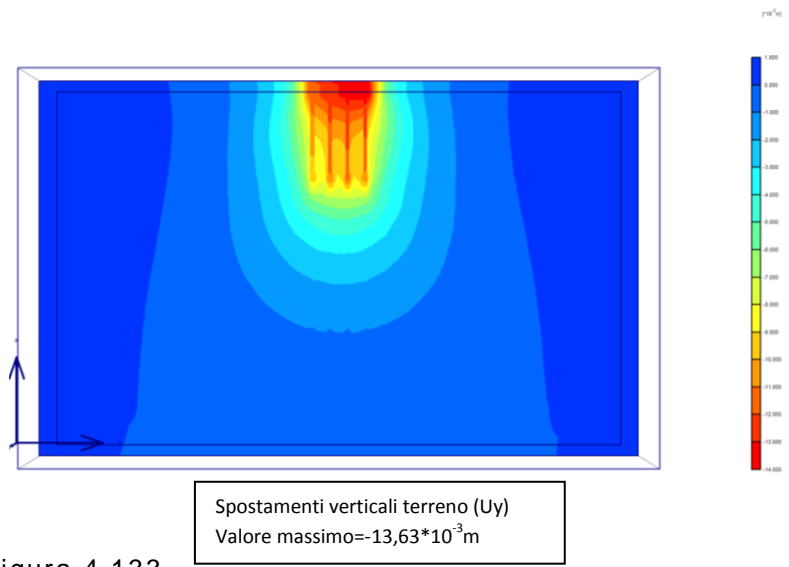


Figura 4.133

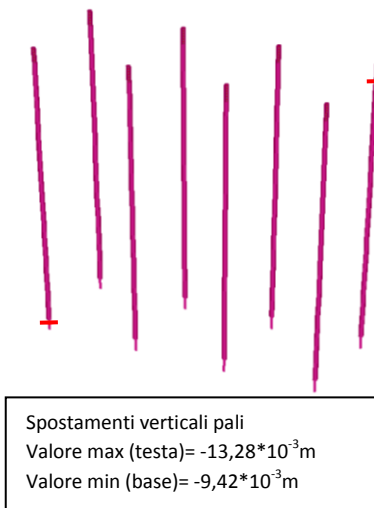


Figura 4.134

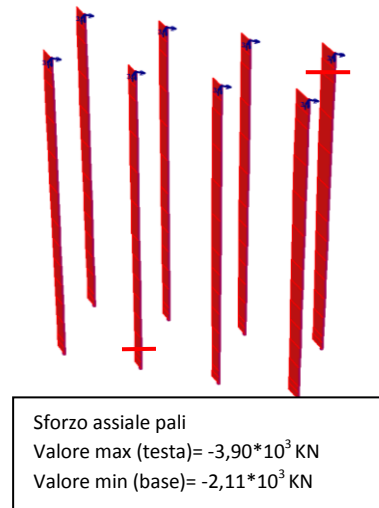


Figura 4.135

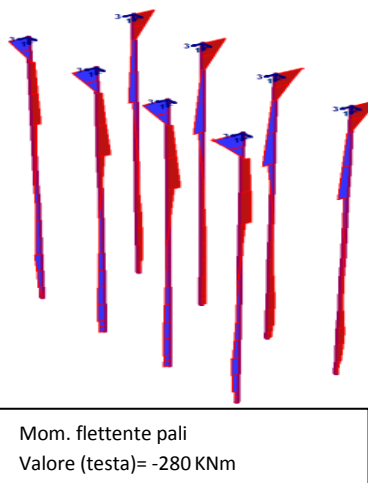


Figura 4.136

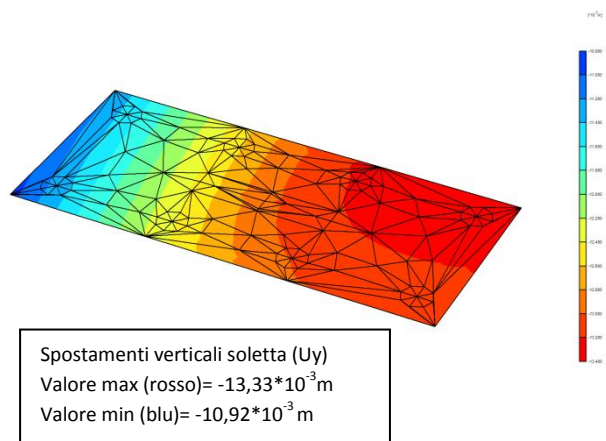


Figura 4.137

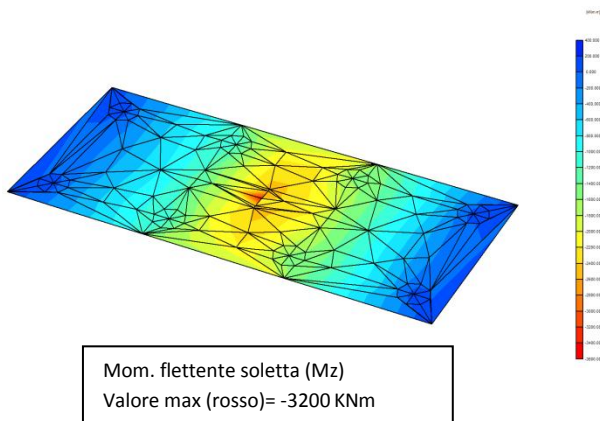


Figura 4.138

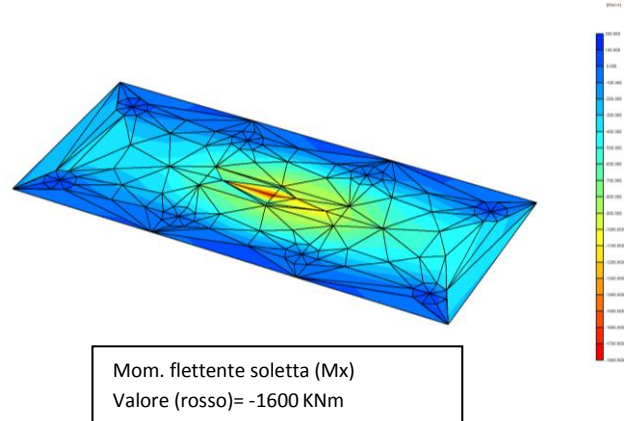


Figura 4.139

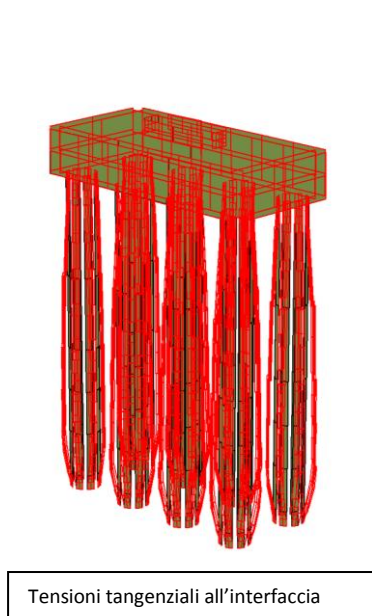


Figura 4.140

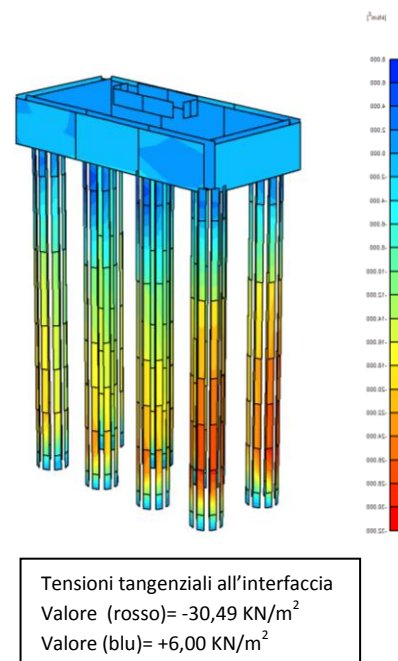


Figura 4.141

I valori ottenuti sono molto simili a quelli analizzati con solo carico verticale, poichè per una fondazione a servizio di una pila da ponte i carichi permanenti sono la quotaparte della cofigurazione di stato limite più gravosa.

Si può notare che il cedimento verticale della fondazione interessa maggiormente la parte verso cui è diretto il momento anche se la differenza tra il cedimento ottenuto in questa zona, in rapporto alla parte opposta, è di poco conto (2mm)(figura 4.137).

