

FONDAZIONI (*)

P. COLOMBO (**)

SOMMARIO: Vengono passate in rassegna le undici memorie presentate al VI *Convegno di Geotecnica* sul tema "Fondazioni". Per ciascuno dei tre gruppi nei quali l'A. classifica le memorie, sono riportati osservazioni e commenti dettati dalla personale esperienza.

Accogliendo un suggerimento avanzato nel Convegno di Palermo è rimasto aperto anche per questo Convegno il tema «*Fondazioni*» ed evidentemente è stato un suggerimento opportuno poiché sono state presentate undici comunicazioni.

Il tema amplissimo, posto in discussione, non consente una esposizione organica delle undici comunicazioni, che sono allo stesso tempo molte, tenendo presente che fra il Convegno di Palermo ed il Convegno di Pisa vi è stato il Congresso internazionale di Parigi, e poche, poiché sono in esse toccati argomenti e studi molti diversi nei loro aspetti.

Grosso modo possono essere inquadrare in due gruppi: un primo gruppo riguarda le indagini preventive dei terreni di fondazione e le caratteristiche dei terreni e di questo gruppo fanno parte 3 memorie; un secondo gruppo riguarda il comportamento e controllo di strutture di fondazione di vario tipo ed a questo gruppo appartengono 6 memorie; vi sono poi due memorie che trattano problemi che possono interessare più marginalmente le fondazioni.

* * *

Appartengono al I gruppo le memorie DIAMANTI [4], PANCIOLO [8] e JAPPELLI [5].

Le prime due riguardano essenzialmente indagini geofisiche e geotecniche di carattere generale mentre la terza tratta delle caratteristiche e comportamento di un particolare tipo di terreno.

La nota dell'Ing. DIAMANTI riporta i risultati delle indagini geotecniche e geofisiche che hanno dato modo al Prof. MORANDI, progettista del ponte sul torrente Fiumarella vicino a Catanzaro, di affrontare il problema delle fondazioni tenuto conto che si tratta di un arco di 231 metri di luce.

Il primo orientamento dello stato dei terreni di

fondazione del ponte è stato ottenuto sulla base di un accurato rilievo superficiale; successivamente l'esecuzione dei sondaggi, l'apertura di trincee e di pozzi praticabili hanno permesso accertamenti diretti di maggior rilievo. Infine l'esecuzione di profili geofisici con il metodo della sismica a rifrazione ha permesso non solo una valutazione quantitativa delle caratteristiche elastiche dei terreni di fondazione, ma anche di ottenere altri elementi, oltre a quelli raccolti con le indagini dirette, per determinare la posizione delle varie formazioni. I risultati di queste indagini hanno permesso al Geologo Ing. CAPOZZA di elaborare le conclusioni geologico-tecniche.

Nel luogo di impostazione del ponte il solco vallivo del torrente Fiumarella incide completamente la coltre dei terreni sedimentari formati da arenarie, tuffi calcarei e conglomerati e si approfondisce per circa 80-90 metri nel sottostante basamento cristallino costituito da rocce metamorfiche.

Tra i terreni sedimentari in sponda sinistra tra quota 247 e 266 circa vi è una placca di circa 10 metri di spessore composta da terreni sciolti argillosi e sabbiosi e da blocchi di arenarie e conglomerati.

I rilievi sia diretti che sismici hanno condotto a ritenere che a profondità di 4-6 metri in destra e 6-10 metri in sinistra le rocce del basamento cristallino siano in condizioni di buon costipamento.

Tra i terreni sedimentari soltanto il terreno della placca in sponda sinistra può essere considerato come materiale sciolto. Pertanto, per quanto riguarda le fondazioni, tutte le formazioni dovrebbero ritrovarsi in buone condizioni salvo che il materiale della placca. Lo studio mette in luce come le indagini dirette e quelle geofisiche si siano efficacemente completate portando alla esatta determinazione degli elementi del problema.

In materia di indagini ed in particolare geofisiche l'Ing. PANCIOLO presenta una nota sul metodo «*Sarker*» per lo studio delle fondazioni sottomarine. Con questo metodo l'indagine viene condotta ponendo poco sotto la superficie del mare un insieme genera-

(*) Relazione Generale presentata al VI *Convegno di Geotecnica* (Pisa, 9 aprile 1963).

(**) Prof. Ing. Pietro COLOMBO - Centro Geotecnico Veneto dell'Università di Padova.

tore di onde sonore, detto « *Sparkler* » schematizzabile con un arco elettrico alimentato da un generatore di corrente che da 2 a 16 volte al secondo scocca una scintilla che produce l'onda sonora.

Le onde riflesse dal fondo marino e dai vari livelli geologici vengono rivelate da un idrofono, posto in prossimità dello « *Sparkler* »; ed il segnale è trasmesso ad un ricevitore-registratore.

