

SCOLMATORE DI PIENA DEL FIUME ARNO CONSOLIDAMENTO CON DRENI DI SABBIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEGLI ARGINI E DELLE OPERE D'ARTE

R. NOCCIOLI - G. MEARDI (*)

SOMMARIO: Gli Autori riferiscono su una importante opera idraulica e sui dissesti che si sono prodotti nei suoi argini per la presenza in fondazione di un limo argilloso molto molle.

Essi descrivono come fu possibile consolidare tale terreno col metodo dei dreni verticali di sabbia e come si è potuto con l'impiego dei diagrammi di assestamento valutare il consolidamento ottenuto nelle varie fasi del lavoro.

1 - Premesse generali

Il problema dell'Arno, con particolare riguardo alla difesa idraulica di Pisa, ha formato nel passato oggetto di appassionate ricerche e di approfonditi studi riproponendosi di volta in volta con urgenza sempre maggiore per la sicurezza della Città e nell'interesse generale di vaste zone della Toscana.

Secondo il progetto generale approvato dal Ministero dei Lavori Pubblici lo scolmatore è previsto per convogliare una portata di m^3/sec 500 pari alla quantità di acqua da sottrarre all'Arno per deprimere di circa m 1, il livello delle piene nella traversa di Pisa.

Peraltro il nuovo canale è stato studiato in modo da poter consentire successivi ampliamenti fino a