È interessante notare (figura 4.135) che il palo situato nella porzione di fondazione verso cui spinge il momento massimo (palo di bordo alle coordinate 7,05;-2,55;-26) è interessato dallo sforzo assiale massimo alla base =3113KN, mentre il palo situato dalla stessa parte della fondazione ma

più interno (palo interno coordinate 2,35;-2,55;-26) ha uno sforzo assiale alla base=2309KN. Se, poi, si considera i pali meno sollecitati, dalla parte opposta a quella su cui grava il momento, si nota una differenza significativa nei confronti dei relativi sforzi assiali alla base: il palo di bordo (situato alle coordinate -7,05;2,55;-26) è interessato da uno sforzo assiale alla base pari a 2564KN mentre quello più interno (coord. -2,35;2,55;-26) ha uno sforzo assiale alla base pari a 2130KN (circa 1000KN in meno di quello di bordo più sollecitato).

Si osserva che le tensioni tangenziali massime si trovano nella zona in cui si hanno gli sforzi assiali massimi in linea con quanto introdotto fin'ora (figura 4.140-4.141).

Si applicano ora i carichi relativi alla configurazione **Sle-r - Base Mobili - Gr1\_ Base\_P1** e si riportano i relativi risultati:

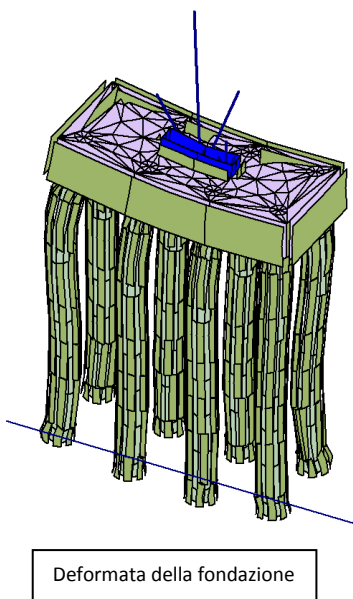


Figura 4.142

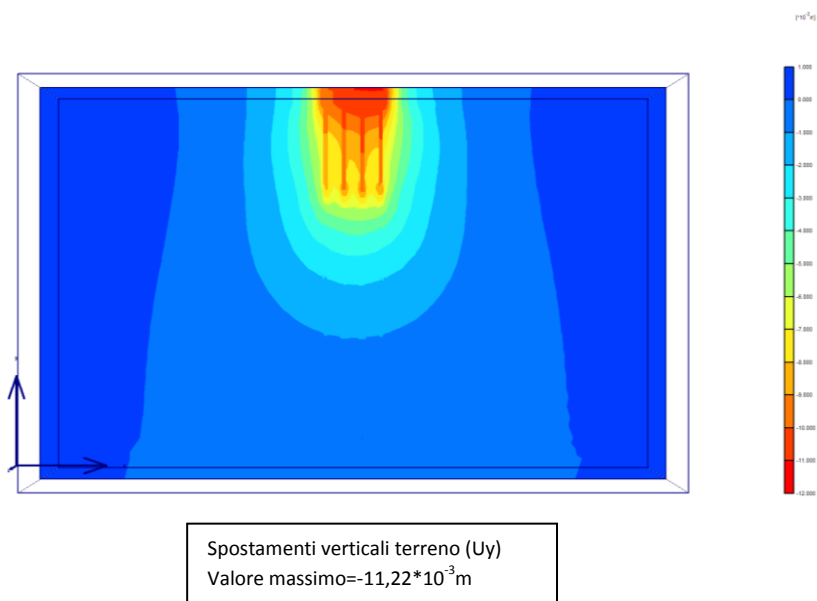
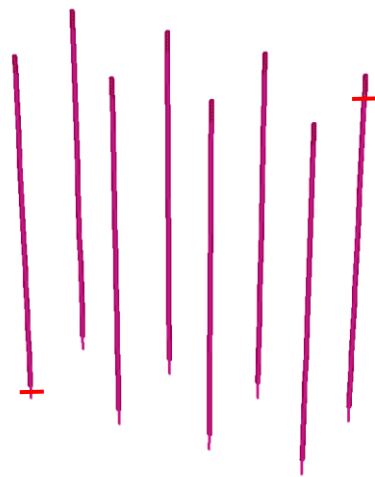


