

Un esempio di applicazione del metodo degli elementi finiti allo studio di pali di fondazione in terreni stratificati

M. OTTAVIANI *

SOMMARIO: Si sono determinati i cedimenti e la distribuzione degli sforzi verticali e di taglio massimo nel terreno dovuti ad un palo di fondazione a grande diametro usando il metodo numerico degli elementi finiti nel campo linearmente elastico.

Sono state prese in considerazione tre situazioni: palo « sospeso », palo appoggiato ed un caso intermedio. Si è tenuto conto dell'esistenza di un anello di terreno rimaneggiato intorno al palo dovuto alle modalità di esecuzione del palo stesso.

Mediante il principio della sovrapposizione degli effetti, valido in campo elastico, è stato anche studiato il caso di un gruppo di quattro pali di grande diametro.

Introduzione.

Il calcolo dei carichi ammissibili su di un palo od una palificata di fondazione viene, come è noto, effettuato basandosi su alcune formule ricavate da ipotesi e dati sperimentali sul comportamento dei pali e del terreno che li circonda.

Tali ipotesi riguardano sia le leggi costitutive del meccanismo di rottura sia la forma della superficie di rottura nell'area interessata dal palo. Tra le più note sono quelle suggerite da TERZAGHI, da MEYERHOF, da BEREZANTSEV e YAROSHENKO e da BISHOP, HILL e MOTT che sono riportate in un articolo riepilogativo di VESIC [1967]. Sulla base di tali ipotesi sono state ricavate ben note formule per valutare il carico limite di un palo di date dimensioni quando siano note le proprietà meccaniche del terreno.

Molti dei coefficienti che appaiono in tali formule sono stati determinati sperimentalmente e possono differire sensibilmente da autore ad autore ed inoltre la validità di tali calcoli diminuisce notevolmente quanto più la stratigrafia

dei terreni diviene complessa. Infatti ben poco si sa sul reale stato di sollecitazione che si viene a creare nel terreno in seguito alla messa in opera ed al caricamento di un palo e tanto meno di una palificata.

Nel complesso si può affermare che il calcolo dei pali di fondazione è ancora oggi, malgrado la diffusione di questa struttura, un argomento che presenta grandi difficoltà tali da lasciare ampio margine di incertezza.

E' perciò norma generale eseguire delle prove di carico su alcuni dei pali eseguiti per stabilire a posteriori il loro carico limite ed il loro comportamento.

Da quanto detto sinora è chiaro come vi sia ancora bisogno di molte ed approfondite indagini teoriche e sperimentali su questo argomento specie per quanto riguarda la distribuzione delle sollecitazioni dovuta all'interazione tra palo e terreno. A questo proposito è apparso di qualche interesse applicare allo studio della struttura palo-terreno, il metodo degli elementi finiti, che, come è noto, è stato largamente applicato per la determinazione dello stato di sollecitazione e delle deformazioni in problemi di meccanica delle rocce e dei terreni.

Uno studio sullo stesso argomento affrontato con il metodo degli elementi finiti è stato pubblicato da ELLISON *et al.* [1971] con riferimento alle ben note caratteristiche delle argille di Londra ed i risultati di grande interesse riportati in tale studio confermano la validità di tale metodo.

La duttilità del metodo, che permette di trattare materiali con caratteristiche meccaniche anche molto diverse da punto a punto, e che può

* Dott. Ing. Mario OTTAVIANI, Assistente Ordinario presso la Cattedra di *Arte Mineraria* e prof. inc. di *Tecnologie Speciali Minerarie* alla Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma.

L'autore è grato al Prof. Ing. Franco Esu per aver letto criticamente il manoscritto e per aver offerto preziosi suggerimenti.

Il presente studio è stato svolto con il contributo finanziario del Centro di Studi per la *Geologia Tecnica* del C.N.R. presso l'Istituto di *Geologia Applicata* della Università di Roma. L'autore ne ringrazia il Prof. Ing. Ugo VENTRIGLIA, Direttore del Centro stesso.

tenere conto di proprietà elastiche anisotrope oltre che di tipo plastico e viscoelastico, lo rende molto utile in svariate applicazioni. Elenchi di tali applicazioni sono stati recentemente compilati da FANELLI [1970] e BERARDI [1971]. Quasi tutte queste applicazioni si riferiscono a condizioni di sforzo piano o deformazione piana e più raramente a strutture tridimensionali a simmetria assiale. Quest'ultima condizione è chiaramente verificata nel caso del singolo palo di fondazione immerso in un terreno stratificato orizzontalmente ed è perciò possibile applicare questo metodo al caso in esame.

Modello di calcolo.

Non si ritiene necessario riportare in questa sede i principi fondamentali del metodo degli elementi finiti; si vedano a questo proposito ZIENKIEWICZ e CHEUNG [1967] e, recentemente, BERARDI [1971]. Si tratta come è noto di discretizzare il continuo elastico con una suddivisione in elementi contigui, in genere a forma triangolare o quadrangolare, di calcolare la loro rigidezza e di determinare gli spostamenti dei nodi risolvendo l'equazione matriciale

$$[K] \{\delta\} = \{F\} \quad (1)$$

dove $[K]$ è la matrice di rigidezza totale, $\{\delta\}$ è il vettore degli spostamenti e $\{F\}$ è il vettore delle forze applicate. Una volta noti gli spostamenti dei nodi si possono ricavare le deformazioni in base alla:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\} \quad (2)$$

dove $[B]$ è la matrice di deformazione, e quindi gli sforzi in base alle note relazioni tensioni-deformazioni:

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (3)$$

dove la matrice $[D]$ descrive le proprietà elastiche dei materiali.

Nel caso di strutture assialsimmetriche il vettore δ ha due componenti quella radiale u , e quella verticale u_z mentre i vettori delle deformazioni e degli sforzi hanno quattro componenti rispettivamente ε_z , ε_r , ε_θ e γ_{rz} , σ_z , σ_r , σ_θ e τ_{rz} .

I risultati riportati in questo studio si riferiscono soltanto ai cedimenti verticali u_z , agli sforzi verticali σ_z ed agli sforzi di taglio massimo, τ_{max} , dati da:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2} \quad (4)$$

Nel presente caso il continuo è stato diviso in elementi ad anello a sezione quadrangolare e precisamente rettangolare.

Sia i nodi che le loro coordinate sono generate direttamente dal calcolatore nel programma di calcolo usato che è basato su quello di WILSON [1965].

La figura 1 mostra lo schema della struttura analizzata. Sono stati adoperati 900 nodi e 836 elementi, utilizzando al limite la memoria cen-

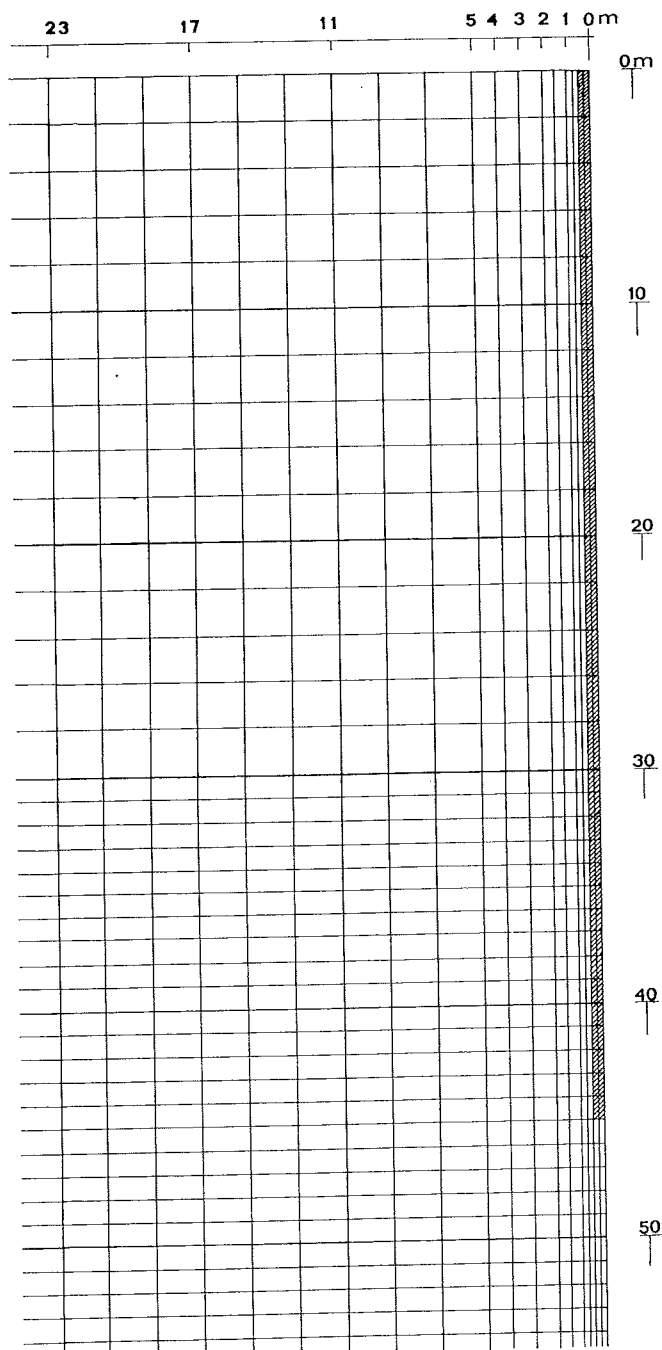


Fig. 1. - Schema della struttura palo-terreno e suddivisione in elementi.

trale dell'UNIVAC 1108 del Centro di Calcolo dell'Università di Roma.