« *Sparkler* » e idrofono sono trainati da un battello su cui si trovano il generatore di corrente e l'apparecchiatura di registrazione. Con questa attrezzatura si viene a registrare una sezione continua che presenta in ascisse ed in ordinate dei tempi; i tempi delle ascisse devono essere convertiti in distanze, quelli delle ordinate in profondità. Per stabilire le coordinate topografiche dei punti di registrazione si procede con radiosegnali mentre i tempi in ordinate possono essere convertiti in profondità dopo aver stabilito principalmente la velocità dell'onda sonora nell'acqua e nei terreni sottostanti.

L'apparecchiatura registra sia la prima riflessione che le successive, ma ovviamente l'interpretazione della sezione « *Sparkler* » deve essere fatta sulla prima riflessione venendo così ad identificare degli orizzonti geologici.

La frequenza degli arrivi indica natura e consistenza delle diverse formazioni. I vantaggi di questo metodo sono essenzialmente legati al rilievo continuo ed alla elevata velocità di esplorazione, 30-60 chilometri di profilo al giorno.

Questo metodo di esplorazione in mare è stato usato dalla *Compagnie Générale de Géophysique* per lo studio delle fondazioni di un ponte sulla Manica e per un gasdotto nello stretto di Gibilterra.

Sembra quindi, come rileva l'autore della memoria, che il metodo « *Sparkler* », con la possibilità di profondità di esplorazione di alcune centinaia di metri, capacità di rilevare banchi anche di spessore limitato e la loro natura e con le sue caratteristiche di praticità, rappresenti un nuovo valido aiuto del progettista di opere in mare.

Nell'ultima memoria di questo gruppo il Prof. JAPPELLI presenta uno studio sulle caratteristiche geotecniche di un terreno in corso di consolidazione. L'occasione per questo studio è sorta nel corso delle indagini geotecniche effettuate nel quadro dei lavori per la sistemazione idraulica del Simeto.

I sondaggi eseguiti in due sezioni distanti tra loro un chilometro e corrispondenti a due ponti hanno permesso l'esplorazione del materiale alluvionale della piana di Catania.

La stratigrafia, abbastanza simile per le due sezioni, grosso modo è costituita da una coltre, di circa 12 metri di spessore di materiale sabbioso, da un banco, di circa 33 metri di spessore di argilla di elevata plasticità (l'indice di plasticità varia tra 0,30 e 0,50) frammista in vari punti a sostanza organica ed interrotto ad una profondità di circa 20 metri da uno strato di spessore limitato di materiale limoso ed argilloso di media plasticità (l'indice di plasticità varia tra 0,15 e 0,25). Il banco di argilla poggia alla profondità di 45 metri circa su un banco di sabbia e ghiaia mista a poco limo.

Le prove geotecniche eseguite indicano che mediamente sia il contenuto d'acqua che il peso di volume tendono a crescere con la profondità fino a circa metà altezza del banco per poi diminuire nuovamente con un campo di variazione tra 0,25 e 0,50 per il contenuto d'acqua e tra 1,75 e 2 t/m³ per il peso di volume.

L'indice di compressibilità dedotto dalle curve edometriche varia tra 0,2 e 0,6 circa con i valori maggiori nella zona centrale ed i valori minimi in vicinanza delle superfici limiti superiore ed inferiore del banco.

I valori della resistenza alla compressione con espansione libera sono più dispersi di quelli delle precedenti prove e si può osservare una tendenza a crescere con la profondità.

Vorrei a questo proposito ricordare che almeno per i terreni della bassa pianura padana, i risultati della prova di compressione con espansione libera non corrispondono in vari casi a quelli della prova edometrica; in particolare argille con materiale organico possono presentare contemporaneamente una elevata resistenza alla compressione con espansione libera ed un relativamente alto indice di compressibilità, e limi argillosi con basso indice di compressibilità possono avere una relativamente bassa resistenza alla compressione con espansione libera.

Tornando allo studio presentato, pur tenuto conto di una certa dispersione dei risultati, l'autore rileva un andamento medio suscettibile di essere interpretato nel senso che il banco di argilla è maggiormente consolidato in prossimità delle superfici e meno nella zona centrale.

Questo fenomeno può essere spiegato ammettendo che in un primo tempo l'argilla si sia depositata per sedimentazione ed abbia avuto luogo una parte del processo di consolidazione sotto l'azione del solo peso proprio; successivamente il banco di argilla sia stato sottoposto alla azione del carico trasmesso dal banco sabbioso superiore dando luogo ad un processo di consolidazione corrispondente alle nuove condizioni di carico.