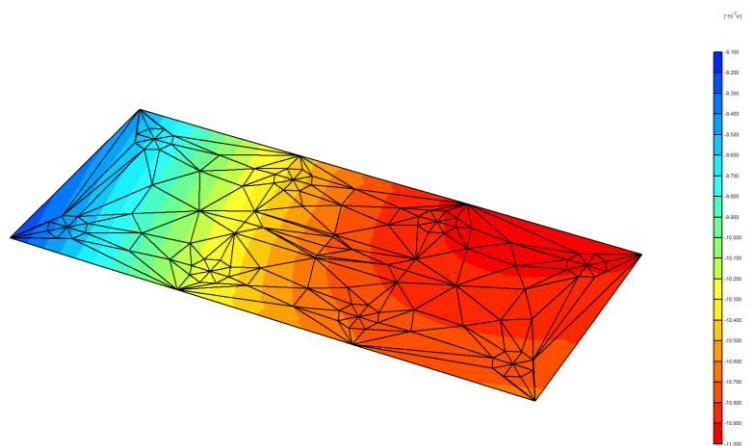
Figura 4.143





Spostamenti verticali pali  
 Valore max (testa)=  $-10,90 \cdot 10^{-3}$  m  
 Valore min (base)=  $-7,89 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.144



Spostamenti verticali soletta ( $U_y$ )  
 Valore max (rosso)=  $-10,96 \cdot 10^{-3}$  m  
 Valore min (blu)=  $-9,19 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 4.145

I cedimenti massimi che si riscontrano per la soletta sono pari a  $-10,96$  mm relativi all'area di colore rosso (figura 4.145).

Nella zona centrale della fondazione, che interessa la zona in cui è appoggiata la pila che sostiene l'impalcato si osserva un cedimento pari a  $-10,5$  mm.

Tale valore, comunque, rimane abbondantemente inferiore ad un pollice (2,35 cm).

Si riporta, ora, la curva carico-cedimento (relativa al baricentro della base della soletta) per l'intera fondazione, ottenuta per il solo carico verticale che porta in crisi il sistema; è stato impostato un carico massimo pari a 250000KN. Si analizza in quale posizione del grafico sono situate le condizioni di SLU e SLE, poiché, come già introdotto, i cedimenti relativi a tali configurazioni complete differiscono di pochi decimo di millimetro da quelli ottenuti per le stesse configurazioni, considerando il solo carico verticale.

Si riporta il comportamento della fondazione considerando un modello sia elastico-lineare che elasto-plastico per il terreno, per osservare quando il sistema oltrepassa la condizione elastica.