Il palo è del tipo gettato in opera in calcestruzzo con un modulo E pari a 200.000 kg/cm^2 ed un coefficiente di Poisson eguale a $0,25$.

Le sue dimensioni sono: lunghezza di 45 m e diametro di 1 m ; il carico, perfettamente verticale, è stato preso pari a 400 t .

Per quanto riguarda il terreno sono state esaminate tre diverse situazioni; nella prima il terreno è stato considerato un mezzo perfettamente elastico, senza peso, con coefficiente di Poisson uguale a $0,45$ e con modulo di Young variabile con la profondità. Il valore di E aumenta linearmente da un valore di 100 kg/cm^2 nel primo strato di 10 m di spessore, ad un valore di 350 kg/cm^2 nell'ultimo strato prima del basamento rigido situato a 80 m di profondità, con una variazione ΔE di 50 kg/cm^2 per ogni 10 m di profondità.

Il mezzo considerato può cioè corrispondere ad una argilla mediamente sovraconsolidata o ad una sabbia ad alto indice di addensamento.

La prima situazione corrisponde quindi ad un palo cosiddetto « sospeso » che trasmette gran parte del suo carico al terreno per attrito o adesione laterale. E' infatti proprio in questo caso che il problema della distribuzione delle sollecitazioni nel terreno presenta le maggiori difficoltà. A questo proposito è bene rilevare che le deformazioni del terreno e quelle del palo sono considerate in questo studio perfettamente congruenti e non sono ammessi quindi scorrimenti relativi.

La seconda situazione considerata si differenzia dalla prima in quanto lo strato da quota 40 a quota 50 consiste di materiale piuttosto consistente con modulo elastico E uguale a 1000 kg/cm^2 . E' questo dunque un palo che lavora sia per adesione laterale che di punta.

La terza situazione considera invece un palo che lavora essenzialmente di punta in quanto il palo è infisso per i cinque metri finali in un materiale a modulo elastico pari a 50.000 kg/cm^2 .

Si è anche considerato il caso in cui, date le modalità di scavo per i pali di tale diametro, lo strato di terreno immediatamente adiacente al palo sia di caratteristiche meccaniche nettamente più scadenti sia per il rimaneggiamento subito durante la trivellazione, sia per il contatto con acqua o con fango bentonitico. Per tenere conto di ciò il valore di E è stato preso uguale a 50 kg/cm^2 lungo tutta la lunghezza del palo, per uno spessore di 25 cm intorno al palo.

I risultati ottenuti per un palo singolo sono poi stati estesi, per tutte e tre le situazioni, ad

un gruppo di quattro pali, ciascuno con un carico di 400 t , mediante il principio di sovrapposizione degli effetti, sempre possibile nel caso linearmente elastico qui trattato, quando tali pali abbiano un interasse di almeno quattro diametri (fig. 2).

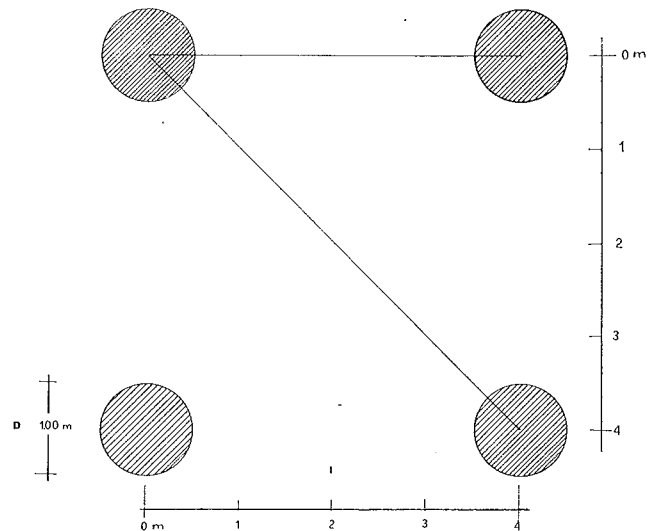


Fig. 2. - Pianta del gruppo di quattro pali: $L=45 \text{ m}$, $D=1 \text{ m}$, $I=4 \text{ m}$.

Analisi dei risultati.

PALO SINGOLO

a) Prima situazione.

La figura 3 mostra l'andamento dei cedimenti in superficie ed alla base del palo singolo all'aumentare della distanza dal palo.

La linea tratteggiata si riferisce al caso (1) in cui non si abbia un anello di terreno rimaneggiato intorno al palo mentre la linea punteggiata descrive il caso (2) che tiene conto del rimaneggiamento del terreno intorno al palo.

Il massimo cedimento elastico alla testa del

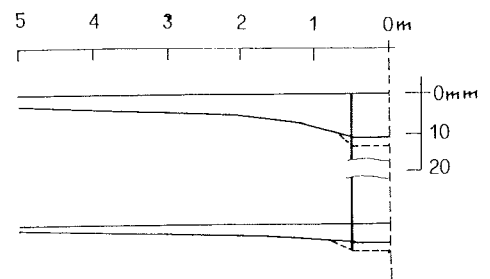


Fig. 3. - Cedimenti alla testa ed alla base del palo « sospeso ». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

palo è di 12 mm nel caso (1) e di 14 mm nel caso (2), mentre alla punta il cedimento è rispettivamente di 5 e 7 mm. Il cedimento in superficie è quindi dovuto per circa la metà alla deformazione longitudinale del palo stesso e per la restante metà alla deformazione del terreno sottostante la punta del palo.

Già a poca distanza dal palo non vi è distinzione tra il caso (1) e il caso (2), ma il cedimento del terreno alla superficie in entrambi i casi non è trascurabile fino a distanza di circa 5 diametri dal palo.

Le figure 4 a e 4 b mostrano l'andamento degli sforzi verticali nella zona intorno alla punta del palo, da quota-35 a quota-55, nel caso (1) e nel caso (2) rispettivamente. Si nota che le tensioni verticali di compressione nel terreno sono trascurabili in entrambi i casi fino a circa 2 metri sopra la punta del palo; inoltre immediatamente sopra la punta vicino alla superficie del palo si riscontra una zona di sforzi di trazione che è più accentuata nel caso (2) che nel caso (1).

I valori maggiori della tensione verticale si trovano naturalmente sotto la punta del palo e raggiungono il valore massimo di 1,10 kg/cm² nel caso (1) e di 2,00 kg/cm² nel caso (2).

E' evidente che il rimaneggiamento dell'anello di materiale intorno al palo nel caso (2) fa sì che una maggiore porzione del carico del palo si trasmette al terreno sottostante la base del palo piuttosto che al terreno intorno al palo per adesione. Dalle figure 5 a e 5 b che mostrano l'andamento del taglio massimo nella stessa zona riportata nella figura 4 si ha ulteriore conferma di quanto sopra affermato.

Infatti il valore del taglio massimo immediatamente intorno al palo e per tutta la lunghezza del palo è di circa 0,27 kg/cm² nel caso (1) e di 0,22 kg/cm² nel caso (2).