Il Prof. JAPPELLI dopo aver calcolato le curve rappresentative del secondo processo di consolidazione corrispondenti a vari tempi e con ipotesi di compressibilità e condizioni limiti accettabili, le confronta con i risultati sperimentali e ne deduce che il fenomeno di consolidazione sotto il peso del banco sabbioso è ancora in corso. A conferma di tale constatazione fa osservare che le pressioni di preconsolidazione dedotte dalle curve edometriche con la costruzione di CASAGRANDE sono inferiori nella zona centrale del banco alla pressione effettiva attuale.

Le memorie del II gruppo sono: BUCCHI [2], SADE - Ufficio Studi [9], TEDESCHI - ULISSE - PELLEGRINO [10], DIAMANTI [3], VEDER [11] e JAPPELLI - MALQUORI [6].

Di queste 6 memorie le prime cinque trattano il tema delle fondazioni profonde e solo la sesta tratta il tema delle fondazioni superficiali.

Nella memoria presentata dall'Ing. BUCCHI viene analizzato il problema del carico limite dei pali e del carico ammissibile, attraverso i rilievi eseguiti a mezzo di estensimetri elettrici incorporati in due pali di cemento armato a sezione quadrata costante con lati di cm 25 e cm 16 e della lunghezza di m 6,50 durante una serie di prove di carico.

I pali sono stati infissi con battipalo successivamente a m 5,40, m 5,60 e a m 5,80 dal piano campagna attraversando uno strato di terreno di riporto di 80 cm, un banco di argilla compatta fino a quota 2,30 e poi strati di argilla, sabbia e limo che aumentano di consistenza con la profondità. La falda è a m 2,30 sotto il piano campagna.

Le prove di carico sono state condotte sottoponendo i pali a carichi progressivamente crescenti fino ad arrivare alla rottura e controllando il comportamento sia con la misura dell'abbassamento della testa del palo sia con gli estensimetri: ogni carico è stato mantenuto per 24 ore, quindi riportato a zero con misura del ritorno per una durata di circa 10 minuti; successivamente sono state eseguite 3 ripetizioni dello stesso carico però con cicli della durata di 20 minuti circa; si è proceduto quindi all'aumento della pressione del palo procedendo per ogni carico alle operazioni sopraindicate.

Oltre alle prove geotecniche di laboratorio sui campioni di terreno prelevati sono state eseguite prove penetrometriche con penetrometro statico.

L'Ing. BUCCHI dell'elaborazione dei dati raccolti ha dedotto varie osservazioni.

Riportando le misure dell'affondamento dei pali sotto carico costante per 24 ore, in un diagramma avente in ascisse i tempi in scala logaritmica ed in ordinate gli affondamenti in scala normale, ha rilevato che le rette risultanti rappresentative di ogni carico hanno pendenza crescente al crescere del carico ma con un aumento molto forte da un certo carico, definito « carico critico » e che in queste prove è mediamente pari al 65% del carico di rottura.

Questi risultati sono in accordo con quanto riportato in una memoria di CAMBEFORT - CHADEISSON presentata al Congresso Internazionale di Parigi del 1961.

Il confronto dell'attrito laterale alla rottura dedotto sia direttamente dalla misura dell'accorciamento dei pali con gli estensimetri, sia come differenza tra il carico di rottura totale e il carico di rottura alla punta calcolato con il metodo di VAN DER VEEN attraverso le misure agli estensimetri, sia infine con il metodo di VAN WEELE con la misura del ritorno della testa del palo, ha indicato un buon accordo tra i primi due carichi e valori in difetto con l'ultimo metodo.

Il confronto infine tra i carichi dedotti dalle prove penetrometriche e quelli dedotti dalle prove di carico denota un discreto accordo.

Nella nota dell'Ufficio Studi della SADE vengono esposti principalmente i dati di controllo di vario tipo finora raccolti nelle centrali di Porto Corsini e di Fusina e il programma di rilievi da eseguire nella centrale di Monfalcone la cui costruzione è iniziata da poco.

La centrale di Porto Corsini consta di tre gruppi di cui i primi due da 70 MW sono in esercizio da qual-

che anno mentre il terzo gruppo da 150 MW è in via di ultimazione.

Le indagini geotecniche, le caratteristiche delle fondazioni e il controllo dei cedimenti relativi ai primi due gruppi sono già stati riportati in una memoria degli Ingg. MODÈ e RIGUTINI pubblicata nell'Energia Elettrica ed in una memoria del Prof. VEDER presentata al Convegno di Palermo del 1961.

I plinti di fondazione dei vari edifici costituenti la centrale poggiano su gruppi di pali trivellati che raggiungono la profondità di circa 27 metri dal piano campagna; vanno cioè a raggiungere uno strato di argilla compatta, dopo aver attraversato un primo strato di sabbia limosa di circa 3 metri di spessore e poi un grande banco di argilla limosa molle frammentata a limo sabbioso e a materiale organico.