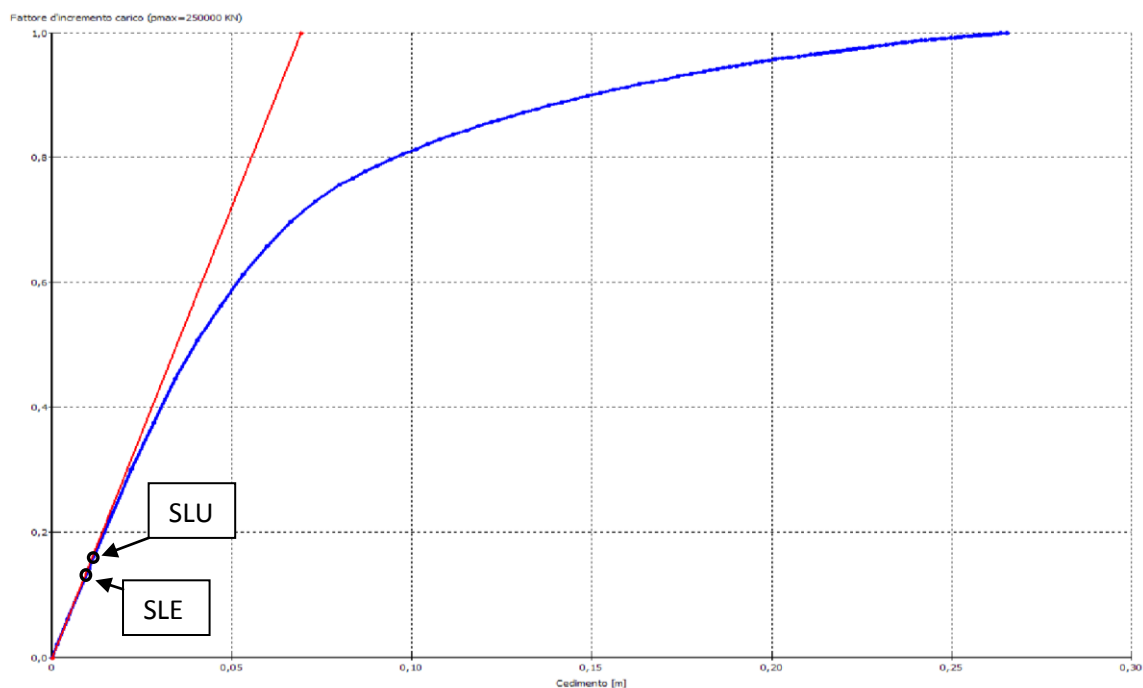


Figura 4.146

Dal grafico si può notare che il comportamento della fondazione in seguito all'applicazione dei carichi relativi alla configurazione di SLU, è ancora in campo elastico-lineare in linea con le prescrizioni da Normativa.

Per la gerarchia delle resistenze relative alle sovrastrutture, infatti, la fondazione deve essere l'ultima ad andare in crisi, per cui la Normativa impone che essa deve rimanere in campo elastico anche dopo l'applicazione dei carichi massimi relativi allo SLU.

La configurazione di SLE si trova, sulla curva carico-cedimento, in una posizione molto vicina alla configurazione SLU. Ciò è conseguenza del fatto che, per una fondazione a servizio di una pila da ponte, i carichi massimi relativi alle due configurazioni sono, in maggioranza, conseguenza dei carichi propri relativi alle sovrastrutture.

## CONCLUSIONI

Il lavoro svolto per la redazione della presente Tesi ha condotto ad una più ampia e approfondita conoscenza del comportamento di strutture immerse nel suolo e dell'interazione terreno-fondazione che scaturisce dall'applicazione delle sollecitazioni che giungono, dalla sovrastruttura, a livello della struttura di fondamento.

L'applicazione dei modelli della teoria classica, sebbene considerano approssimazioni relativamente forti, conduce ad una stima piuttosto verosimile delle problematiche inerenti alla mutua interazione che si ha a livello delle sottostrutture con il terreno. I risultati ottenuti tramite i modelli agli elementi finiti, costruiti in questo elaborato, confermano quanto appena detto.

Confrontando quanto ottenuto tramite l'applicazione di analisi FEM, distinguendo i modelli bidimensionali da quelli tridimensionali, si può affermare che nello studio di problemi inerenti a fondazioni su pali le approssimazioni che devono essere introdotte per costruire i modelli bidimensionali tendono a disturbare la soluzione conseguita. Nelle analisi condotte, infatti, i valori ottenuti tramite questi ultimi modelli risultano sovrastimati in maniera significativa, in relazione a quelli analitici ma soprattutto a riguardo di quelli ottenuti con i modelli tridimensionali, che riescono a cogliere, in maniera molto più verosimile, il comportamento di tali strutture immerse nel terreno. Un'analisi dei problemi geotecnici inerenti a strutture del tipo palo di fondazione attraverso modelli bidimensionali può indurre a errori di valutazione, soprattutto in relazione a sollecitazioni di tipo perpendicolare all'asse, in quanto il modello 2D che si va a considerare non riesce a cogliere in maniera verosimile l'interazione che si genera tra struttura e terreno. Nello studio della configurazione di carico assiale tale comportamento è approssimato in maniera più verosimile anche se conduce, a sovrastimare i cedimenti ed i coefficienti di sicurezza nei confronti della crisi.

Le analisi relative a questo tipo di fondazioni, a sviluppo prettamente tridimensionale, condotte tramite simulazione 3D conducono a stime di

cedimenti, sollecitazioni sulle strutture, tensioni indotte nel terreno e comportamento in prossimità della crisi molto ben approssimate.

La costruzione dei modelli tridimensionali, però, necessita di una più laboriosa realizzazione poiché è più complessa sia la strutturazione geometrica che la definizione delle fasi di calcolo. Se si considera, poi, il calcolo vero e proprio, attuato dal calcolatore, i tempi di operazione sono relativamente lunghi e dispendiosi nei confronti di memoria utilizzata e velocità d'esecuzione. Analizzando la costruzione dei modelli bidimensionali, si può dire che sono molto più semplici nella definizione della geometria ed anche relativamente alla dichiarazione delle fasi di calcolo, per non parlare della velocità di conclusione del calcolo vero e proprio.