Inoltre nelle zone sotto la punta del palo, dove si raggiungono i valori più alti del taglio massimo, mentre nel caso (1) si trova un valore di τ_{max} di 0,40 kg/cm² nel caso (2) si ha un valore di 0,70 kg/cm². Sia dalla figura 4 che dalla 5 si vede che il valore delle sollecitazioni nel terreno non è molto elevato e certamente non supera i valori della resistenza al taglio ed a compressione del materiale considerato. Si nota anche che il valore degli sforzi sia verticali di compressione che di taglio, diminuisce rapidamente con la distanza dato che già a circa 3 metri, cioè tre diametri, dal palo non si superano valori di 0,05 kg/cm² per entrambe le sollecitazioni. In quanto alla zona di trazione non si deve dimenticare che il materiale è stato considerato in que-

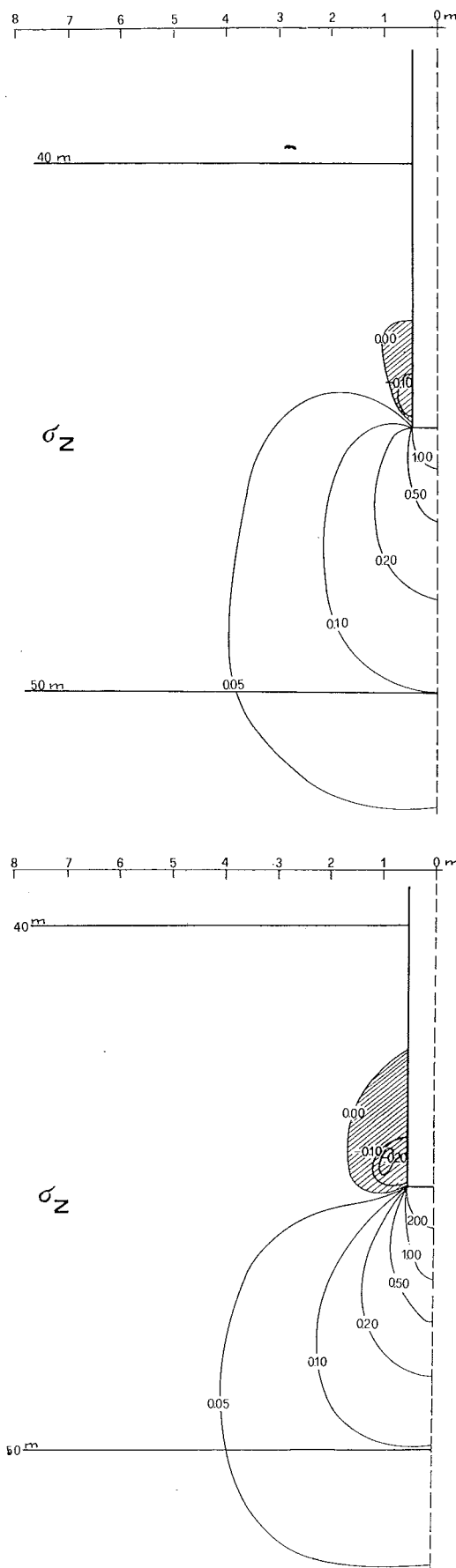


Fig. 4. - Sforzi verticali (in kg/cm²) intorno alla punta del palo « sospeso »: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

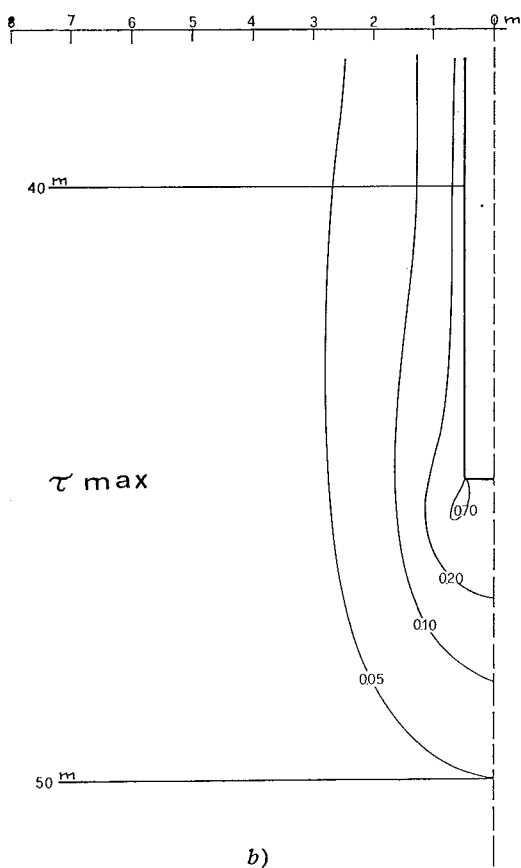
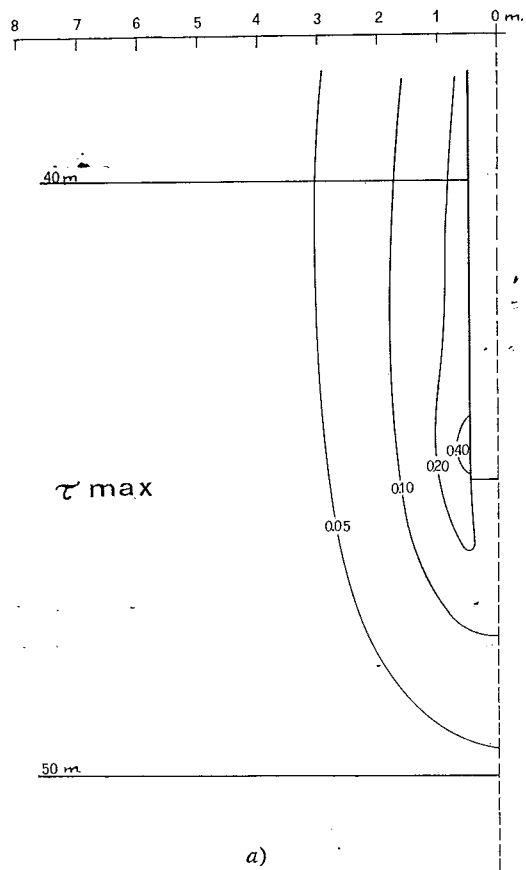


Fig. 5. - Sforzi di taglio massimo (in kg/cm^2) intorno alla punta del palo « sospeso »: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

sto studio come senza peso e che in realtà a questo campo di sollecitazioni si deve sovrapporre il campo delle pressioni litostatiche e perciò le sollecitazioni di trazione saranno più che compensate dalle pressioni litostatiche ed il materiale in tali zone non sarà effettivamente mai sollecitato a trazione. Dal punto di vista geotecnico però si deve tener conto delle riduzioni di pressione che si ha in queste zone specie dal punto di vista della distribuzione delle sovrappressioni neutre. La figura 6 mostra il variare delle tensioni verticali di compressione nel palo con la profondità. Il diagramma nel caso (2) coincide praticamente con quello del caso (1). In entrambi i casi la diminuzione di σ_x con la profondità è praticamente lineare con un gradiente di circa $1,1 \text{ kg}/\text{cm}^2/\text{m}$ fino alla quota di circa 35 m dove il gradiente verticale di σ_x diviene più accentuato.

b) *Seconda situazione.*

La figura 7 mostra i diagrammi dei cedimenti in testa ed alla punta del palo per il caso (1)

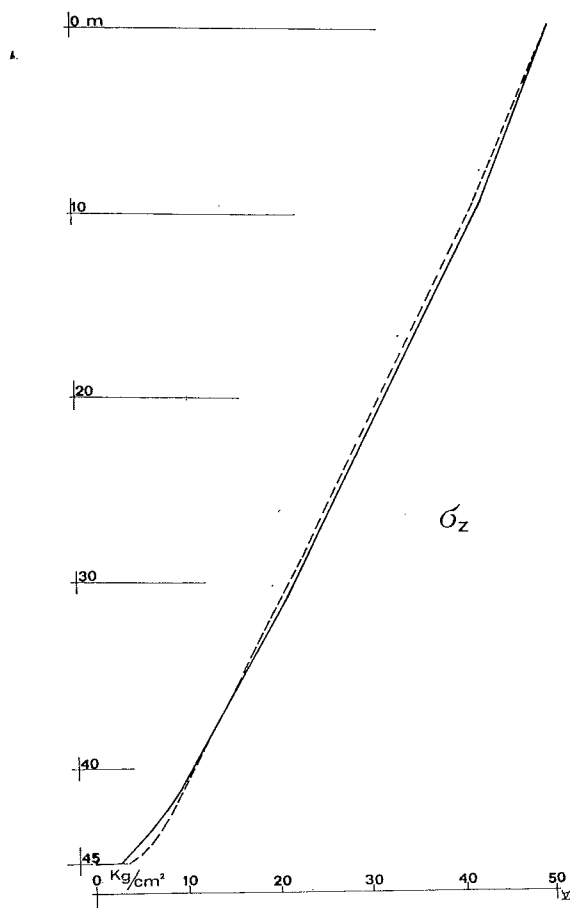


Fig. 6. - Diagrammi degli sforzi verticali di compressione all'interno del palo « sospeso ». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata; con terreno rimaneggiato.

ed il caso (2) in funzione della distanza dal palo.

