

Qualificazioni meccano-elettriche dei gruppi di pali di fondazione (*)

(Mechano-electrical qualifications of the foundation-piles groups).

A. BELLUIGI

Ricevuto 11 Luglio 1967

RIASSUNTO. --- La presente nota completa quella del 1965: « Sui pali sospesi elettrici », Bollettino Ufficiale dell'A.N.A.S. n. 678. Si perviene qui a qualificazioni meccano-elettriche dei gruppi di pali di fondazione.

Spesso i numerosi pali, realizzati con i metodi tradizionali (pozzi tubolari a riempimento di calcestruzzo), non presentano sufficiente resistenza, specie là dove il sottosuolo è costituito da terreno cedevole o melmoso, in località litoranee, paleogolfi, ed altro.

Le opere palificanti di sostentamento, possono iniziarsi con « pali sottili » con anima metallica, ad alta manovrabilità perciò, e completarsi poi con interventi elettrogeocinetici di varia natura, incrementandosi il diametro (apparente), in modo continuo (per tutto il fusto) o no (a seconda le necessità reali). Si apre una nuova era con l'avvento della palificazione meccanoelettrica.

SUMMARY. --- The present study completes this one published in the 1965 "About the electric suspended piles" (Bollettino Ufficiale ANAS n° 678): the author makes some mechano-electrical qualifications of the foundation piles.

Often the foundation piles carried out using the traditional methods (as tubular shafts concrete filled) don't show enough strength particularly where the subsoil is constituted of sinking or muddy ground, in littoral regions, palaeogulfs, etc.

The supporting piling can be started using « slender piles » (metallic piles with a metallic core) being therefore easy to handle and which can be completed using different electrogeotechnic methods, increasing the (apparent) diameter in continuous or not continuous way (for all the trunk) in connection with the real needs.

Indeed, with the use of the mechano-electric piling it is beginning a new era in the building industry.

(*) Completamento della Memoria « Sui Pali sospesi elettroaciculari », A.N.A.S. Roma 1965.

Le opere palificanti, di sostentamento, rafforzamento, stabilizzazione, nelle loro varie modalità applicative (stabili, gettate, armate metalliche), possono inserirsi ovunque, in seno alle stesse strutture da sottofondare (attraversandole o no, a « *slim hole* » [Fig. 1]), sollecitate in relazione alle loro resistenze di schiacciamento, trazione, pressoflessione, taglio, reagendo esse per portanza di base o reazione di fondo, per attriti parietali, o per entrambe queste cause variamente incidenti.

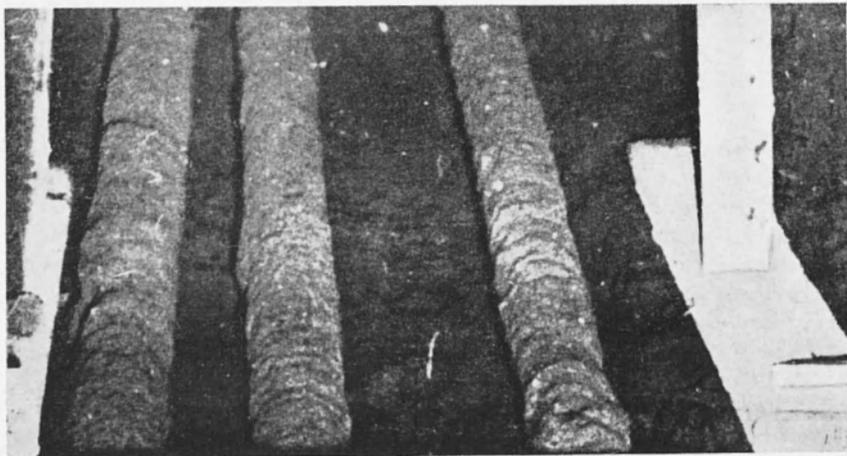


Fig. 1 - Pali sottili (*slim-hole*) trivellati per sottofondazioni.

La pressione, al contatto delle asperità, nei pali gettati può essere elevatissima, causa le minime superfici di aderenza attiva. Pertanto può accadere che le pressioni di contatto superando il limite di resistenza determinano un flusso plastico, fino a che si uguagli alla pressione limite (« geosaldature »). Nella teoria dell'aderenza l'attrito deriva dai tagli, microtagli, (abrasioni), più soleature, ed è quest'ultimo fattore il preponderante, riconducendoci alle « geosaldature ».

I pali stabili, gettati o sospesi, misti, richiedono, per essere introdotti nei suoli, un'adeguata energia di infissione, tramite idonei utensili perforanti, di potenza media specifica in genere di qualche diecina watt/cm². Il lavoro traslorotatorio di rottura, penetrazione, dall'alto verso il basso, per strisciamento, rotolamento, che si svolge in questa operazione (percussiva, abrasiva, tagliente, a seconda forma, diametro, peso, velocità, impatto dell'utensile), dipenderà altresì dalla coppia specifica resistente, in parte assorbita per resistenze passive nell'avanzamento della batteria (frantumazione della roccia, attriti

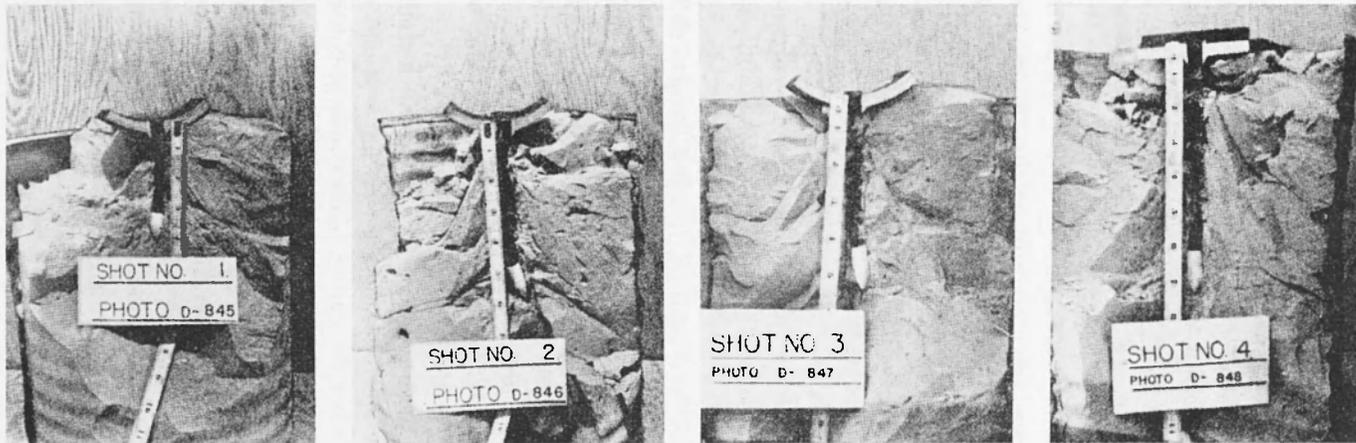


Fig. 2 - Turbative dirompenti per penetrazioni d'impatto in terreni rigidi, compatti.

Fori d'impatto, ad alto assorbimento d'energia meccanica infissiva,
e risentimenti perturbativi nelle rocce rigide attraversate.

cinetici vari, di parete, di fondo, interni), in parte spesa per attivazione di neogeostati coattivo-deformativi, in prossimità del foro, (Fig. 2).

Cosifatti pali comportano notoriamente « carichi ammissibili di sicurezza », in relazione alla consistenza del terreno, geopressione di riposo (*at rest*), alle tensioni e pressioni provocate da carichi addizionali (statici o in moto), ammesso che gli sforzi indotti della perforazione non provochino, per loro conto dannosi assestamenti: (v. Fig. 2): strappi, rotture, tagli, rifluimenti.

Per suoli uniformi si dispongono di utili « diagrammi del carico ammissibile », in funzione dell'angolo di attrito interno del suolo della coesione (indici pilota questi — parametri variabili le famiglie di curve: rapporto sezione-lunghezza statica, coefficienti di forma).