Dovendo, quindi, fare una prima stima del comportamento di pali di fondazione o di platee su pali, la costruzione e l'analisi di modelli bidimensionali è certamente più semplice e meno dispendiosa a livello di tempo e di prestazioni del calcolatore. Si deve comunque tenere conto che i risultati ottenuti devono essere presi come una stima, di ciò che accade realmente, ed effettuare quindi un'analisi critica del comportamento della struttura e del terreno analizzato. Se, invece, si vuole ottenere un modello più realistico del comportamento della fondazione e dell'interazione terreno-struttura, l'analisi tridimensionale è necessaria poiché ne riesce a cogliere, in maniera più precisa, gli aspetti fondamentali.

È doveroso concludere dicendo che la costruzione di modelli agli elementi finiti, può offrire la possibilità di visualizzare il comportamento di problemi spesso difficili da interpretare, però dipende in maniera significativa da chi li realizza, poiché la costruzione del modello, l'introduzione di approssimazioni, l'attribuzione di caratteristiche meccaniche, ecc., è comunque compito dell'utente. Può essere, quindi, che lo stesso problema analizzato da utenti diversi porti a soluzioni sostanzialmente differenti, che potrebbero portare a scelte progettuali opposte.

Tali strumenti, come si è potuto osservare, sono molto potenti, poiché riescono ad interpretare comportamenti in realtà estremamente complessi, ma è sempre fondamentale un'analisi critica dei risultati ottenuti attraverso tali schematizzazioni.

## **RINGRAZIAMENTI**

Vorrei ringraziare il Chiar.<sup>mo</sup> Prof. Andrea Benedetti, relatore di questa Tesi di Laurea, che mi ha seguito nella stesura dell'elaborato, evidenziandomi di volta in volta la strada giusta da seguire per analizzare questo complesso ma interessante problema.

Ringrazio lo studio Sgai S.R.L. –Studio Di Geologia Applicata E Ingegneria Di E. Forlani & C., in particolare l'Ing. Filippo Forlani, correlatore di questa Tesi di Laurea, che mi ha fornito il materiale oggetto di studio, mi ha seguito nella parte applicativa e mi ha offerto la possibilità di redigere questo testo in parallelo con una realtà lavorativa di livello.

## BIBLIOGRAFIA

- API (1993). RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed off-shore platforms. Washington D.C.: American Petroleum Institute.
- Aversa S., Maiorano R.M.S, Mandolini A., 2005. La progettazione delle fondazioni su pali alla luce degli Eurocodici. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XX Ciclo, Torino, 1-52.
- Burland, J.B., 1973. Shaft friction of piles in clay. A simple fundamental approach. *Proc. Ground Engineering*, vol. 6, n. 3, 30-42.
- Burland, J.B., 2004. Interaction between structural and geotechnical engineer. *New Perspectives in the Design and Construction of Foundation Structures*. Joint Structural Division Annual Seminar, Hong Kong.
- Caputo, V., Viggiani, C., 1984. Pile foundation analysis: a simple approach to non linearity effects. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. 18, n. 1, 32-51.
- Carter e Kulhawy (1990): *Analysis of Laterally Loaded Shaft in Rock*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.118, No.6, June 1992. ASCE.
- Clancy, P., Randolph, M.F., 1996,. Simple design tools for piled raft foundations. *Géotechnique*, vol. 46, n. 2, 313-328.
- Conte, G., Mandolini, A., Randolph, M.F., 2003. Centrifuge modelling to investigate the performance of piled rafts. *Proc. Geotech. Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Van Impe & Haegeman eds., 379-386.
- Cooke, R.W., 1986. Piled raft foundations on stiff clays: a contribution to design philosophy. *Géotechnique*, vol. 36, n. 2, 169-203.
- de Nicola, A., Randolph, M.F., 1993. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journ. Soil Mech. and Geotech. Eng.*, ASCE, vol. 119, GT12, 1952-1973.
- de Sanctis, L., Mandolini, A., Russo, G., Viggiani, C., 2002. Some remarks on the optimum design of piled rafts. *ASCE Geotechnical Spec. Publication 116*, O'Neill & Townsend editors., Orlando, 405-425.
- de Sanctis, L., Mandolini, A., 2003. On the ultimate vertical load of piled rafts on soft clay soils. *Proc. Geotech. Int. Seminar Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, Van Impe & Haegeman eds., 379-386.

de Sanctis L., Mandolini A., 2006. Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. Accettato per la pubblicazione su *Journ. Geotech. and Geoenv. Eng. Div*, ASCE, paper n° GT-24124.