I sondaggi eseguiti per l'installazione del nuovo gruppo hanno confermato la stratigrafia prima indicata. Allo scopo di attenuare eventuali cedimenti sui turbogruppi in esercizio in seguito ai nuovi lavori, è stato interposto un diaframma continuo in calcestruzzo spinto fino al banco di argilla compatta, diaframma che ha parzialmente assolto la sua funzione in quanto, durante l'esecuzione dei pali del terzo gruppo, si è spostato mediamente di 5 cm verso la nuova costruzione e si è abbassato mediamente di 4 cm, rimanendo però pressoché verticale. Inoltre anche la parte delle fondazioni del secondo gruppo più vicina al diaframma e quindi ai nuovi lavori di palificazione ha registrato un cedimento un po' più grande delle altre parti.

Il turboalternatore del nuovo gruppo insiste su un'area di circa 360 m² attraverso un plateone di fondazione racchiuso lungo il perimetro da un diaframma continuo di calcestruzzo e supportato da pali trivellati che raggiungono l'argilla compatta.

Alla base di quattro pali della fondazione sono stati posti un pressiometro per le pressioni totali ed un manometro per la misura delle pressioni neutre ed in sommità un pressiometro.

Durante le prime ore in cui è avvenuto il getto del palo i pressimetri alla base hanno rilevato un carico di circa 4 kg/cm², i manometri hanno indicato una pressione di 2,7 atmosfere corrispondenti alla profondità del palo dal piano campagna; successivamente a partire da tale carico si è avuto un aumento di compressione variabile tra 4 e 7 kg/cm² per i diversi pali, dovuto ai circostanti lavori di palificazione; con la fine dei lavori questo aumento è infatti cessato; il successivo scavo del terreno superficiale per cinque metri di altezza ha invece fatto sorgere una decompressione su tutti gli strumenti di circa 2,5 kg/cm²; infine con la costruzione del blocco di sostegno del turbogruppo si è registrata una compressione dell'ordine di circa 3 kg/cm² contro un peso di circa 5000 t posto in opera in circa 4 mesi e che si scarica su 192 pali. L'andamento dei pressimetri alla sommità, pur influenzati dalla temperatura, è simile a quello dei pressimetri alla base.

L'andamento delle pressioni registrate ha indicato nella fase finale un comportamento della palificata abbastanza uniforme pur dopo aver anche registrato la sensibilità dei singoli pali ai lavori di palificazione,

constatazione questa notevole ed indubbiamente positiva.

L'esame del diagramma dei cedimenti dei turbogruppi denota un abbassamento medio di 55 millimetri per il primo gruppo in poco più di tre anni, tenuto conto però che il rilievo dei cedimenti è iniziato a turbogruppo in esercizio; un abbassamento medio pure di 55 mm in poco più di tre anni per il secondo turbogruppo dove il rilievo è stato iniziato quando la macchina era a 2/3 del montaggio ed infine un abbassamento medio di 20 mm del terzo turbogruppo in poco più di 6 mesi, il rilievo avendo avuto inizio subito dopo la costruzione del blocco di calcestruzzo di 5000 t. I valori rilevati sono quindi in difetto rispetto al cedimento reale che è iniziato appena il terreno è stato caricato.

La centrale termoelettrica di Fusina, che nella sua fase finale sarà costituita da cinque gruppi, è situata su un terreno poco discosto dalla laguna di Venezia vicino all'antica foce del Brenta in laguna. Nel 1962 è stata iniziata la costruzione delle fondazioni del primo gruppo da 160 MW.

Il terreno di fondazione è formato principalmente da un'alternanza di strati limo-argillosi e limo-sabbiosi anche di discreta potenza. La parte più superficiale è costituita invece da terreno di colmata abbastanza recente.

La stratigrafia del terreno e le caratteristiche geotecniche sono state accertate attraverso sondaggi, prove penetrometriche e prove di laboratorio.

A seguito delle indagini e delle prove di carico su pali sono stati scelti come fondazioni pali SCAC tronco conici da 18 metri con portata ammissibile di 50 t per la caldaia ed il turbogruppo e da 16 metri con portata ammissibile di 40 t per le altre strutture.

Per lo studio del comportamento delle strutture è stata predisposta una rete di caposaldi di livellazione e su quattro pali del turbogruppo sono stati posti in opera degli estensimetri elettroacustici alla punta ed alla sommità del palo con opportuni apprestamenti ed accorgimenti.

Sono state eseguite misure per tre mesi, periodo però troppo breve per permettere osservazioni di una certa portata: sembra comunque che per effetto della costruzione del plateone la sollecitazione alla punta dei pali sia dell'ordine di 7 kg/cm² e quella alla testa sia di 11 kg/cm² indicando quindi un certo intervento dell'attrito laterale.