Le formule dinamiche che si conoscono si identificano con quelle statiche per le rocce incoerenti e granuli scorrevoli, per quelle coerenti si deve tener conto in più delle condizioni provocate dall'acqua tellurica dei pori sotto tensione.

Tale bifasicità, specie nei processi con urto e pressione relative, mentre accresce la resistenza di punta dei pali stabili, a reazione di vincolo, riduce invece, lubrificando, l'attrito laterale (« pali galleggianti »), alterando completamente il quadro statico della resistenza geomeccanica neutra.

Le formule statiche constano di parte riguardante la resistenza di base, di parte riferentesi alla resistenza per attrito laterale, entrambe includenti i suricordati « indici pilota », in più la pressione idrostatica e georesistenze risultando notoriamente proporzionali al prodotto della lunghezza per il quadrato della sezione retta del palo, moltiplicatori i coefficienti di attrito e di forma.

Sono corre'azioni analitiche queste, oltrechè fortemente condizionate da presupposti schematici, ipotetici, più o meno approssimati in sostanza solo orientativi, dovendosi tener conto al contrario di complesse, concrete situazioni.

Con le formule statiche per suoli uniformi, adattabili a strati orizzontali omogenei, si può risalire in ogni modo ad un « *safe bearing soil* », in funzione dell'entità e distribuzione delle sollecitazioni, purchè desunte da idonee investigazioni « in situ ». Si può anche passare a un meno empirico dimensionamento dei pali, loro inclinazioni, raggruppamenti inerziali, sia a finalità più specificatamente portanti, che a finalità distributive di sforzi, con discriminabili assorbimenti di questi, con agevoli sviluppi teoretici.

Considerando n pali, verticali o no, parzialmente infissi, su terreno da costruzione, collegati in testata a travate solidali (impalcati orizzontali o verticali, ossature rigide), essi si qualificano nel miglior modo possibile, nelle loro consistenze funzionali portanti e distributive di carico, a fine di realizzare le più alte prestazioni con minimi dimensionali e di sicurezza (v. Fig. 8).

La reazione portante \vec{R} di cosiffatti pali, spinti parzialmente nel suolo, soggetti a un carico \vec{P} , si manifesta a seconda la consistenza relativa percentuale del binomio terreno-fluidi tellurici e in linea di massima si scrive:

$$\vec{R} = -\vec{P} = \Sigma \Delta A (p \cdot f + c) = \Sigma \Delta A \cdot \left[\left(\frac{P}{n} \pm \frac{M \cdot r}{I} \right) + c \right], \quad [1]$$

dove il carico singolo:

$$p = \left(\frac{p}{n} \pm \frac{M r}{I} \right), \text{ con:}$$

n numero dei pali, A sezione attiva trasversale dei fusti portanti, M momento meccanico applicato, I momento d'inerzia del gruppo rispetto all'asse passante per il suo centro di gravità (c.d.g.) e perpendicolare al piano di rotazione, r distanza del centro di gravità di tale gruppo dall'elemento paliforme in esame, c coesività, f coefficiente d'attrito. In realtà gli attriti di discontinuità, lungo gli avanzamenti, appaiono variabilissimi, a bulbi di pressione terminali o laterali deformati, legati alla litomorfotettonica, alle geotensioni, alle degradazioni energetiche del mezzo, causa pre e post-fratture (statiche e dinamiche), con ampiezze quest'ultime proporzionali ad un esponente frazionario del modulo elastico del terreno, (modulo E da cui dipendono il « buckling » \sqrt{EI} , con I momento d'inerzia baricentrico, la compattezza elastica pl/AE , la lunghezza elastica proporzionale ad altro radicale di $E I$, diviso per il diametro del fusto).

Determinante agli effetti della resistenza meccanica, deformazioni, spostamenti relativi del terreno percorso e attraversato, è la pressione d'acqua nei pori, sia naturale o preesistente, esaltata durante e post processo.

Forzando il palo nel terreno, l'energia di infissione è notevole e variabile, e il lavoro di penetrazione richiesto in parte sarà assorbito

per resistenze varie passive, in parte speso per la formazione di deformati o neogeostati coattivi.

A seconda le accelerazioni impresse nel mezzo terroso: verticali, laterali, angolari, scuotimenti relativi, vibrazioni, (le leggi delle vibrazioni smorzate di opere iperstatiche non sono ancora sufficientemente note), in terreni normali, omogenei e no, spingenti, gonfianti, si alterano (profondamente o no) le geotensioni naturali, i «pregeostati» o gli equilibri preesistenti. Una montmorillonite compressa, sottoposta ad idratazione, può sviluppare pressioni di rigonfiamento fino a 200 atm., diffuse per ampi tratti; i «coefficienti di spinta attiva» delle argille compatte (sullo 0,5 in media), possono perfino raddoppiarsi in rocce ad alto indice di rigonfiamento o di contrazione per geostati deidratati.

Cosifatte opere comportano perciò «carichi ammissibili» di sicurezza in relazione alle consistenze tecniche del terreno interessato, inomogeneità e anisotropie preesistenti o indotte, con assestamenti, igroscopicità, tutti elementi di notevole incidenza da riesumere attentamente per risalire alle possibili influenze specifiche. Tali elementi vengono invece spesso omessi, forse perchè ritenuti incidentali, mentre sono di alto apporto l'umidità tellurica, le erosioni, le subsidenze per interstrati macroporosi, variazioni di livello freatico, disuniformi carichi e compressibilità, ripetuti o no, rigonfiamenti e ritiri, effetti dinamici e termici: «endurances» finali.

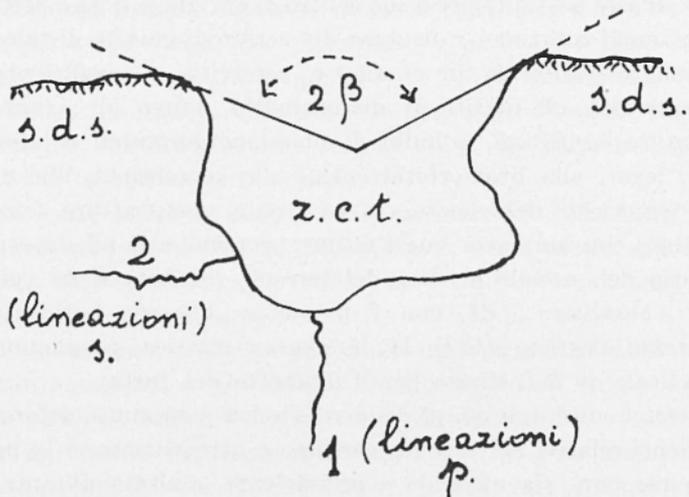


Fig. 3 - Schema: Influenza d'impatto a cuneo (2β):
 z.c.t. (zona compressione triassiale) — s.d.s. (superficie del suolo)
 1-2 (lineazioni fessurative).

La palificazione meccanica altera in fase operativa e post, le strutture terrose laterali e fondali, sia pure post-sistemazione di testate con travate solidali, ad ossatura rigida, formandosi oltre l'assestamento secondario più o meno pronunciato, lo stato di « fatica » di struttura (*endurance*).

L'alterazione naturalmente apparirà più o meno incisiva, consequenziale a seconda i terreni di tipo « suolo rimosso » oppure « rigido », in cui, per quest'ultimo, l'assorbimento d'impatto lascia spesso fratture, fessurazioni, prevalentemente in piani perpendicolari alla minore tensione principale del mezzo.

La fenomenologia piezoinfissiva comporta s'è detto, reazioni, strappi, deformazioni, a partire dalla superficie del suolo, procedendo poi in profondità (vedi Fig. 3).

In Fig. 4, in seguito all'avvento del cuneo dirompente, s'avverte, all'inizio del processo, una zona insorgente « *stressed* », a compressione triassiale, cedimenti a reticolazione, lineazioni, primarie o longitudinali, secondarie o ramificate, predominando le prima in una costellazione di sforzi attivati come da Figg. 3-4.