La presenza a quota-40 m di uno strato di materiale con un modulo E piuttosto elevato (1000 kg/cm^2) riduce considerevolmente il cedimento

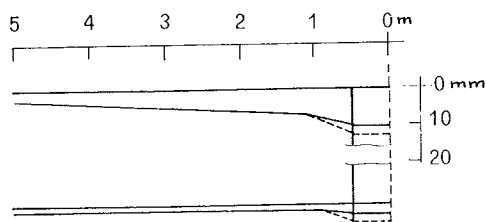


Fig. 7. - Cedimenti alla testa ed alla base del palo «intermedio». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

in testa che è di 10 mm nel caso (1) e di 12 mm nel caso (2) mentre alla punta il cedimento è rispettivamente di 3 e di 5 mm.

L'abbassamento totale è quindi, dovuto in entrambi i casi, in misura maggiore alla deformazione del palo stesso che non al cedimento del terreno di appoggio contrariamente a quanto riscontrato nella prima situazione. Anche qui a piccola distanza dal palo non vi sono più distinzioni tra il caso (1) e il caso (2).

Le figure 8 a e 8 b mostrano la distribuzione degli sforzi verticali rispettivamente nel caso (1) e nel caso (2). Si può subito notare che la presenza del terreno rimaneggiato a basso modulo elastico intorno al palo modifica sostanzialmente la distribuzione delle σ_z . Infatti mentre nel caso (1) la zona di trazione è scomparsa ed i valori massimi della tensione verticale di compressione arrivano a circa $1,20 \text{ kg/cm}^2$ sotto la punta del palo, nel caso (2) la zona di trazione, come nella prima situazione, è piuttosto estesa e la trazione raggiunge valori di circa $0,60 \text{ kg/cm}^2$.

Inoltre la tensione verticale raggiunge il valore massimo di $3,10 \text{ kg/cm}^2$. In entrambi i casi i valori delle sollecitazioni si riducono rapidamente con la distanza dal palo.

Le figure 9 a e 9 b mostrano l'andamento dello sforzo di taglio massimo nel caso (1) e nel caso (2) rispettivamente. I valori di τ_{\max} lungo il palo fino alla quota-40 sono minori che nella prima situazione e non differiscono di molto tra il caso (1) ed il caso (2). Si aggirano infatti tra $0,16$ e $0,18 \text{ kg/cm}^2$ per entrambi i casi. L'esistenza del terreno rimaneggiato intorno al palo modifica notevolmente la distribuzione degli sforzi nello strato con più elevato modulo di elasticità. Si può notare infatti che mentre nel caso (1) i valori

di τ_{\max} , pur aumentando notevolmente rispetto alla prima situazione, sono piuttosto uniformi lungo gli ultimi 5 metri della parete del palo e raggiungono il valore massimo di $0,70 \text{ kg/cm}^2$, nel caso (2) si hanno invece bassi valori di τ_{\max} anche lungo la parte finale della superficie del palo, ma valori piuttosto alti immediatamente sotto la punta del palo dove τ_{\max} raggiunge il valore di $1,85 \text{ kg/cm}^2$. E' evidente sia dai diagrammi di σ_z che da quelli di τ_{\max} che lo strato ad elevato E assorbe la maggior parte del carico del palo e che l'esistenza di un anello di terreno a basso E attorno al palo trasferisce i punti di maggior sollecitazione a quote poste al di sotto della punta del palo dove aumentano notevolmente i valori di σ_z e τ_{\max} . Ciò si può anche vedere dalla figura 10 che mostra l'andamento delle tensioni verticali di compressione nel palo. Rispetto alla figura 6 si può notare che il valore del gradiente verticale di σ_z è ora minore per i primi 40 metri e varia da $0,80 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ nel caso (1) a $0,87 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ nel caso (2). Nei restanti 5 metri mentre nel caso (1) il gradiente verticale cambia bruscamente ed assume un valore di circa $3,00 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$, nel caso (2) tale gradiente non cambia se non verso la fine del palo dove assume valori molto elevati.

c) Terza situazione.

Passando alla terza situazione, quella cioè del palo appoggiato, la figura 11 mostra l'andamento dei cedimenti alla superficie ed alla punta del palo per il caso (1) ed il caso (2). E' subito evidente che i cedimenti sono ora dovuti interamente alla deformazione elastica del palo stesso mentre la deformazione del terreno d'appoggio che ha elevatissimo modulo elastico, è inapprezzabile. Inoltre non vi è praticamente nessuna differenza tra il caso (1) e il caso (2). Se si esaminano ora le distribuzioni degli sforzi verticali nel terreno riportati nelle figure 12 a e 12 b si nota invece una notevole diversità di comportamento tra il caso (1) ed il caso (2) a partire dalla quota-40 m. Infatti mentre nel caso (1) il carico verticale è assorbito in gran parte nei primi metri di contatto del palo con lo strato rigido con valori massimi di σ_z di $3,35 \text{ kg/cm}^2$ e non esiste alcuna zona di trazione, nel caso (2) vi è invece una estesa zona di trazione, con valore massimo di $2,15 \text{ kg/cm}^2$, lungo la parete del palo e si raggiungono notevoli valori di σ_z , superiori a $8,00 \text{ kg/cm}^2$, sotto la punta del palo. Lo stesso fatto si verifica per gli sforzi di taglio massimo riportati nelle figure 13 a e 13 b. Anche

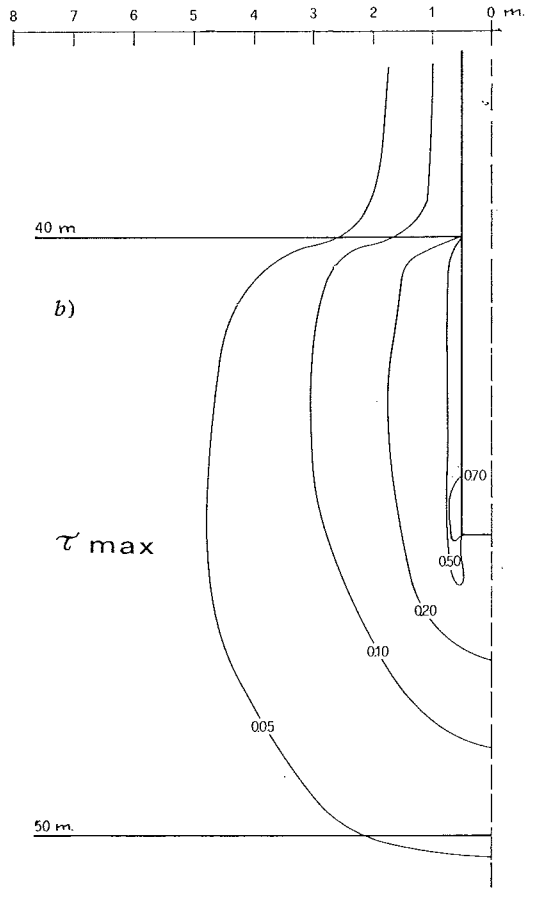
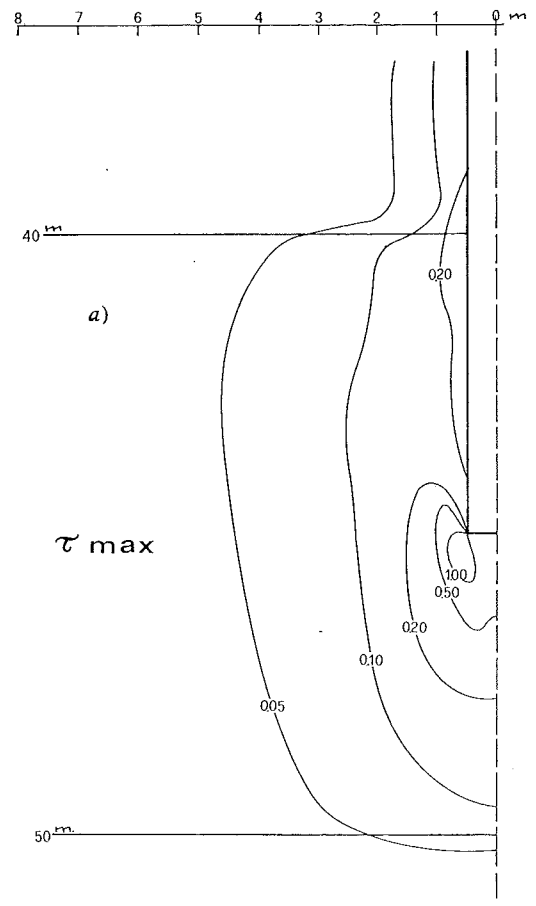
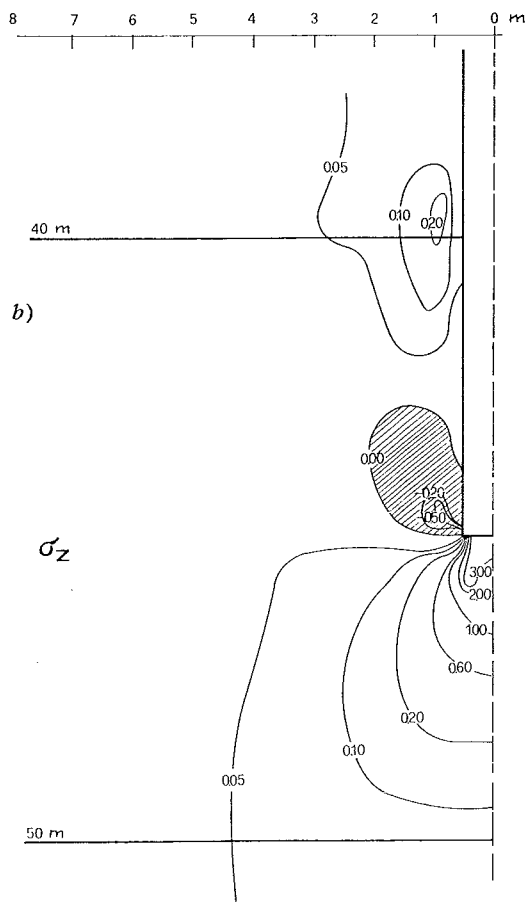
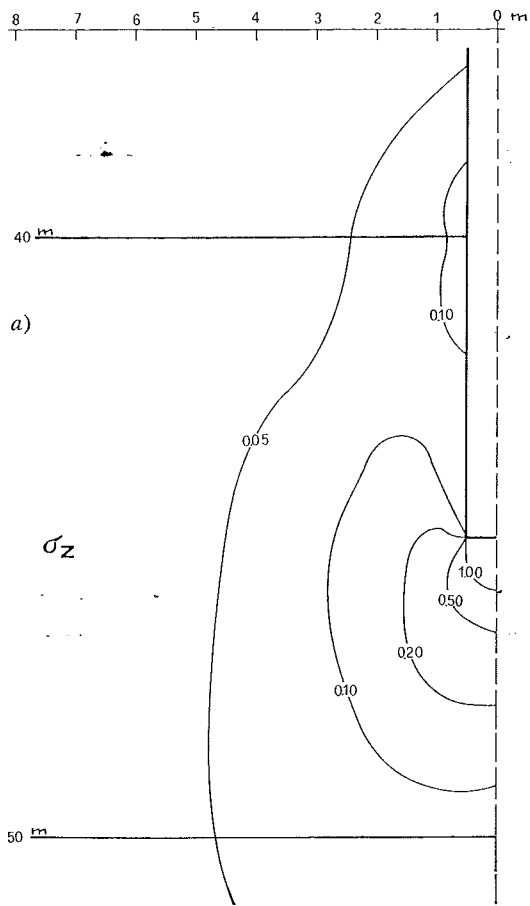