D.M. 11.03.1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. *Suppl. Ord. alla G.U. 01-06-1988 n. 127*

D.M. 14.09.2005. Norme Tecniche per le Costruzioni. *Suppl. Ord. alla G.U. 23-09-2005 n. 222*

D.M.14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni. *Suppl. Ord. alla G.U. 04-02-2008 n. 30.*

El-Mossallamy, Y., Lutz, B., Richter, T., 2006. Innovative application of piled raft foundation to optimize the design of high-rise buildings and bridge foundations. *Proc. 10th Int. Conf. on Piling and Deep Foundation*, Lindenberg J., Bottiau M. & van Tol A.F. eds, pp. 269-278, Amsterdam, the Netherlands.

EN1997-1, 2002. Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules. *CEN TC 250*, Brussel, Belgium.

Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K.: *Piling Engineering*, Surrey Un. Press., 1985.

Gibson R.E. (1967): *Some results concerning displacement and stresses in a nonhomogeneous elastic half-space*. *Geotechnique*, London, 17(1), 58-67.

Horikoshi, K., Randolph, M.F., 1997. On the definition of raft-soil stiffness ratio. *Géotechnique*, vol. 47, n. 5, 1055-1061.

Lancellotta R. (1995): *Geotechnical Engineering*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Mandolini, A., Viggiani, C., 1997. Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, vol. 47, n. 3, 791-816.

Mandolini A., Russo G., Viggiani C., 2005. Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *Proc. XVI ICSMFE*, vol. 1, 177-213, Osaka, Japan.

Mayne, P.W., Poulos, H.G., 1999. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *Journal. Geotech. & Geoenviron. Eng.*, ASCE, vol. 125, n. 6, 453-460.

O'Neill M.V., (2001): *Side resistance in piles and drilled shaft*. J. Geotech. Geoenviron. Engng. Div. ASCE 127, No.1, 1-16.

Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H.: *Foundation Engineerig*, Wiley, 1974.

Plaxis 2D Reference Manual, Version 8.4, 2002.

Plaxis 2D Material Manual, Version 8.4, 2002.

Plaxis 3D Foundation Manual Version 2, Brinkgreve R. B. J., and Swolfs W. M.(edt.), 2007.

Potts, D.M. and L. Zdravkovic, (1999). "*Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory*". First addition. Thomas Telford Ltd., 1 Heron Quay, London, E14 4JD.

Pulos, H.G., Davis E. (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Wiley, New York.

Poulos, H.G., 2001. Piled-raft foundation: design and applications. *Géotechnique*, vol. 51, n. 2, 95-113.

Poulos, H.G., Davis, E.H., 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons, New York.

Poulos, H.G., Davis, E.H., 1980. Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons, New York.

Prakoso, W.A., and Kulhawy, F.H., (2001): Contribution to piled raft foundation design. *J Geotech Engng Div, ASCE*, 127(1), 1-24.

Randolph, M.F., and Wroth, C. P., Analysis of vertical deformation of vertically loaded piles. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 1978, 104(12),1465-1488.



Randolph M.F., (1981): The response of flexible piles to lateral loading. *Geotechnique*, Vol.31, Issue 2, pag. 247-259.

Randolph, M.F., 1994. Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. XIII ICSMFE*, New Delhi, vol. 5, 61-82.

Russo, G., Viggiani, C., 1998. Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. *Int. Conf. on Soil-Structure Interact. in Urban Civil Engineering*. Katzenbach R. & Arslan U. eds., Darmstadt.

Scott R.F.: *Foundation Analysis*, Prentice-Hall, 1981.

Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G., (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd edn, Wiley Interscience, New York.

Timoshenko S., Goodier J.N.: *Theory of elasticity*, New York : McGraw-Hill, ©1970.

Viggiani, C., 2001. Analysis and design of piled foundations. 1st Arrigo Croce Lecture, *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. 45, 47-75.

Viggiani, C., 2003. *Fondazioni*. Hevelius Edizioni.

Vijayvergiya V.N., Focht J.A. (1972): A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay. *Proc. 4<sup>th</sup> Annual Offshore Technol. Conf.*, Houston 2, 865-874.