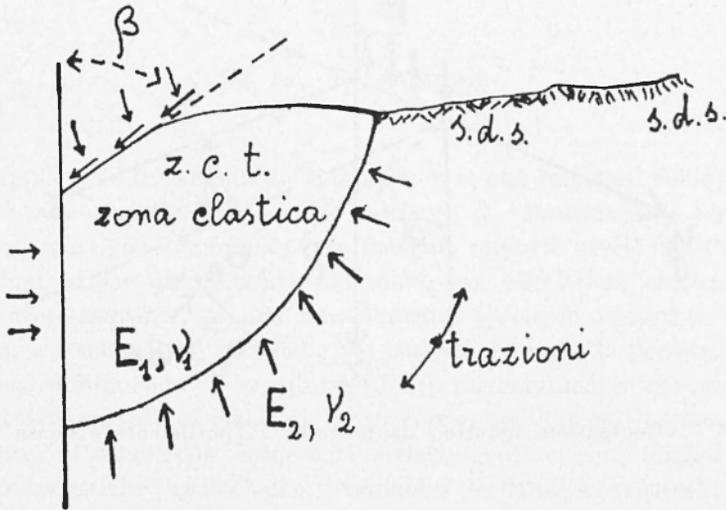


Fig. 4 - Impatto cuneiforme.

Sbancamento cuneiforme e sollecitazioni provocate nel suolo.

Traccia piano verticale di simmetria del geostato.

E mod. Young; ν coeff. Poisson.

Nella Fig. 4 si nota la traccia del piano di simmetria assiale, il semiangolo β di apertura nel terreno per forzamento di utensile (cuneo), la distribuzione delle tensioni indotte, con traccia di deformazioni tangenziali nel mezzo. La persistente spinta penetrometrica continua o a sbalzi della batteria, altera — nei valori fisici stereometrici — la compagine terrosa, dapprima lungo un'area o striscia d'influenza a giorno (vedi Fig. 5) — alterazione localizzata che si ripercuote poi in qualsiasi piano come (R, α) —. Le tensioni e relative deformazioni radiali, tangenziali, di taglio, tenendo conto appunto di tale ampiezza di percossa a data spaziatura h , risultano:

$$\sigma_R = \frac{2 P (\cos \alpha)}{\pi h \left(\frac{R}{R} \right)}, \quad \varepsilon_R = \frac{\sigma_R}{E}; \quad \sigma_\alpha = 0, \quad \varepsilon_\alpha = -2 \nu \frac{P (\cos \alpha)}{\pi h E \left(\frac{R}{R} \right)},$$

$$\tau_{R\alpha} = 0,$$

con E moduli elastici e ν coefficienti di Poisson delle terre battute.

In Fig. 5, il piano di riferimento (xy) coincide con la superficie del suolo supposta orizzontale.

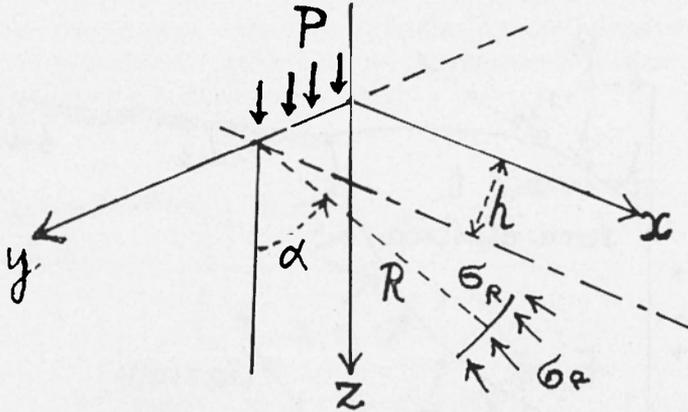


Fig. 5 — « Geotensioni indotte » da percossa P , [persistente e densa (P/h)].

Note le grandezze $P(h)$, E , ν , α , gli sforzi indotti nel terreno dal carico P , σ_R , σ_α , τ , e le relative deformazioni ε_R , ε_α , saranno dati dalle precedenti formule [2] valevoli in prima approssimazione.

Per i limiti di cedevolezza o di rottura (valori predeterminanti per un collocamento razionale dei pali), si pronuncia invece, relativo alla parte interrata dell'infisso, un tronco di cono « failure », di altezza

h (profondità collocativa), base $2r$, generatrice l , svasato in alto, a $(180^\circ - \psi)$ con l'angolo ψ di sfasamento supplementare: (v. Fig. 6a).

La spaccatura d'incuneamento, quindi le forze F orizzonta'i, simmetriche in senso opposto, in alto dello svasamento (v. Fig. 3), in funzione dell'entità di percossa, tale da creare « *creeps* » longitudinali, causano momenti flettenti (v. diagrammi di spinta passiva fino ad una certa profondità penetrometrica, seguita poi da attenuata spinta attiva).

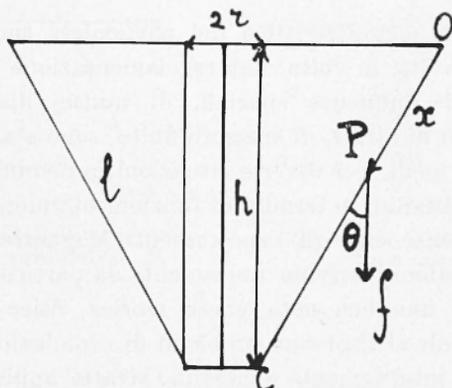


Fig. 6a - Cono « failing ».

Applicando il teorema del Castigliano, si può calcolare l'energia di deformazione, pari a $F^2 \cdot L^3 / 6 EI$, causante il « frantumato » terroso, inerte, areattivo. L'affondamento del palo importa perciò, tra l'altro, una diminuzione di resistenza del suolo, con « lineazioni cicatriziali » non autorestaurabili, se non parzialmente, specie in terreni a bassa inerzia, e tendenti al plastico. Né basterà limitare le perdite energetiche, diminuendo F e quindi L : il miglioramento dei volumi terrosi dennergizzati (a meno di « *redriving* » nei terreni permeabili), si potrà ottenere con interventi « elettrogeocinetici », migliorando le caratteristiche geotecniche, risanando le labilità createsi, « rilassazioni », rotture, « rifluimenti », « indentazioni », le tendenze disgregative, proprie delle degradazioni energetiche nei processi di rottura.

Volendo tener conto dell'angolo φ d'attrito interno, detto a il raggio d'apertura, b la distanza radiale dai confini della « zona elastica », la pressione p_r , ai limiti del cerchio a , in un campo uni-

forme di tensione orizzontale, con σ_x tensione principale, è data da:

$$p_i = \sigma_x (1 - \operatorname{sen} \varphi) \left(\frac{a}{b}\right)^{a-1}; \quad a = \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi)}{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}. \quad [2']$$

La tensione σ_p indotta dal palo immerso, ai limiti della superficie laterale del cono in $P(x)$, con origine delle coordinate in 0, è così valutabile:

$$\sigma_p = \sigma_c (x/l)^n \Delta x, \quad [2'']$$

dove l'esponente n è caratteristico del particolare suolo, da determinarsi perciò di volta in volta: una regolamentazione questa dei valori di portanza, dell'influenze spaziali, di mutue distanze interpalo.

Deformazioni di strati, di spessore finito, sono state rigorosamente calcolate in vari modi, per diverse situazioni, a cominciare dal Kelvin, e poi da Malan, Mindlin, in termini di funzioni biarmoniche ($\Delta \Delta \phi = 0$). Introdotti di recente sono gli « spostamenti Maguerre », in modo che sforzi e deformazioni derivino unicamente da particolari funzioni ϕ (è questa del resto una ben nota prassi teorica fisico-matematica) (*).

In modo simile si risolvono problemi di « fondazione multistrato », con forze agenti internamente a ciascuno strato, applicazioni pertanto estensibili ai pali di sostentamento. Potranno ora utilizzarsi le « tabelle di Geddes » — apparse in *Géotechnique* 1966 n. 3, — derivate pure dalle formule di Mindlin, definenti sforzi in suoli di fondazione dovuti a carico verticale in un mezzo semillimitato, omogeneo, isotropo, elastico (conforme alla legge di Hooke).