Fig. 8. - Sforzi verticali (in kg/cm²) intorno alla punta del palo «intermedio»: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

Fig. 9. - Sforzi di taglio massimo (in kg/cm²) intorno alla punta del palo «intermedio»: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

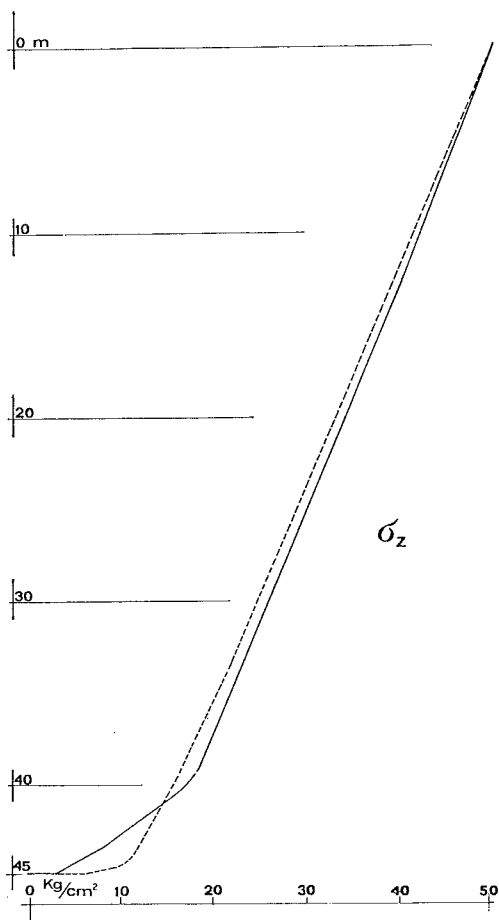


Fig. 10. - Diagrammi degli sforzi verticali di compressione all'interno del palo «intermedio». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

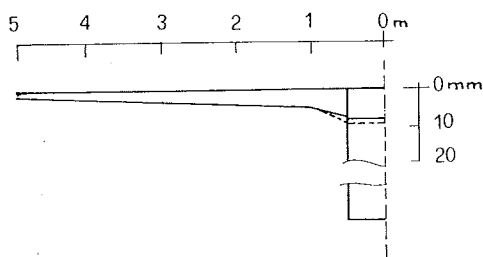


Fig. 11. - Cedimenti alla testa ed alla base del palo «appoggiato». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

quì mentre nel caso (1) i valori massimi di τ_{max} si trovano immediatamente al di sotto del tetto dello strato ad elevata rigidità e raggiungono il valore di $3,60 \text{ kg/cm}^2$, nel caso (2) i valori massimi sono raggiunti sotto la punta del palo dove si trovano valori di τ_{max} superiori a $5,00 \text{ kg/cm}^2$.

I diagrammi degli sforzi verticali di compressione all'interno del palo sono riportati in figu-

ra 14 per il caso (1) e per il caso (2). Il gradiente verticale è praticamente uguale nei due casi per i primi 40 metri dove assume due valori uno, dalla superficie fino a quota-25 m, uguale a $0,60 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ e l'altro da quota-25 m a quota-40 m uguale a $0,40 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$. Al di sotto di quota-40 mentre nel caso (1), rispecchiando l'andamento delle σ_z nel terreno, si ha subito un gradiente verticale elevatissimo che tende poi a diminuire, nel caso (2) il valore di $0,40 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ rimane costante fin quasi alla punta del palo dove poi assume a sua volta valori molto elevati.

GRUPPO DI PALI

Come detto precedentemente i risultati ottenuti per il palo singolo sono stati usati per studiare il caso di un gruppo di quattro pali mediante il principio di sovrapposizione. Tale principio, valido in generale nel campo elastico, è applicato in questo caso solo con un certo grado di approssimazione in quanto è trascurata la presenza effettiva degli altri pali nella geometria del problema; cioè ogni palo è considerato come immerso in un mezzo lateralmente omogeneo ed illimitato. Il grado di approssimazione è naturalmente tanto maggiore quanto più i pali sono distanziati l'uno dall'altro. In effetti si è già notato che le sollecitazioni, in tutte e tre le situazioni considerate, diminuiscono rapidamente con la distanza dal palo e che già a circa 3 diametri dalle pareti del palo non si hanno valori delle sollecitazioni maggiori di $0,05 \text{ kg/cm}^2$, per cui, considerando un interasse di 4 m (vedi figura 2) si può assumere che la presenza degli altri pali, cioè di una disomogeneità di limitate dimensioni, non influisca sulla distribuzione delle sollecitazioni in modo significativo. Le figure 15 a e 15 b mostrano la distribuzione dei cedimenti in superficie ed alla punta del palo rispettivamente in una sezione secondo il lato del quadrato ed in una sezione secondo la diagonale, per la prima situazione. La linea continua si riferisce al caso (1) e la linea tratteggiata al caso (2). Rispetto alla figura 3 si nota che i cedimenti sia in superficie che alla punta del palo sono notevolmente aumentati rispetto al caso del palo singolo.