Per quanto riguarda la centrale di Monfalcone, della quale è in costruzione il primo gruppo, vengono riportate brevemente alcune notizie sulle indagini preliminari e sui rilievi previsti.

Gli Ingg. TEDESCHI, ULISSE e PELLEGRINO, riferiscono sui terreni e le opere di fondazione della centrale termoelettrica Napoli-Levante. Questa centrale, ubicata all'estremità orientale del Porto di Napoli nelle immediate vicinanze di altre due centrali termoelettriche, consta di due gruppi da 150 MW in esercizio da un anno e di un terzo gruppo in costruzione. Il terreno di fondazione, a parte i primi 5 metri ottenuti per colmata con materiali di varia provenienza, è costituito da una prima formazione di sabbie limose, sabbie uniformi e sabbie con ghiaia fine, compresa

tra quota (-2,00) (-18,00); si ha poi un banco di tufo vulcanico dello spessore di circa 10 metri; al disotto del banco di tufo si hanno ancora gli stessi terreni della formazione superiore per notevoli profondità. Le caratteristiche geotecniche dei terreni sciolti sono state determinate con prove geotecniche di laboratorio e con prove penetrometriche statiche che hanno indicato una resistenza variabile tra 50 e 150 kg/cm² con i valori minori tra (-10,00) e (-15,00).

Il tufo è caratterizzato da una resistenza allo schiacciamento compresa tra 30 e 70 kg/cm² ed ha un modulo di elasticità compreso tra 10.000 e 20.000 kg/cm².

Tutte le strutture di maggior importanza della centrale sono fondate su pali Franki. Inizialmente, in base ai risultati delle prove di carico preliminari, sono stati adoperati per il primo generatore pali Franki eseguiti con tubo forma \varnothing 395 mm spinto fino a quota (-8,00) circa e con carico massimo di esercizio di 60 t.

Poiché le prove di collaudo eseguite su questi pali hanno dato risultati mediamente inferiori a quelli delle prove preliminari, per le altre strutture sono stati adoperati pali Franki eseguiti con tubo forma \varnothing 520 mm, spinti fino al banco di tufo e con carico massimo di esercizio di 120 t.

Le prove di carico di collaudo su questi ultimi pali eseguite con carico massimo di 180 t hanno indicato un cedimento massimo dell'ordine dei 9 mm e dell'ordine dei 4 mm per il carico d'esercizio.

Il collegamento dei pali in sommità è stato ottenuto con piastre di notevole rigidità per le strutture di maggior importanza e con plinti e travi rovesce per gli edifici.

Il rilievo dei cedimenti per le strutture dei generatori ha avuto inizio quando il 30% circa delle strutture era già stato costruito; il cedimento medio rilevato per il primo generatore, fondato su pali che non raggiungono il tufo, è stato di 4 cm, di cui circa il 60% è stato rilevato dall'inizio delle misure fino al termine dei lavori, mentre il rimanente 40% si è avuto in circa altri 18 mesi dopodiché l'abbassamento è rimasto costante.

Per il secondo generatore, su pali che raggiungono il banco di tufo, il cedimento medio è stato di 2 cm di cui il 70% durante i lavori e la parte rimanente in altri 10 mesi. Mi sembra qui necessario far rilevare che ci si trova in un caso di stratigrafia e di condizioni di sollecitazione nel terreno tutto particolare. Si na infatti che la maggior parte del carico delle strutture viene trasmesso direttamente al banco di tufo che dovrebbe essere caratterizzato da una rigidità notevolmente maggiore di quella degli strati superiori ed inferiori. Le deformazioni del banco di tufo sotto l'effetto dei carichi si dovrebbero perciò ripercuotere sensibilmente in senso orizzontale dimodoché è difficile scindere l'effetto dei singoli carichi a meno di non prevedere particolari tipi di rilievi.

Mi sembra a questo punto necessario sottolineare che quanto riportato in queste tre memorie, che riguardano essenzialmente il comportamento dei pali sia singoli che in gruppo, sta ad indicare che i fenomeni che si hanno nel terreno vicino e sotto i pali

sono molto complessi perché influenzati e dalle caratteristiche costruttive del palo e dalle proprietà del terreno estremamente diverse passando da terreni coerenti a terreni incoerenti; indicano però anche che il comportamento di una palificata può essere sostanzialmente diverso dal comportamento di un singolo palo. Questa differenza mi sembra però possa essere in parte attribuita anche al fatto che quando si esamina il comportamento di un singolo palo si hanno in genere condizioni di sollecitazione abbastanza vicine a quelle di rottura o comunque generalmente più onerose di quelle che si hanno in una palificata.

Tra le memorie che si occupano di fondazioni profonde, figura la nota dell'Ing. DIAMANTI su i pali trivellati di grande diametro, nella quale vengono descritti i metodi di costruzioni e sottolineati caratteristiche e pregi.