I quattro coefficienti di tensione, adimensionali, sono esplicitabili dalle formule seguenti:

$$\begin{aligned} k_{zz_i} &= f_{z_i}(n, m, \nu, \alpha, \beta), & k_{rr_i} &= f_{r_i}(n, m, \nu, \alpha, \beta), \\ k_{\theta\theta_i} &= f_{\theta_i}(n, m, \nu, \alpha, \beta), & k_{rz_i} &= f_{rz_i}(n, m, \nu, \alpha, \beta), \end{aligned}$$

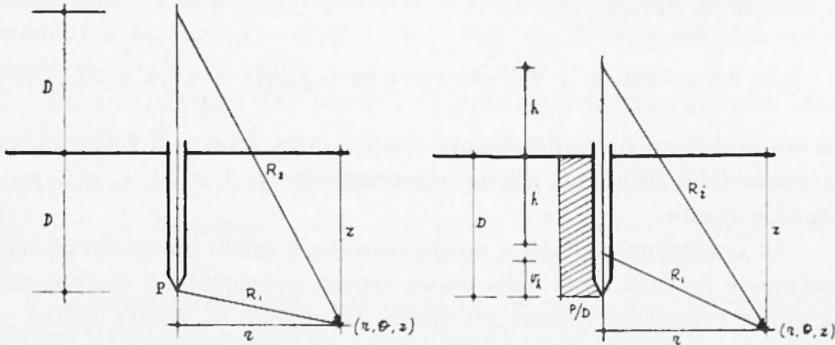
dove $n = r/D$, $m = z/D$, $i = 1, 2, 3$; α, β sono funzioni di n, m , secondo i valori di i .

Moltiplicatore comune è $P/8\pi(1-\nu)$ (ν = coefficiente di Poisson), relativo ai predetti coefficienti per passare ai valori delle sollecitazioni. Incrementandosi ν , entro certi limiti (da roccia « *competent* » a

(*) Le formule di Mindlin permettono di ritrovare, in casi limiti, quelle classiche di Boussinesq e di Lord Kelvin, nonché, per sezioni diverse dei pali, quelle di Fox, o di Caquot.

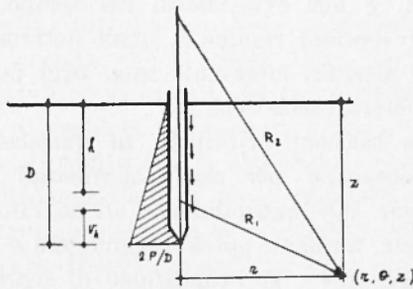
roccia « *incompetent* »), si hanno variazioni di segno (+ tensione dilatazionale, — tensione compressiva), tabulate dal Geddes.

Naturalmente k_{zz} si riferisce alla tensione verticale, k_{rr} all'orizzontale, $k_{\theta\theta}$ alla circonferenziale, k_{rz} a quella di taglio. La esplicitazione delle precedenti formule è omessa, si rimanda al Geddes.



(1) Carico P « Mindling » puntiforme, alla profondità D .

(2) Carico P uniforme, lungo l'asse verticale D .



(3) Carico P variabile, linearmente con D .

Fig. 6b

Tre modalità di carico verticale sono considerati in Geddes: puntiforme ad una certa profondità (caso Mindling), carico totale lungo l'asse verticale di una barra in incremento uniforme, carico totale lungo l'asse verticale variante linearmente con la profondità (Fig. 6b). Le soluzioni date valgono per tutte e quattro le componenti di tensione (verticale, radiale, circonferenziale e di taglio). Particolarmente utili sono le formule degli sforzi dovuti ad attrito uniforme laterale, o anche alla variazione lineare dello « *Skin friction* ». La forza f lungo generatrice del « *cono failure* », in un punto limite P , tenendo conto della precedente espressione [2'] risulta pertanto:

$$df = 2 \pi [(l - x) \cos \psi + r] \sigma_c \left(\frac{x}{l}\right)^n dx, \quad [3]$$

con componente assiale $f \sin(\psi + \theta)$; σ_p, f , grandezze tutte dominate dall'accennato coefficiente delle terre n , a sua volta legato al « cedimento » sotto gli sforzi d'impatto e di spinta penetrativa continua dell'utensile perforante nel mezzo elastoplastico.

Integrando la [3] ($x = 0, = l$), lungo l , la componente assiale f_v assume la forma:

$$f_v = 2 \pi \sigma_c l \sin(\psi + \theta) [l \cos \psi + r(n + 2)] / [(n + 1)(n + 2)], \quad [3']$$

da cui si deduce immediatamente l'entità della « forza di rottura », in funzione delle grandezze fisiche e geometriche $\psi, \theta, r, \sigma_c, n$, e il problema è risolto.

Ad operazioni compiute, nonostante che il solido incuneato giaccia compresso da tutti i lati dalla massa terrosa avvolgente, a componenti di spinta orizzontali (valori intermedi tra quelli di spinta attiva e di spinta passiva), specie inizialmente, le discontinuità operative maggiormente dirompenti non si risaneranno completamente senza ulteriori interventi, e pur evolvendosi nel tempo, permarranno in parte in potenza (« tensioni residue »), quali determinanti potenziali instabilità. Questi ulteriori interventi sono oggi possibili con affiancamenti d'opere elettrogeocinetiche (¹).

Risalendo alle tensioni principali, in qualsiasi punto spaziale adiacente, incrementantesi per cause accidentali il carico esterno (comportandosi come tale naturalmente anche l'infisso), il rapporto valutabile tra queste tensioni, potrà raggiungere e debordare il cosiddetto « limite di Rankine », la « condizione di scorrimento », per cui insorgeranno « aree plastiche », dapprima in corrispondenza degli spigoli di testata di tali opere portanti, seguite da « cedimenti plastici », flessioni pure limitatamente al campo plastico (« flessioni plastiche »).

L'impatto determina così deformazioni residuali operanti (vedi altresì la teoria dinamica della plasticità), e le conseguenze della percussione dovranno essere attentamente precisate, prima di passare ai problemi di « portanza ».

Un procedimento razionale operativo comporta anzitutto il riconoscimento di almeno tre moduli distinti di elasticità E_0, E_1, E_2 , in seguito alla percossa penetrometrica in un mezzo omogeneo elastoplastico. Così la correlazione tra lo sforzo compressivo e relativa deformazione, sia pure lineare, dovrà tener conto di più moduli elastici, e non di uno solo. Al limite elastico lo sforzo $\sigma \rightarrow \sigma_s$, la deformazione $\varepsilon \rightarrow \varepsilon_s$, dove l'indice s indica appunto gli « stati elastici limiti ».

Se $\sigma < \sigma_s$, $\sigma = \sigma_o + \varepsilon E_o$ (ordine di grandezza E_o ad es. ~ 700 atm); se $\sigma > \sigma_s$ allora $\sigma = \sigma_s + E_1 (\varepsilon - \varepsilon_s)$, (dove $E_1 < E_o$, E_1 ad es. circa 200 atm); alla rimozione del carico si ha:

$$\sigma_{\max} > \sigma_s, \sigma = \sigma_{\max} - E_2 (\varepsilon_{\max} - \varepsilon), \text{ (dove } E_2 > 1000 \text{ atm ed } E_2 \geq E_o > E_1).$$

La densità del mezzo, in condizioni di deformazione uniassiale, è data notoriamente da: $\rho = \rho_o / (1 - \varepsilon)$, con ρ_o densità iniziale sotto carico σ_o .