Infatti si ha in superficie un cedimento massimo di 17 mm nel caso (1) e di 19 mm nel caso (2) ed inoltre i cedimenti rimangono sensibili anche a distanze di 5 o 6 diametri dal palo. Al centro del quadrato formato dai pali il cedi-

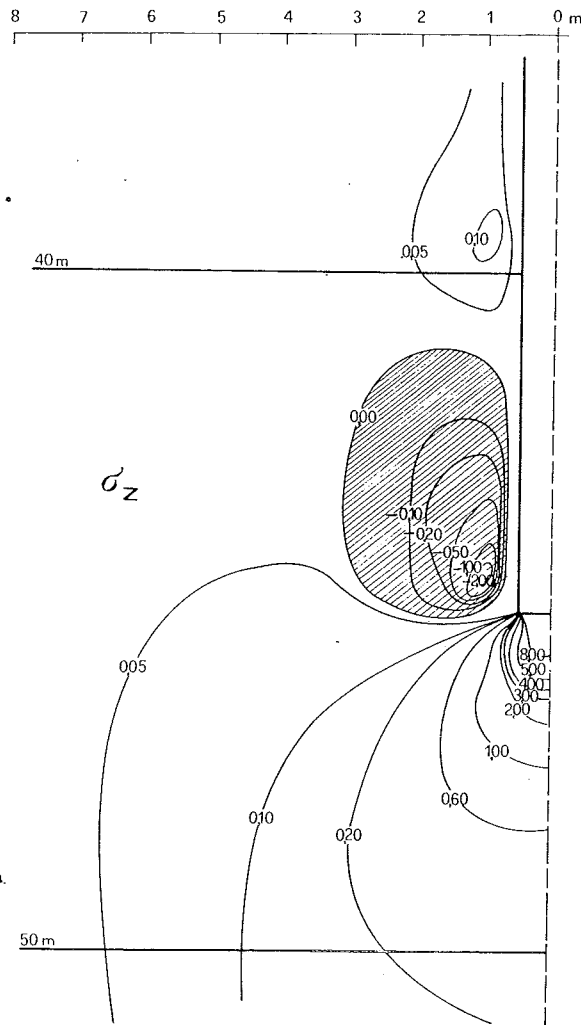
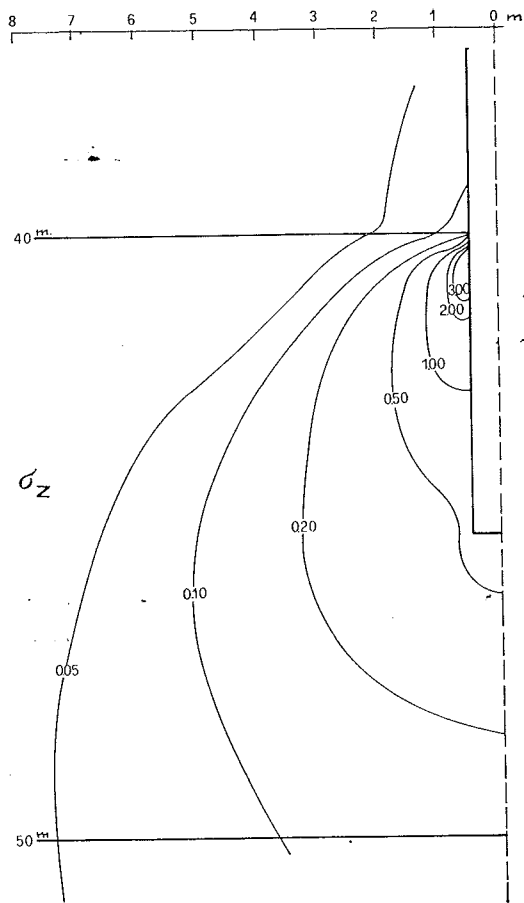


Fig. 12. - Sforzi verticali (in kg/cm²) intorno alla punta del palo « appoggiato »: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

mento del terreno è di circa 15 mm ed appare quindi come il terreno compreso tra i pali sia in pratica trascinato solidalmente dai pali circostanti. Si possono fare perciò due considerazioni. La prima è che gli sforzi di taglio nella zona di terreno circoscritta dai pali diminuiscono notevolmente rispetto al caso del palo singolo. Infatti il contributo dei quattro pali allo sforzo di taglio in questa zona è ovviamente di segno opposto per cui la sollecitazione risultante diminuisce nel suo complesso. La seconda è che la messa in opera di un quinto palo al centro del quadrilatero formato dagli altri quattro pali risulterebbe praticamente inutile nel caso che la piastra di collegamento della testa dei pali si potesse considerare come rigida. Dato il piccolo valore dello spostamento relativo tra testa dei pali e centro del quadrato da loro formato un palo centrale assorbirebbe solo il carico necessario ad annullare tale spostamento relativo cioè un carico molto minore di quello operante sugli altri pali. Gli sforzi verticali di compressione σ_z si sommano

invece direttamente per cui all'interno del gruppo dei quattro pali il valore di σ_z aumenta rispetto al caso del palo singolo.

La figura 16 mostra la relativa distribuzione di σ_z lungo una sezione secondo il lato ed una sezione secondo la diagonale per la prima situazione, nel caso (1).

Come si vede, rispetto al palo singolo, i valori degli sforzi massimi immediatamente sotto il palo rimangono pressoché invariati e ciò in quanto l'effetto degli altri pali a quella distanza si sente poco; si riscontra invece un notevole aumento di σ_z nella zona compresa tra i pali dove la pressione verticale rimane su valori elevati lungo tutto il lato e la diagonale. La zona di trazione vicino alla punta del palo è invece ridotta e la trazione massima assume valori piuttosto bassi.

Del tutto analoga è la distribuzione della σ_z nel caso (2) di cui non si riporta il diagramma per brevità. La figura 17 mostra il diagramma dei cedimenti per la seconda situazione; anche qui il cedimento alla testa dei pali aumenta rispetto

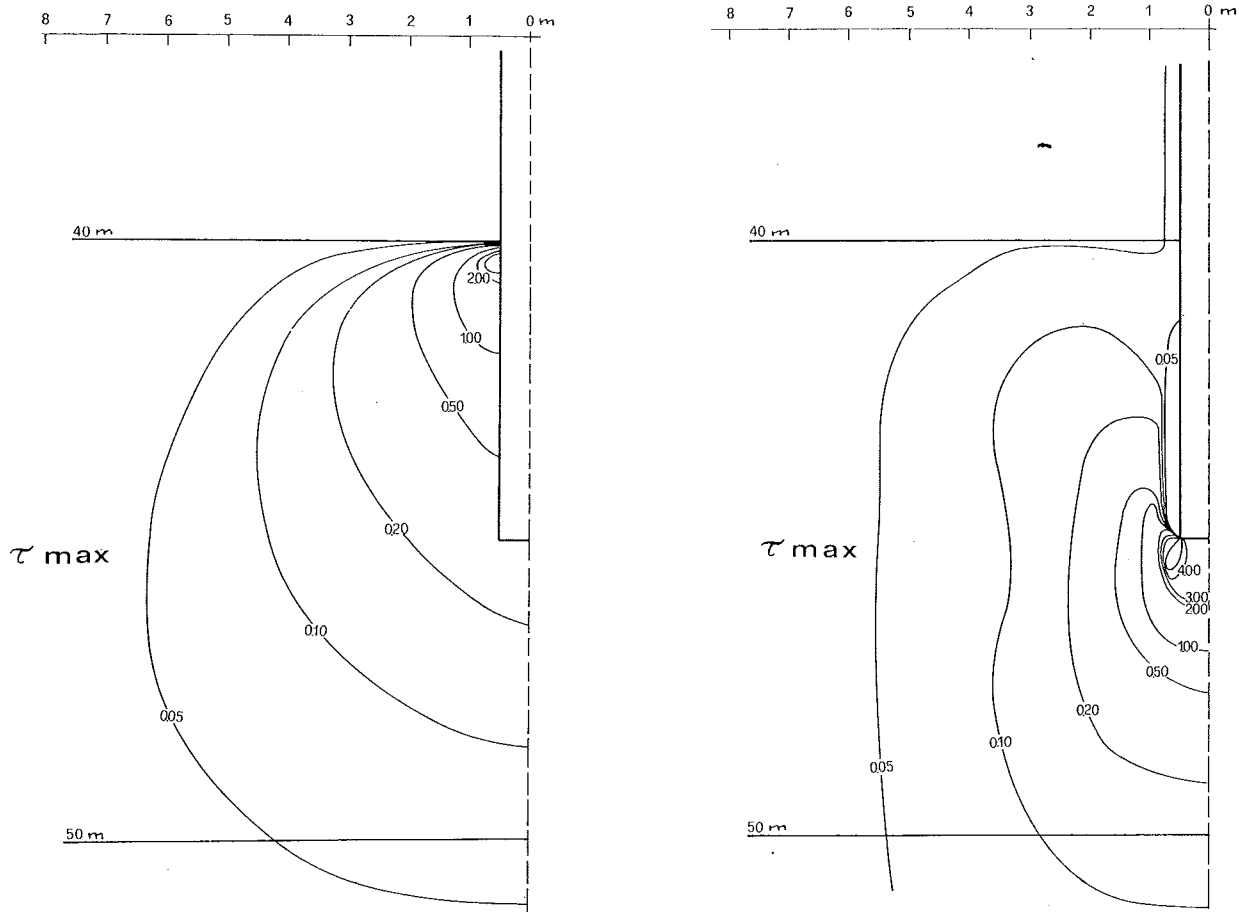


Fig. 13. - Sforzi di taglio massimo (in kg/cm^2) intorno alla punta del palo « appoggiato »: a) senza terreno rimaneggiato; b) con terreno rimaneggiato.

al palo singolo e passa da 10 a 14 mm nel caso (1) e da 12 a 16 mm nel caso (2) ed è ancora di 13 mm nella mezzeria sia del lato che della diagonale confermando quindi le osservazioni dettate dalla prima situazione. Il diagramma delle σ_z è riportato in fig. 18 per il caso (1). L'aumento delle pressioni verticali nella zona circoscritta dai pali è anche qui evidente insieme ad un allargamento della zona sollecitata con una σ_z superiore a $0.30 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

Passando alla terza situazione è evidente che i cedimenti delle teste dei pali non differiscono da quelli del palo singolo dato che i cedimenti del terreno sotto la punta dei quattro pali sono praticamente nulli. I cedimenti del terreno intorno al gruppo dei pali seguono però lo stesso andamento delle altre due situazioni.