Questi pali, di diametro variabile tra m 1 e m 2,50, appartengono alla categoria dei pali trivellati, possono raggiungere profondità elevate, anche oltre ai 60 metri, sopportare carichi dell'ordine di varie centinaia di tonnellate e, date le dimensioni, sopportare anche notevoli forze orizzontali.

Per quel che riguarda la determinazione del carico ammissibile per questi pali, l'Ing. DIAMANTI, pur accettando l'uso delle formule statiche, ricorda che la portata del palo oltre che dalle caratteristiche geotecniche del terreno dipende anche dalle modalità d'esecuzione, dall'attrezzatura usata e dalle capacità tecniche del personale preposto all'esecuzione dei pali e considera pertanto necessaria l'esecuzione di prove di carico pur tenendo conto delle difficoltà legate al forte contrasto necessario. A questo riguardo ricordo che già nel Convegno di Palermo l'Ing. GUIDUCCI ha riferito su una notevole serie di prove di carico su pali a grande diametro.

L'Ing. DIAMANTI sottolinea poi, nella sua memoria, l'efficacia della malta *prepaht* sia per l'aumento dell'attrito laterale che della resistenza di punta tenuto conto che la malta penetra nei vuoti specialmente dei terreni ghiaiosi; l'Autore riporta dati e notizie interessanti sulle macchine a percussione e rotazione per la costruzione dei pali e sulle modalità esecutive in relazione anche ai diversi terreni.

Ancora nel campo delle fondazioni profonde il Prof. VEDER presenta una memoria sull'impiego di elementi di diaframma con funzione principalmente portante nella soluzione di problemi di fondazione.

Questa struttura che può essere chiamata « struttura di fondazione in cemento armato a varia forma planimetrica eseguita con fanghi bentonitici in ciclo » o più brevemente indicata con le parole « elementi portanti » deriva dai ben noti diaframmi continui di cui, in un certo senso, rappresenta un affinamento conseguente all'esperienza acquisita ed ai miglioramenti delle attrezzature.

Gli elementi portanti presentano caratteristiche utili sia dal punto di vista esecutivo che funzionale quali mancanza di limitazioni alla profondità esecutiva, facilità di superare trovanti e stratificazioni di una certa durezza, possibilità di distribuire le armature di ferro in relazione alle sollecitazioni, rapidità di esecuzione e principalmente possibilità di realizzare pla-

nimetricamente forme del tipo più diverso che possano meglio soddisfare sia ad esigenze pratiche di spazio legate a fattori locali sia ad esigenze statiche.

La portata degli elementi portanti o comunque di strutture di fondazione profonde eseguite con fanghi bentonitici in ciclo e con riferimento anche a controlli e studi eseguiti all'estero, secondo il Prof. VEDER, è superiore a quella dei pali trivellati di vario diametro in quanto con lo scavo con i fanghi bentonitici non si ha il rilassamento del terreno che invece avviene nella costruzione dei pali trivellati con conseguente diminuzione dell'attrito laterale.

I dati riportati nella memoria relativa a prove di carico eseguite su elementi portanti indicano indubbiamente un buon comportamento.

Tra le recenti applicazioni di questo tipo di struttura viene ricordato l'ampliamento della centrale termoelettrica di Tavazzano (Lodi) della STEI per la messa in funzione di un nuovo gruppo in aggiunta ai tre esistenti.

I gruppi in funzione sono fondati su pali trivellati; la scelta della struttura di fondazione ad elemento portante è stata fatta allo scopo di ridurre al minimo il disturbo alle fondazioni degli altri gruppi immediatamente vicini e di diminuire al massimo i tempi esecutivi. Per il nuovo gruppo sono stati adoperati 142 elementi portanti a forma rettilinea di 1,8 metri di lunghezza e di 20 metri di profondità — per ognuno dei precedenti gruppi erano stati usati circa 850 pali trivellati —; ad ogni elemento è affidato un carico di 200 t.

Il risparmio di tempo è stato dell'ordine del 30%. Gli elementi sono incastrati in profondità in un banco di sabbia e ghiaia ed attraversano strati di sabbia e di limi sabbiosi ed argillosi.

Sono stati usati elementi portanti e diaframmi continui anche per l'ampliamento della cartiera dello stabilimento SAFFA di Magenta oltre che per ridurre al minimo il disturbo alle fondazioni vicine e per diminuire i tempi esecutivi anche per consentire scavi in adiacenza agli edifici esistenti.

Le fondazioni sono state realizzate con elementi rettilinei di varia lunghezza, con elementi a I e con elementi a croce.

Sono stati poi adoperati diaframmi continui sia per protezione degli scavi e sostegno del terreno sia come fondazioni. Il terreno era costituito da sabbia e ghiaia con intercalazione di strati limosi ed argillosi dello spessore di qualche metro.