Le tre relazioni che esplicitano $\sigma(\varepsilon)$, si raggruppano sotto una unica forma:

$$\begin{aligned} \sigma &= R_i - A_i^2/\rho, \quad (i = 0, 1, 2); \quad R_o = \sigma_o + E_o, \quad R_1 = \sigma_s + E_1, \\ R_2 &= \sigma_m + E_2 \rho_o/\rho_{\max}. \quad A_i = \sqrt{E_i \rho_i} \quad (\rho_i \text{ è la densità, quando } \sigma = \sigma_r; \rho_2 = \rho_o). \end{aligned} \quad [4]$$

La stessa stratigrafia sedimentaria, sia pure non estremamente differenziata nelle resistenze geomeccaniche dall'alto verso il basso, può contrastare, in vario modo, le spinte orizzontali, tali da renderle variabili a « salti » in profondità, in senso opposto rispetto all'asse dell'infisso, con « salti » talvolta eccessivi, provocanti distorsioni, tagli della colonna, a seconda che si passi, nell'avanzamento, da strati meno a più consistenti, o viceversa. Per tali possibili pericolosi eventi urge il problema di regolare o manovrare tempestivamente l'incremento differenziale di spinta con la profondità, renderlo adirrompente, eliminare quelle disseminazioni di forze contrastanti aresilienti (che si pronunciano istantaneamente o si sviluppano col tempo), comportando queste, rotture, spezzettamenti dei fusti paliformi, non avvertibili immediatamente alla superficie, o manifestandosi d'un tratto in forma di collasso. Tali problemi non sono certo risolvibili in sede

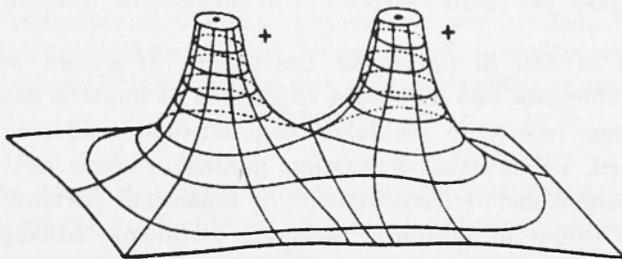


Fig. 7a - Elettropali di rafforzamento ravvicinati.

Linee chiuse orizzontali, circolari, lemniscate, ellissi « equipotenziali (mutuate); linee aperte verticali ortogonali (« linee di corrente » o di flusso migratorio). L'elettromutua influenza non è a carattere alterativo, purché siano rispettate le distanze minime calcolabili.

meccanica, mentre sono agevoli in sede geoelettrica, o, meglio, elettrogeocinetica (2).

In « Pali sospesi elettroaciculari » (*) sono esposte tecniche moderne ormai invalse dei cosiddetti « pali elettrici ». Questi possono apportare tra l'altro, un « insostituibile » carattere di rafforzamento nelle opere palificanti, ferma restando la primitiva consistenza geomeccanica. Con i « pali elettrici » s'instaurano prassi di variabilità di-

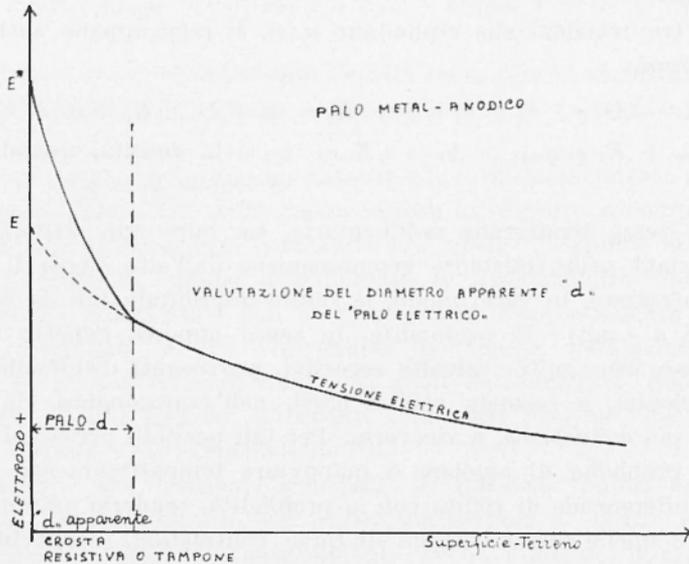


Fig. 7b - Tensione elettrica — distanza radiale sul terreno dall'anodo. Discontinuità delimitante il « tampone resistivo » concentrico all'elettrodo +, (diametro del « palo elettrico ») — Il processo d'elettizzazione può autoannullarsi per l'alta resistività conseguita dal mezzo terroso; può prolungarsi per effetti « coherer », o di conduttività dielettrica.

mensionali in situ di tali infissi (incrementi di sezioni apparenti). Perciò è sufficiente solo un'ideale erogazione di limitata energia elettrica (v. Figg. 7a, b, c). Si realizzano così infissioni e rafforzamenti con pali elettrici, palancolate, diaframmi, puntelli, cassoni elettrici, ampliando, irrobustendo (eletticamente), le espansioni portanti di punta o di base (solidi di portanza espansivi altrimenti irrealizzabili, se non macchinosamente come ad es. i pali Franki), le postazioni di reti, graticci, pali con bulbi di pressione e baricentri inerziali regolabili, a minime tensioni di flessione, autoeliminando linee di cedimento (spirali

(*) ANAS - Bollettino Ufficiale n 678 - Roma, 1965.

logaritmiche circolanti alla base i pali instabili), tutti interventi diversamente difficili o impossibili da realizzare.

Il palo Franki, il palo Simplex ecc. comportano complessi sistemi d'infissione del tubo, nemmeno lontanamente paragonabili con quelli agevoli e semplici dell'elettrogeosmosi. Appoggiato il tubo a terra e fatto un tappo di calcestruzzo alla base, il « Franki » si batte col maglio nell'interno del tubo; il tappo penetra nel terreno e trascina con sé,

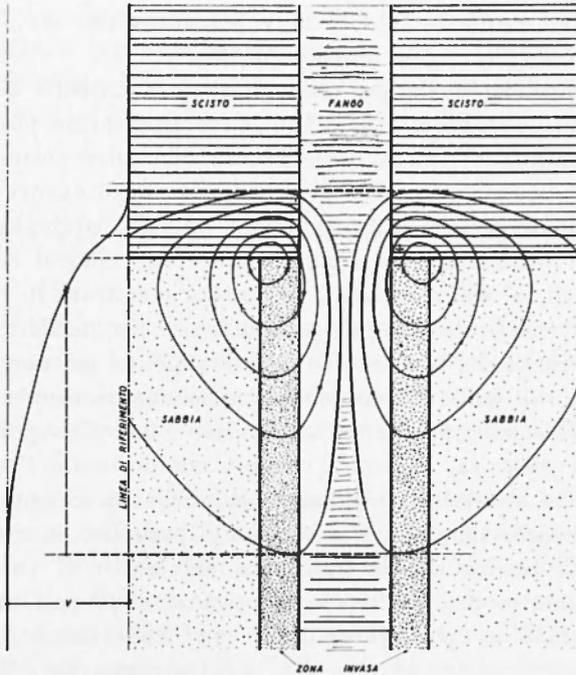


Fig. 7c - Incremento di diametro apparente nei pali trivellati, per azione di autopotenziali elettrici in particolari litocondizioni.

Sono segnate le equipotenziali, e gli ispessimenti di colonna: (zona invasa).

per la forte aderenza, il tubo-forma, sino alla profondità desiderata. Raggiunta questa profondità, si aggancia il tubo per mezzo di funi al battipalo, in modo da impedirne il trascinarsi nelle successive fasi di battitura del beton. Si stacca allora con violenti colpi del maglio il tappo di fondo, e si versa nuovo calcestruzzo per evitare infiltrazioni d'acqua o di terra. L'operazione continua finché il maglio non raggiunge un rifiuto tale da assicurare un sufficiente costi-

pamento del terreno circostante. Si procede allora alla formazione del fusto in modo analogo sollevando il tubo-forma da 20 a 50 cm ogni volta che viene introdotto nuovo calcestruzzo. In questo modo il diametro effettivo del fusto risulta superiore a quello del tubo-forma; il fusto presenta una superficie molto rugosa e caratteristiche sporgenze anulari, che s'incuneano fortemente nel terreno. I tubi-forma usati dalla «Franki» hanno in genere diametri di 35 - 40 - 52 cm, con i quali si ottengono pali con diametro medio di 45 - 50 - 60 cm; sono lunghi in media da 10 a 15 m, e possono essere sia verticali che inclinati, sino ad un angolo massimo di 25°.