Le figg. 19 e 20 mostrano il diagramma degli sforzi di compressione verticale nel caso (1) e nel caso (2) rispettivamente. Non vi è molto da aggiungere alle considerazioni svolte per le altre due situazioni ma si può notare che nel caso (1) la σ_z è superiore a $1.00 \text{ kg}/\text{cm}^2$ in tutta la zona

all'interno dei pali e che nel caso (2) la zona di trazione si allarga egualmente e si estende da palo a palo, anche se con valori non molto alti.

Conclusioni.

Dall'analisi dei risultati presentati precedentemente si possono trarre le seguenti conclusioni generali, alcune già note, valide naturalmente in campo elastico.

1) Le sollecitazioni nel terreno sia di taglio che di compressione verticale diminuiscono rapidamente con la distanza dal palo ed assumono valori trascurabili a distanza di circa 3 diametri dal palo.

2) L'esistenza di un anello di materiale rimaneggiato intorno ad un palo dovuto alle modalità di esecuzione del palo stesso, modifica considerevolmente la distribuzione delle sollecitazioni trasferendo i valori massimi, sia del taglio che delle compressioni verticali, nella zona al di

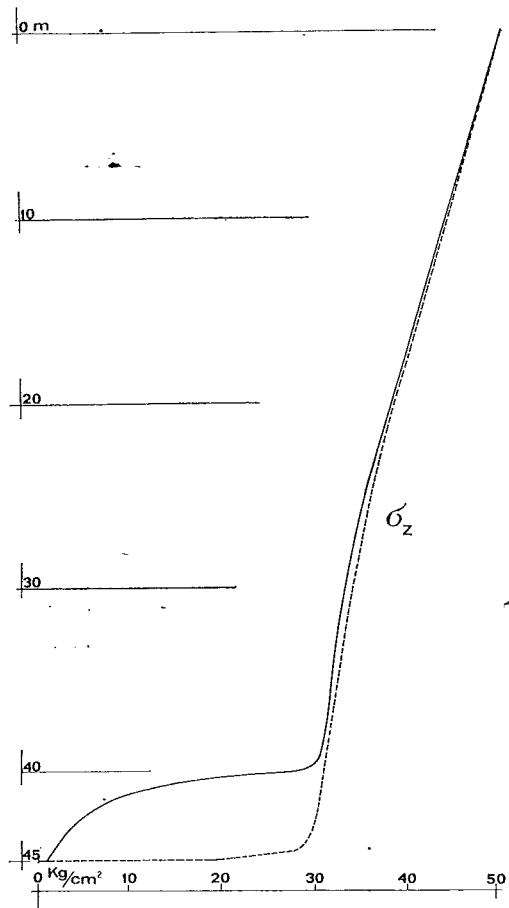


Fig. 14. - Diagrammi degli sforzi verticali di compressione all'interno del palo « appoggiato ». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

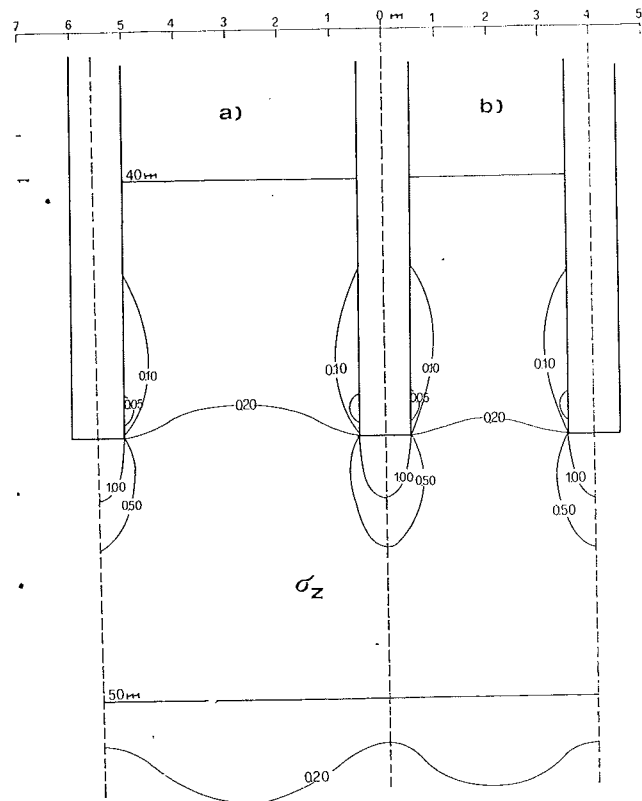


Fig. 16. - Sforzi verticali (in kg/cm²) in una sezione: a) diagonale; b) laterale. Pali « sospesi », senza terreno rimaneggiato.

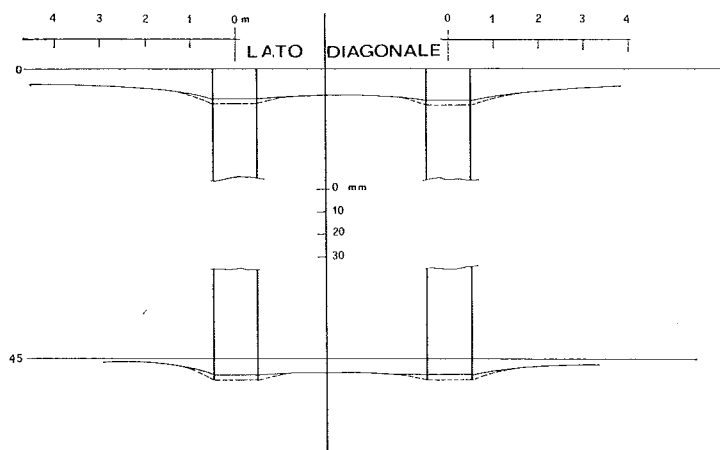


Fig. 15. - Cedimenti lungo la diagonale e lungo il lato del gruppo di quattro pali « sospesi ». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

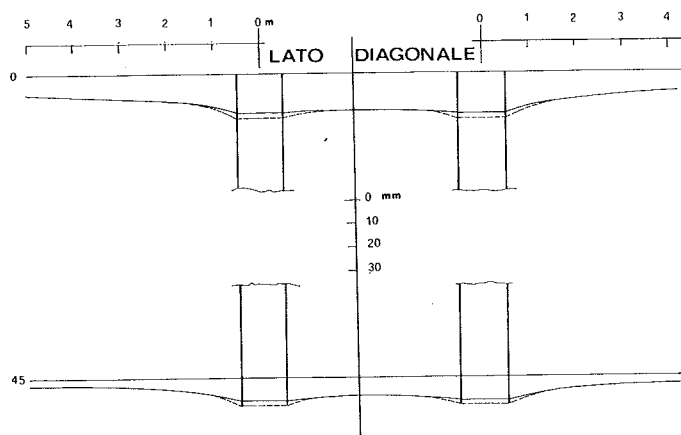


Fig. 17. - Cedimenti lungo la diagonale e lungo il lato del gruppo di quattro pali « intermedi ». Linea continua: senza terreno rimaneggiato; linea tratteggiata: con terreno rimaneggiato.

sotto della punta del palo e provocando altresì un aumento dei cedimenti alla testa del palo.