Nella nota vengono pure riportate notizie sulle fondazioni per la fossa grandi presse dello stabilimento *Innocenti* di Lambrate nella quale sono stati usati diaframmi ed elementi portanti.

In ultima analisi dal complesso dei dati e notizie riportati nella memoria mi sembra si possa dire che la struttura di fondazione illustrata si adatta facilmente sia ad esigenze di ordine statico che esecutivo e quindi segna un progresso in questo campo; d'altra parte mi sembra anche risulti, pur mancando nella nota dati di carattere economico, che la convenienza di tale soluzione sia legata a fattori di vario tipo e debba essere specialmente esaminata nella visuale dell'economia generale del complesso da costruire.

Una sola memoria riguarda il comportamento e controllo dei cedimenti di fondazioni superficiali; precisamente il Prof. JAPPELLI e l'Ing. MALQUORI riferiscono sui cedimenti di grandi serbatoi cilindrici fondati su sabbia.

Si tratta di 3 serbatoi metallici a tetto galleggianti da 20.000 m³ di circa 42 metri di diametro e di circa 16 metri di altezza e che fanno parte del parco nafta della centrale di Termini Imerese della *Tifeo*. I serbatoi poggiano su fondazioni superficiali costituite da tre anelli concentrici di calcestruzzo armato su cui grava il peso proprio della struttura e su uno strato di fondazione interposto fra gli anelli, formato da 1 metro di sabbia costipata, da 25 cm di pietrisco e da 20 cm di calcestruzzo magro.

Il carico unitario medio sul piano di fondazione è di circa 1,8 kg/cm².

Il terreno è costituito da un primo banco di circa 7 metri di spessore di sabbia e ghiaia, da un secondo strato di sabbia fine e limosa di circa 18 metri di spessore, quindi ancora da un banco di sabbia e ghiaia cui seguono formazioni ancora più compatte.

Nella memoria vengono riportati i dati sui cedimenti rilevati su quattro punti dell'anello esterno del primo serbatoio durante la prova di riempimento e collaudo durata quattro mesi ed eseguita in due fasi successive. E' stato tutto predisposto per il rilievo dei cedimenti anche degli altri due serbatoi.

L'andamento dei cedimenti rilevati è simile per i quattro punti con un valore massimo dell'ordine di 10 cm e con incrementi massimi durante le fasi di riempimento del serbatoio e incrementi minori quando il carico rimane costante.

I cedimenti differenziali aumentano al crescere della pressione e crescono quasi linearmente al crescere del cedimento totale massimo: La distorsione angolare massima è dell'ordine di 0,00075.

Per interpretare i risultati sperimentali, gli AA. hanno eseguito il calcolo dei cedimenti, escludendo la possibilità di rifluimento, facendo riferimento alle consuete ipotesi di distribuzione della pressione con la profondità ed adoperando le caratteristiche di compressibilità rilevate con le prove edometriche e per via indiretta con il metodo SCHULTZE - MENZENBACH usando i risultati delle prove penetrometriche eseguite con il penetrometro dinamico standard. Nel calcolo è stato considerato compressibile solo il banco di sabbia fine e limosa. Il confronto tra cedimenti misurati e calcolati dà un rapporto di 1,5 suscettibile però di diminuire, tenuto conto che il cedimento del serbatoio non è cessato completamente.

Gli Autori della memoria sottolineano la buona attendibilità del calcolo dei cedimenti eseguito in questo caso, attendibilità che avranno modo di controllare ulteriormente proseguendo nei rilievi dei cedimenti.

Mi sembra qui necessario far osservare che il calcolo dei cedimenti è stato eseguito da risultati di prove edometriche su sabbie fini e limose sature il che porta un contributo alla validità di questa prova anche nel campo dei terreni incoerenti fini.

Su argomenti un pò marginali al tema fondazioni riferiscono il Prof. MEARDI con la nota [7] e l'Ing. BELLINI ed il Prof. VEDER con la nota [1].

Il Prof. MEARDI riferisce su prove sperimentali eseguite in laboratorio sulle funzioni di sostegno di un fango bentonitico su pareti piane formate da sabbie asciutte e sature e da ghiaietto.

Secondo quanto riportato nel riassunto della comunicazione il Prof. MEARDI deduce dai risultati sperimentali che la presenza della bentonite provoca nel materiale della parete una coesione maggiore di quella dovuta alla tensione capillare. Egli poi ipotizza la formazione, nel terreno dietro il pannello di bentonite, di archi orizzontali molti ribassati e di archi verticali che concorrerebbero a mantenere le pareti stabili.

L'Ing. BELLINI ed il Prof. VEDER espongono i principali aspetti dell'impiego di diaframmi ad andamento circolare od ellittico in condizioni particolarmente gravose sia di terreno che di falda, con la funzione di permettere scavi a tutta sezione senza ausilio di puntellature od ancoraggi per raggiungere la profondità necessaria per le fondazioni.