L'elettrodeidratazione per aumentare le resistenze al taglio, allentare le idrogeopressioni, appiattare le isidropieziche post-infissione, comporta risultati altrimenti irrealizzabili con altre tecniche. Diamo a tal fine un eloquente «ordine di grandezza» degli eventi perturbanti per idropressione porosa, causa infissione od altro equivalente. In una situazione di terreno umido argilloso subsuperficiale, al centro di un gruppo di pali, al solito collegati in testata con travi in cemento armato controventate da traverse precomprese per insaldare una monoliticità d'impalcata, la pressione iniziale d'acqua nei pori aggirantesi sulle 10 t/mq salì quasi del doppio postinfissione, con eccesso portante di 8 t/mq. Tale sovrappressione indotta non è autoestinguibile rapidamente, né a distanza, né con il tempo, comportando l'assestamento secondario che s'instaura (alta aliquota dell'assestamento primario), lenta decrescenza compressiva a carattere iperbolico, con durata proporzionale al quadrato della lunghezza del tratto di palo interrato (un aspetto non proprio positivo nelle prestazioni dei pali lunghi sottili).

La valutazione delle pressioni dei pori fluido-bifasici (occludenti cioè acqua e aria telluriche), di cui si è fatto cenno fin dall'inizio, variando esse per postspinta iniziale e postconsolidamento poi (come nel processo palificante), è agevole se la filtrazione d'acqua si attua dall'alto verso il basso (problema unidimensionale).

Nelle modalità di strati a pori, che si desaturano nel tempo per sovraccarico (es: un incremento di spessore), l'equazione differenziale di consolidamento, a differenza della classica è di tipo non lineare:

$$\frac{\partial p_p}{\partial t} - \gamma_s \bar{H}(t) = c \frac{\partial^2 p_p}{\partial z^2}, \quad [5]$$

dove z = verticale, p_p = pressione porosa in eccesso sull'idrostatica nel tempo t , γ_s = densità del suolo sommerso in acqua, c = coefficiente di consolidamento, $\bar{H}(t)$ = potenza dello strato consolidante.

La [5] si può scrivere diversamente, esplicitando la geodensità volumetrica γ_1 , l'umidità G , la pressione iniziale p_0 , il peso specifico p_s (densità dello scheletro roccioso), il coefficiente a di compressibilità, e si ha:

$$\left| \frac{1 + a(a, G)}{p_0 + p_p} \right| \left| \frac{\partial p_p}{\partial t} - \gamma_1 H(t) = \frac{c \partial^2 p_p}{\partial z^2} \right. , \quad [6]$$

con $c = k a^{-1} (1 + \varepsilon_m)$, k coefficiente di Darcy, ε_m coefficiente di porosità media, a funzione lineare in G (umidità del terreno).

Tale equazione è integrabile separando le variabili, e nell'intervallo tra $c = 0$ e $c = \infty$, si ottiene la seguente soluzione approssimata:

$$p_p + a l_n (1 + p_p/p_0) = \gamma_1 \left[\int_0^t H(t) dt - z \right] \cdot F(c, t, z) , \quad [6']$$

con le condizioni ai limiti: $F(0, t, z) = 1$, $F(\infty, t, z) = 0$.

Differenziando la [6'] rispetto a t , e successivamente due volte rispetto a z , si arriva infine ad un'equazione in F del 1° ordine di Riccati, con coefficienti indipendenti da z , e il problema si può ritenere risolto.

Con $k = 0$ (impermeabilità), oppure $k = 1 \cdot 10^{-6}$, $\varepsilon_m = 0.8$, $a = 0.016$ cm²/kg, grado di umidità da 1 a 0.99, a 0.95, a 0.90, a 0.85, $p_0 = 1$ atm, coefficiente di solubilità nell'aria 0.0245; ps. 2.7 sovraincidenza 50 m = $H(t)$, la variazione di p_p superiormente allo strato impermeabile ($z = 0$), è data in Fig. 8. L'umidità del suolo dipende in gran misura dalla pressione dei pori che decresce bruscamente come si vede nel profilo, da 0.50 per $G = 1$, a 0.11 per $G = 0.85$.

Perveniamo infine a definire la dimensionalità, la consistenza, il rapporto della parte interrata alla parte a giorno, l'ubicazione dei pali portanti, non a sè stanti, ma in un sistema rigido reticolare simmetrico verticale. Il sistema poggia su palificata verticale a sezione retta uniforme: cioè un sistema piano verticale poggiante su testate di pali allineati complanari nella direzione dell'asse x orizzontale, y verticale, con l'origine del sistema al centro geometrico del riferimento cartesiano (v. Fig. 9).

L'esame ci porta pertanto ad un sistema piano simmetrico (volendo si può risalire agevolmente al tridimensionale), con forze esterne applicate verticali e orizzontali, momenti esterni, i cui versi positivi

coincidono con quelli del predetto riferimento rettangolare (per il verso positivo dei momenti esterni si assume quello del moto delle lancette di un orologio).

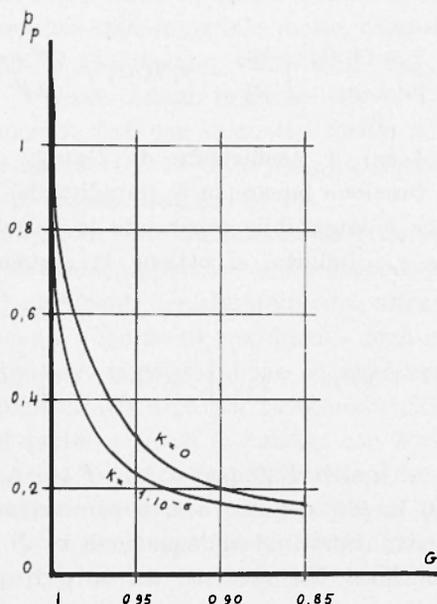


Fig. 8 - Diagrammi pressione d'acqua dei pori p_p — umidità del suolo G ; k permeabilità relativa.

La palificata in oggetto può ritenersi equivalente ad una serie di travi incastrate in basso nel terreno, dove i pali s'infiggono, in alto nei supporti del telaio, testate, allacciate perciò con la fondazione reticolare rigida (v. Figg. 9a, b) tale che alle forze orizzontali agenti non potranno reagire che spostamenti d'insieme (ad un grado di libertà se rotazionali intorno a un centro). In tali pali-travi le eventuali forze applicate al supporto rigido di testata, si manifesteranno di intensità inversamente proporzionali al cubo delle loro lunghezze $L_i = l_i + y_i$, con l_i parte a giorno o emersa sopra la superficie del suolo fino all'impalcato, y_i parte (più o meno) immersa nel terreno, a seconda la sua natura, l'inclinazione della superficie esterna del terreno (piano o collinare), le condizioni di consistenza subsuperficiali.

Considerando la forza orizzontale risultante \vec{H} , coincidente in direzione e verso con l'asse delle x , spirante al centro del sistema (ori-