3) La presenza di strati di materiale più rigido insieme a strati di minore rigidità fa sì che

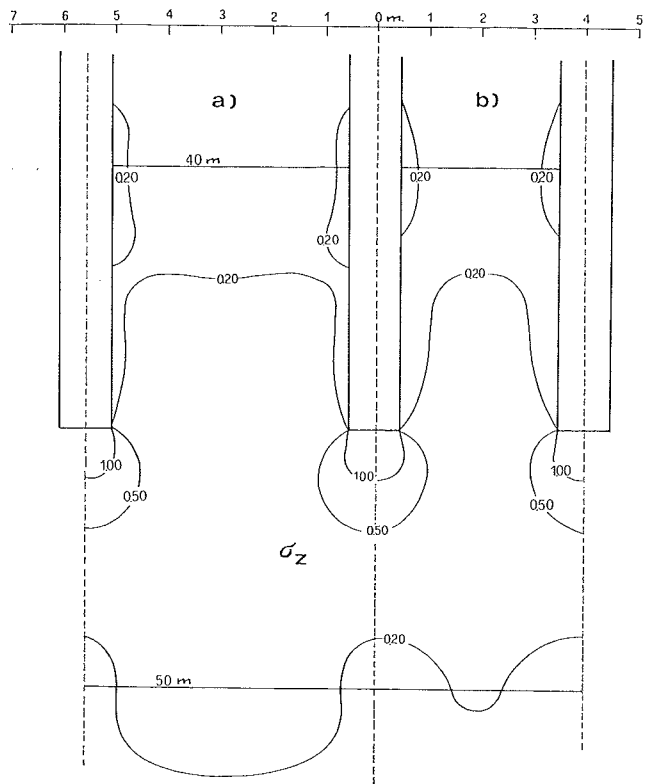


Fig. 18. - Sforzi verticali (in kg/cm²) in una sezione: a) diagonale; b) laterale. Pali « intermedi », senza terreno rimaneggiato.

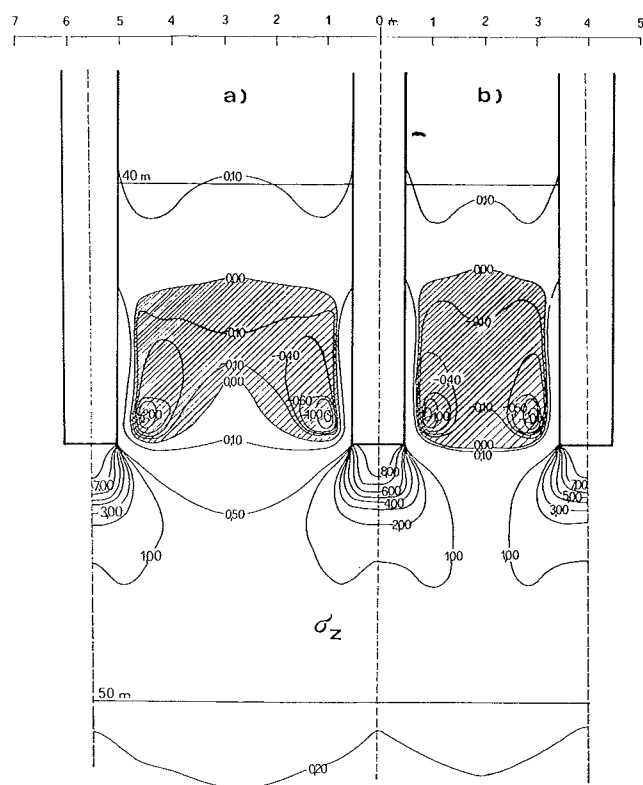


Fig. 20. - Sforzi verticali (in kg/cm²) in una sezione: a) diagonale; b) laterale. Pali « appoggiati », con terreno rimaneggiato.

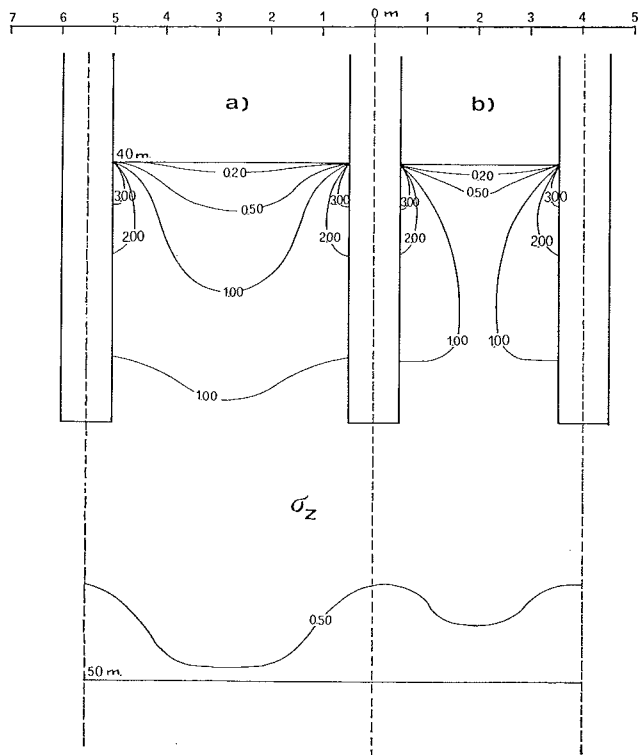


Fig. 19. - Sforzi verticali (in kg/cm²) in una sezione: a) diagonale; b) laterale. Pali « appoggiati », senza terreno rimaneggiato.

il carico sia assorbito in maggiore misura dagli strati più rigidi e che diminuiscano notevolmente le sollecitazioni nei materiali meno rigidi. L'andamento delle pressioni nel palo rispecchia fedelmente tale comportamento.

4) Nel terreno intorno al palo si possono trovare zone di trazione, riscontrate anche da ELLISON *et al.* [1971], che influiscono sulla distribuzione e sui valori delle sovrappressioni neutre.

5) I cedimenti di un gruppo di quattro pali sono molto maggiori di quelli del palo singolo. La zona di terreno compreso tra i pali si deforma solidalmente con i pali che lo circondano rendendo praticamente inutile l'inserimento di ulteriori pali centrali. Le sollecitazioni di taglio massimo diminuiscono nella zona compresa tra i pali e rimangono invariate all'esterno; gli sforzi verticali di compressione aumentano in media considerevolmente anche se non superano i valori massimi dovuti ad un singolo palo.

6) Il metodo degli elementi finiti può essere usato efficacemente per determinare i cedimenti e le sollecitazioni dovute ai pali di fondazione e può essere utilizzato quindi sia per il progetto che per la verifica di tali strutture. Anche se qui

è stato trattato soltanto il caso di terreni isotropi e linearmente elastici è possibile estendere il metodo a materiali di caratteristiche meccaniche non linearmente elastiche o anisotropi senza grandi difficoltà. E' anche possibile considerare carichi orizzontali o comunque eccentrici.

BIBLIOGRAFIA

BERARDI G. (1971) - *Applicazione dei moderni procedimenti e mezzi di calcolo alla risoluzione di problemi geotecnici*. Rivista Italiana di Geotecnica, Gennaio, p. 63.
 ELLISON R. D., D'APPOLONIA E., THIERS G. R. (1971) - *Load-*

deformation mechanism for bored piles. ASCE, vol. 97, SM4, Aprile, p. 661.

FANELLI M. (1970) - *Tecniche per elementi finiti nella meccanica dei solidi*. Rivista Italiana di Geotecnica, Luglio, p. 163.

VESIC A. S. (1967) - *Ultimate loads and settlements of deep foundations in sands*. Proc. Symposium on bearing capacity and settlement of foundations, Duke University, Durham, N.C., p. 53.

solids. J. AIAA, v. 3, Dicembre, p. 2269.

ZIENKIEWICZ O. C., CHEUNG Y. K. (1967) - *The finite element method in structural and continuum mechanics*. McGraw - Hill, London.

WILSON E. L. (1965) - *Structural analysis of axisymmetric*

S U M M A R Y

Finite elements analysis of stress and displacements induced by foundation piles.

Vertical displacements, vertical stresses and maximum shear stresses distribution in the soil due to a large diameter bored pile have been determined using the finite element method.

Three situations have been considered: a «friction» pile, an «end-bearing» pile, and an intermediate case. The existence of a small ring of deteriorated soil around the pile, due to the boring, has been taken into account.

Using the stress superposition principle, valid in the linearly elastic field, the case of a group of four piles of large diameter has also been studied.

In all cases the soil has been considered weightless. The pile is 40 m long and its diameter is 1 m. The applied load is 400 t.

From the analysis of the results obtained the following conclusions can be drawn.

Both vertical stresses and maximum shear stresses in the soil decrease very rapidly with the distance from

the pile and become negligible at about three diameters from the pile (see figg. 4, 5, 8, 9, 12, and 13).

The existence of a ring of deteriorated soil around the pile changes considerably the stress distribution (compare, for example, fig. 4 a with 4 b and fig. 8 a with 8 b), and increases the vertical displacements at the surface (see figg. 3, 7, and 11).

The distribution of vertical stresses along the interior of the pile reflects the nature of the adjacent soil (see figg. 6, 10, and 14).

Zones of traction (negative σ_v) have been found in the area around the bottom of the «friction pile and in all the other cases when the deteriorated ring is considered (see figg. 4, 8 b, and 12 b).

The displacements of a group of piles are higher than those of a single pile in the same soil; the portion of soil inside the piles perimeter yields jointly with them (see figg. 15 and 17).

Shear stresses in the zone inside the piles perimeter decrease since the contributions of the four piles have opposite sign but the vertical stresses increase (see figg. 16, 18, and 19).