I diaframmi in questo caso devono avere sia funzione idraulica che funzione statica.

Vengono riportati quali esempi caratteristici di applicazione i lavori per la costruzione in fregio al litorale marino dell'opera di presa dell'acqua di raffreddamento della centrale termoelettrica di S. Gilla a Cagliari della *Società Elettrica Sarda*, quelli della centrale di Quero della *SADE* e quelli relativi all'opera di presa dell'acquedotto sussidiario di Palermo che attinge acqua dal serbatoio sul fiume Eleuterio.

Concludendo questo sommario esame delle comunicazioni presentate sul tema « *Fondazioni* » non posso non fare alcune osservazioni che discendono, mi sembra logicamente, dalla visione complessiva dei risultati, dei rilievi e degli argomenti presentati in questo Convegno.

Man mano che aumenta la nostra conoscenza delle proprietà dei terreni si diventa anche sempre più consci delle limitazioni che la natura ha imposto alla nostra capacità di predire il comportamento delle strutture su basi puramente teoriche. D'altra parte questo fatto mi sembra debba rappresentare una spinta efficace per la raccolta di rilievi in posto durante e dopo la costruzione delle diverse opere in quanto solo così potremo applicare le nostre conoscenze teoriche senza pericolo d'essere ingannati.

Un altro punto che desidero sottolineare è che oltre a raccogliere rilievi ed osservazioni si deve anche cercare di indagare sul loro campo di validità particolarmente quando sembra possano dar luogo ad osservazioni conclusive. Indubbiamente nei problemi di fondazione i fattori in gioco sono purtroppo sempre molto numerosi, ma penso che la soluzione di questi problemi possa essere favorita particolarmente quando dall'insieme dei rilievi sperimentali discenda una maggiore conoscenza del campo di validità delle varie soluzioni teoriche.

Le memorie presentate a questo Convegno ed in particolare quelle più strettamente legate al tema hanno indubbiamente portato un contributo altamente

positivo alle nostre conoscenze, dimodochè non posso fare altro che rinnovare l'invito del Convegno di Palermo ai costruttori ed agli studiosi di voler rendere noti le indagini ed i rilievi che continuamente hanno l'occasione e la possibilità di raccogliere ricordando anche che la semplice ma precisa raccolta di dati numerici sulle caratteristiche del terreno e sui rilievi eseguiti durante e dopo la costruzione delle opere rappresenta uno dei più efficaci contributi alla soluzione di questi problemi.

Spero di aver richiamato con sufficiente chiarezza i punti di maggior rilievo di ogni memoria e prego gli Autori di volermi scusare per qualche mia involontaria omissione o inesattezza e concludo ringraziando dell'attenzione prestata.

Bibliografia

Comunicazioni presentate al VI Convegno di Geotecnica secondo l'ordine alfabetico degli Autori.

[1] BELLINI A., VEDER C. - *Diagrammi circolari a protezione di scavi di fondazione.*

[2] BUCCHI R. - *Prove di carico statiche su pali in c.a. con estensimetri elettrici incorporati.*

[3] DIAMANTI R. - *I pali trivellati di grande diametro nella moderna tecnica delle fondazioni.*

[4] DIAMANTI R. - *Studio del terreno di fondazione del ponte sul torrente Fiumarella.*

[5] JAPPELLI R. - *Caratteristiche geotecniche di un terreno di fondazione in corso di consolidazione.*

[6] JAPPELLI R., MALQUORI E. - *Cedimenti di grandi serbatoi cilindrici fondati su sabbia.*

[7] MEARDI G. - *Sul sostegno di pareti piane verticali di scavi aperti in terreni incoerenti mediante l'impiego di fanghi bentonitici.*

[8] PANCIROLI F. - *Studio per fondazioni sottomarine con il metodo "Sparker".*

[9] SADE - UFFICIO STUDI - *Misure sul comportamento delle fondazioni in centrali termoelettriche.*

[10] TEDESCHI C., ULISSE F., PELLEGRINO A. - *Terreni ed opere di fondazione della Centrale termoelettrica Napoli-Levante.*

[11] VEDER C. - *"Elementi di diaframma" con funzione portante nella soluzione di problemi di fondazione.*

FOUNDATIONS

Summary: The A. reviews the eleven papers presented to the 6th National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering and, for each of the three groups in which the papers have been set, makes some remarks suggested by his own experience.

FOUNDATIONS

Sommaire: On passe en revue les onze articles présentés au 6ème Congrès de Géotechnique sur le sujet: "Fondations". Pour chacun des trois groupes où l'A. range les articles, sont rapportées des remarques et des notes fournies par l'expérience personnelle.