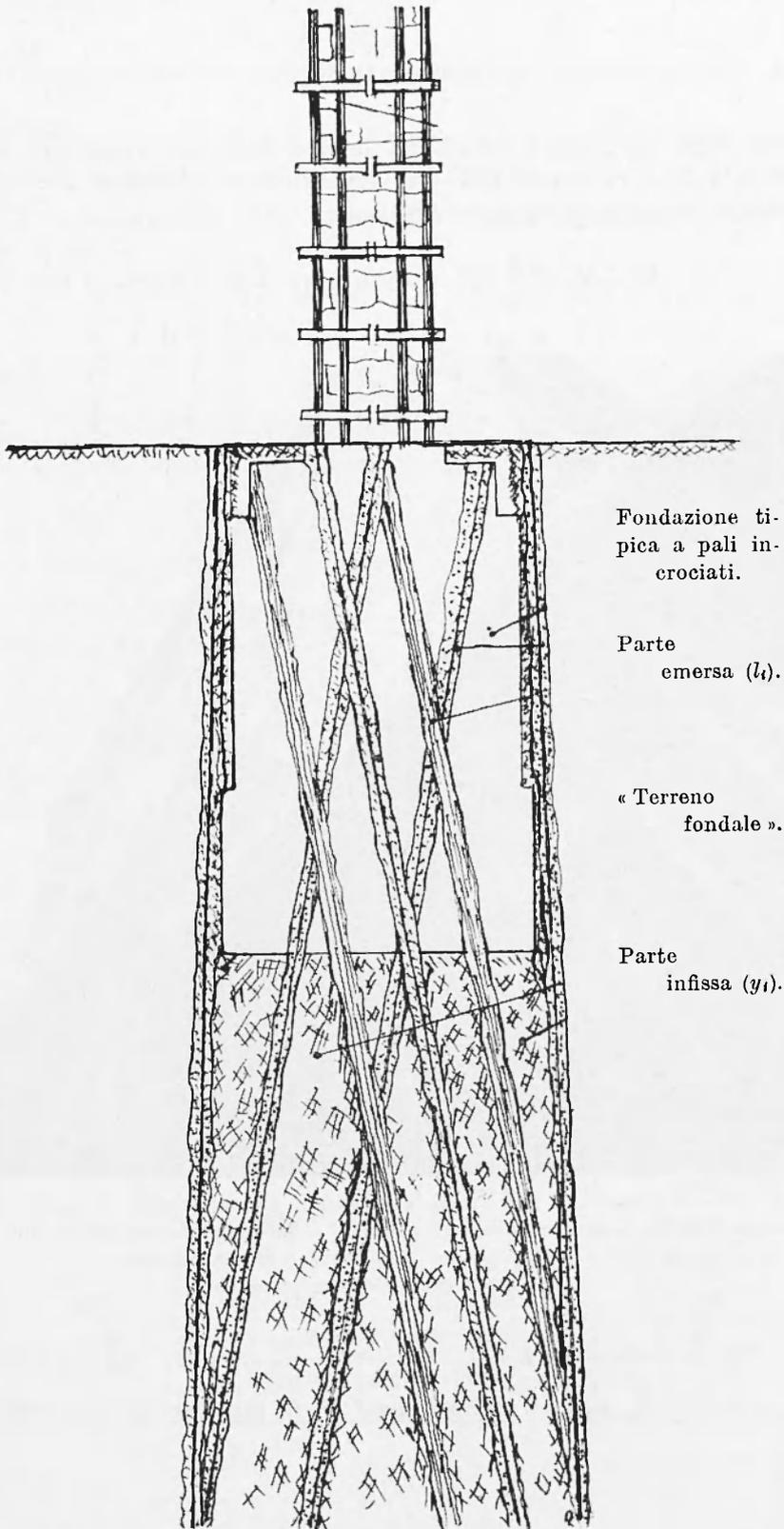


Fig. 9a

gine degli assi), essa si distribuirà in una $\Sigma \vec{H}_i$, in proporzione inversa a L_i^3 , tra i vari pali i di egual sezione. Possiamo pertanto ritenere valevole la seguente relazione:

$$\vec{H} = \vec{H}_i L_i^3 \sum_1^n L_i^{-3} = \vec{H}_i (l_i + y_i)^3 \sum_1^n (l_i + y_i)^{-3}. \quad [7]$$

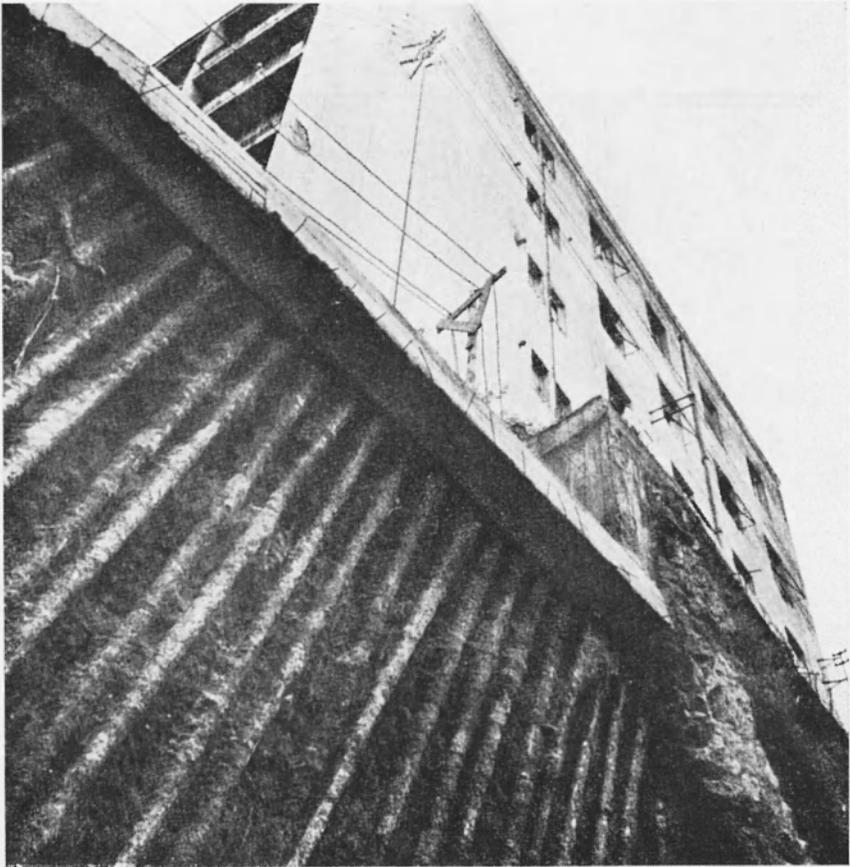


Fig. 9b - Fondazioni a pali sottili (Fondedile), pali addensati, a causa di carichi e della natura cedevole del terreno — Tale « densità di palificazione » avrebbe potuto essere dimezzata o ridotta ancora con l'intervento elettrotecnico.

In particolare per $L_1 = L_2 = \dots = L_i = L_n$ si ha $\vec{H}_n = \vec{H}/n$, e per $n = l$ risulta $\vec{H} = \vec{H}_1$. Il carico singolo \vec{H}_i in funzione del totale \vec{H} si

esprime:

$$\vec{H}_1 = \vec{H} [(l_1 + y_1) \dots (l_{i-1} + y_{i-1})]^3 / \Sigma_c [(l_i + y_i) (l_{i+1} + y_{i+1})]^3, \quad [8]$$

Σ_c è la sommatoria delle combinazioni senza ripetizione a due a due delle L_i .

Per $n = 2$:

$$\vec{H}_2 = H L_1^3 / (L_1^3 + L_2^3); \text{ se } L_1 = L_2, \text{ si ha } \vec{H}_2 = \vec{H}/2;$$

per $n = 3$:

$$\vec{H}_3 = \vec{H} L_1^3 L_2^3 / (L_1^3 L_2^3 + L_1^3 L_3^3 + L_2^3 L_3^3), \text{ e così via.}$$

La parte immersa di ciascun palo avrà la lunghezza y_i , data da:

$$y_i^2 = 2 \vec{H} / (\lambda_p - \lambda_a) d n \gamma = 2 \vec{H} / d n \gamma \cdot \{t_n^2 (45 + \varphi/2) - t_n^2 (45 - \varphi/2)\} \quad [6]$$

d = diametro dei pali, γ = densità volumetrica del suolo.

Per dati parametri $y_i, \vec{H}, \vec{H}_i, (\lambda_p - \lambda_a), L_i$, il diametro d pertinente dei pali sarà:

$$d = 2 \vec{H}_i L_i^3 \sum_1^n L_i^{-3} / n y_i^2 (\lambda_p - \lambda_a). \quad [10]$$

Oppure evidenziando l'elemento volumetrico immerso $\Delta V_i = d y_i^2$, la componente (compatibile nel sistema portante) di sollecitazione orizzontale risulta:

$$\vec{H} = (\lambda_p - \lambda_a) n \cdot \Delta V / 2.$$

Diamo una Tabella delle spinte differenziali $(\lambda_p - \lambda_a)$, scegliendo i più ricorrenti angoli d'attrito interno φ delle terre:

φ°	$\lambda_p \downarrow$	$\lambda_a \uparrow$	$(\lambda_p - \lambda_a) \downarrow$
10	1,420	0,704	0,716
15	1,700	0,589	1,111
20	2,040	0,490	1,850
25	2,460	0,406	2,054
30	3,000	0,373	2,667
35	3,690	0,271	3,419
40	4,600	0,217	4,383
45	5,830	0,172	5,658
50	\downarrow 7,150	\uparrow 0,132	\downarrow 7,418

Incrementandosi la spinta di terra differenziale, con l'aumento dell'angolo di attrito interno, persistendo la stessa sollecitazione, i diametri dei pali potranno contrarsi (decompressione); viceversa tali diametri potranno dilatarsi diminuendo l'angolo di attrito interno (compattazione). Poiché in definitiva $(\lambda_p - \lambda_a)$ cresce con φ , le predefinitazioni di φ , risultano assolutamente necessarie. Poiché d'altra parte può scriversi:

$$d = 2 \vec{H}_t (l_t + y_t)^3 \sum_1^n (l_t + y_t)^{-3} \cdot [n y_t^2 (\lambda_p - \lambda_a)]^{-1}, \quad [10']$$

si ha con ciò il modo di regolare le lunghezze dei pali, fermo restando il resto, variando invece y_t — ossia l'immersione del palo nel terreno — dominando così tale situazione ($\Delta V_t = y_t^2 d$). Riconosciuto il carico ripartito sui pali, in funzione dei parametri accennati, ne scende la valutazione dei singoli momenti di reazione. La tendenza a flessione in alto per spinta orizzontale si riconosce nel diagramma della spinta passiva agente lungo la verticale, la successiva spinta resistente varia più attenuata fino ad estinguersi. Poiché l'impalcatura di sommità dei pali equivale a un telaio multiplo, con traverse infinitamente rigide su puntelli o supporti elastici, il momento reattivo su ciascun palo si può ritenere approssimativamente uguale a metà del prodotto della forza agente in testata per l'altezza del palo, così esprimibile:

$$M_t = - \vec{H}_t L_t / 2 = - \vec{H} / 2 L_t^2 \sum_1^n L_t^{-3}. \quad [11]$$

D'altra parte l'eventuale momento agente esterno \vec{M} viene parzialmente assorbito dalla resistenza alla flessione, mentre la rimanenza non assorbita determina la rotazione del sistema portante rispetto al suo centro, causando quegli sforzi additivi e relative deformazioni longitudinali dei pali, atti agli allungamenti per trazione o accorciamenti per compressione. Poiché predette deformazioni sono proporzionali alle distanze dei singoli pali dal centro del sistema, le forze additive longitudinali risulteranno anch'esse proporzionali a queste distanze $k x_t$, con k coefficiente di proporzionalità, x_t ascissa dell'iesimo palo. Così il momento rispetto all'origine (centro di rotazione del reticolo) M_o , risulta uguale a $k x_t^2$, e i momenti di tutte le forze additive si esprimeranno con:

$$\sum k x_t^2 = k \sum x_t^2 = M - (-\sum M_o) = M + \sum M_o, \quad (\sum M = 0). \quad [12]$$

Intanto il coefficiente di proporzionalità k rimane determinato dalla:

$$k = (M + \sum M_o) / \sum_1^n (k x_i^2) .$$

Per le forze additive longitudinali di così importante incidenza s'avrà:

$$\vec{F}_{l_o} = - x_i (M + \sum M_o) / \sum x_i^2 , \quad [13]$$

il segno $-$ indica che mentre $(M + \sum M_o)$ ed x_i sono entrambi positivi, la forza incrementale longitudinale è diretta verso il basso, quindi in accordo con la nostra convenzione dei segni, essa è negativa. Poiché al centro del sistema reticolo-palificata si può anche applicare una forza verticale \vec{V} , ugualmente distribuita tra gli n pali, insorgerà per questo un'ulteriore forza longitudinale additiva agente su ciascun palo $F_{l_v} = V/n$. L'intera forza longitudinale che si attua è determinata infine dalla somma di entrambe le precedenti espressioni:

$$F_l = F_{l_o} + F_{l_v} = (N/n) - x_i (M + \sum M_o) / \sum_1^n x_i^2 . \quad [14]$$

Qualora la parte emersa dei pali l , si ritiene uguale per tutti gli n pali, le espressioni precedenti diverranno (semplificandole):

$$H_n = H/n , \quad M_{o_t} = - H l/2 n , \quad F_l = \frac{V}{2} - \frac{x_i (M - H l/2)}{\sum_1^n x_i^2} . \quad [15]$$

Il caso $M = 0$ comporta:

$$F_l = \frac{V}{2} + H l/2 x , \quad (\text{per } n = 1 \text{ si ha } H_n = H \text{ e } M_{o_t} = - H l/2) .$$

Le grandezze \vec{H} , \vec{V} , \vec{M} , potranno naturalmente coesistere o meno, variare di segno nel tempo, specie per quanto riguarda \vec{H} , e di ciò si dovrà tener conto nella « progettazione di sicurezza » del dimensionamento del gruppo dei pali. Mentre i diagrammi dei carichi (Fig. 10) denotano reazioni uguali per le forze verticali, reazioni di segno opposto rispetto al centro di rotazione valgono per i carichi orizzontali, con noto diagramma triangolare dipartentesi dal vertice di parte opposta del versore di spinta orizzontale.

Dimodochè sono i pali estremi o esterni del sistema palificante a sopportare in genere le maggiori sollecitazioni longitudinali (siano essi

verticali o obliqui). Si hanno con ciò tutti gli elementi per calcolare le lunghezze e le dimensioni minime centrali dei pali, le convessità verso l'alto delle curve congiungenti i punti terminali dei pali interrati,

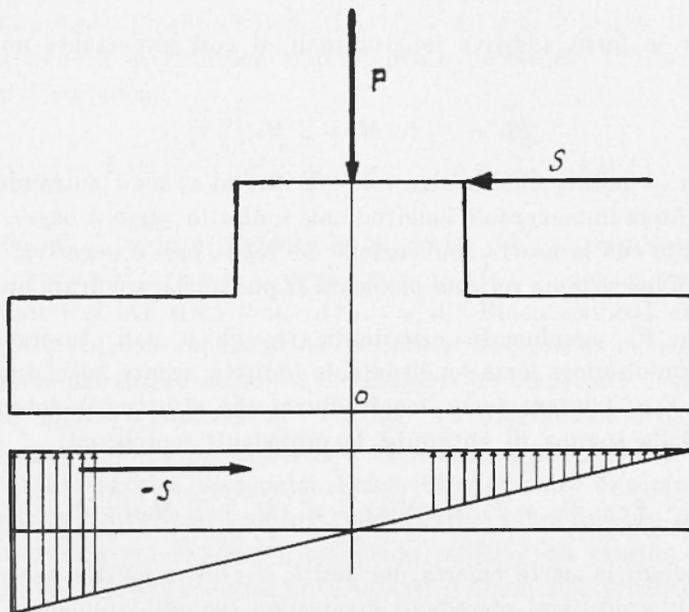


Fig. 10 - Appoggio esteso a carichi verticali P e orizzontali S . Equivalenza di tale diagramma con quelli dei pali verticali collegati in testata, fermi restando \vec{P} e \vec{S} , con l'origine rotazionale O in mezzaria.

simmetriche o no rispetto all'asse passante per il centro del sistema. Risultati d'estrema semplicità, conformi ai preesistenti relativi alle fondazioni iperstatiche di gruppi di pali a *momenti d'eccentricità*, (v. Courbon, Foyoux, ecc.).

BIBLIOGRAFIA

- (1) A. BELLUIGI, *Modalità d'immissione elettrica di liquidi cementanti nel suolo*. « Annali di Geofisica », Roma, XVIII, 4, 1965.
- (2) A. BELLUIGI, *Non stationary Electrogeosmotic Effect*. « Boll. Geof. teorica e applicata » VI, 1964.
- (3) A. BELLUIGI, *Prova modellometrica di consolidamento EGE di pilastro*. « Boll. Geof. teorica e Applicata » VII, 1965.