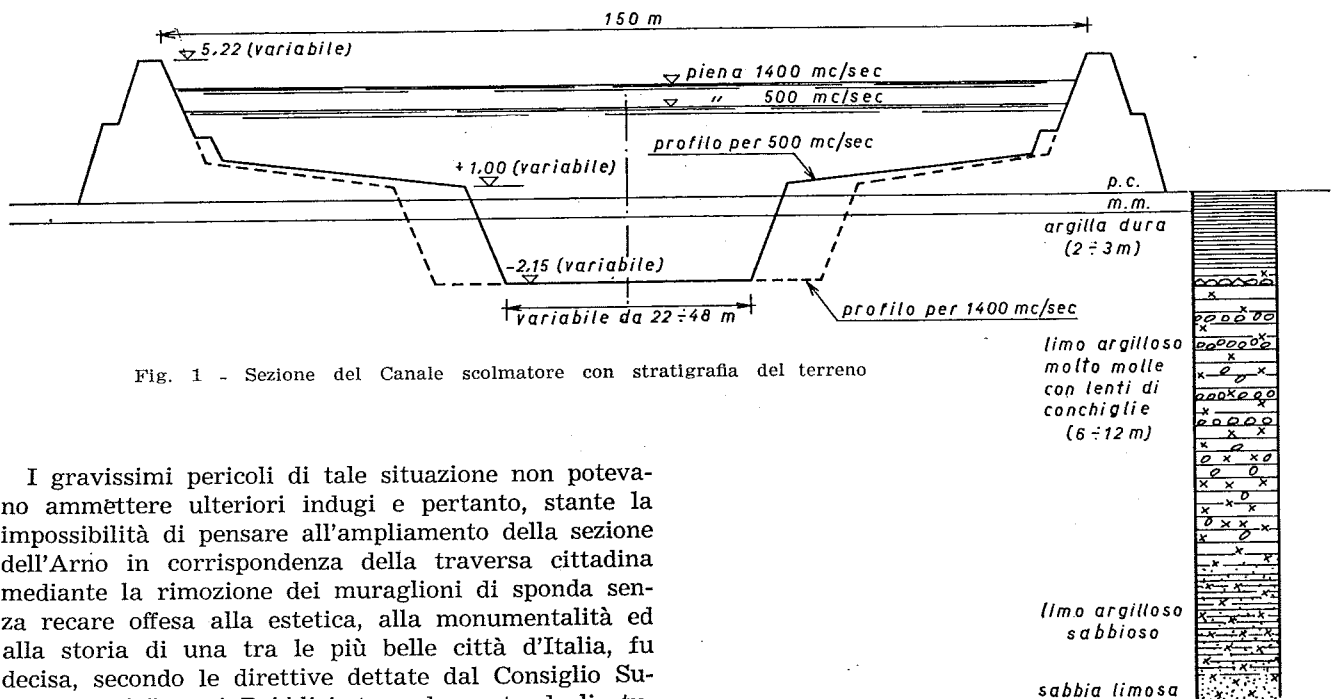


Fig. 1 - Sezione del Canale scolmatore con stratigrafia del terreno

I gravissimi pericoli di tale situazione non potevano ammettere ulteriori indugi e pertanto, stante la impossibilità di pensare all'ampliamento della sezione dell'Arno in corrispondenza della traversa cittadina mediante la rimozione dei muraglioni di sponda senza recare offesa alla estetica, alla monumentalità ed alla storia di una tra le più belle città d'Italia, fu decisa, secondo le direttive dettate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, tenendo conto degli studi svolti da varie Commissioni Ministeriali che nel tempo si sono interessate alla questione, la costruzione di uno Scolmatore, cioè di un canale separato dal corso dell'Arno, che, sottraendo dal fiume una parte della sua portata di piena, garantisse in ogni caso la sicurezza della Città.

contenere la portata massima di m^3/sec 1400 in dipendenza dei futuri perfezionamenti e completamenti alle opere di difesa del bacino dell'Arno a monte di Pisa e per poter ricevere le acque dei comprensori del Fucecchio e del Bientina, che si immetteranno nello Scolmatore sottopassando il fiume Arno.

Il tracciato dello Scolmatore si svolge in direzione Sud-Ovest dipartendosi dalla sua presa d'Arno a valle della confluenza dell'Era e dell'abitato di Pon-

(*) Dott. Ing. Rainieri NOCCIOLI, Ing. Capo del Genio Civile di Pisa, Dott. Ing. Guglielmo MEARDI del Politecnico di Milano.

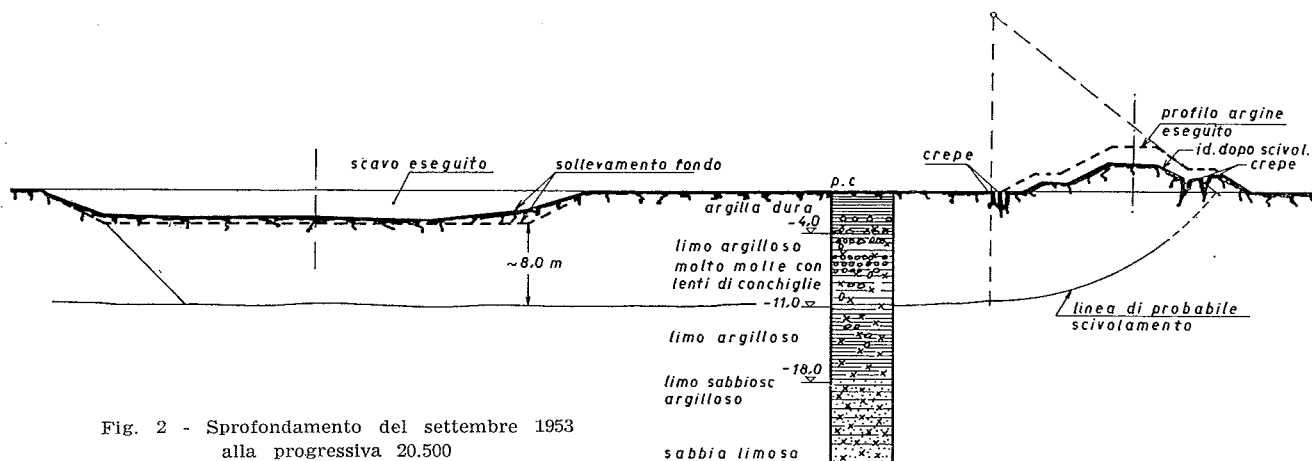


Fig. 2 - Sprofondamento del settembre 1953 alla progressiva 20.500

tedera fino ad affiancarsi, in località Ponte dei Fichi, al Fosso Reale, del quale segue poi il corso fino allo sbocco nel mare al Calambrone, con uno sviluppo complessivo di Km 28,300 ed una larghezza media di 150 m circa, misurata fra le opposte arginature, con una savanella centrale che partendo da una larghezza di m 22 a monte si amplia fino a m 48 nel tratto terminale: contemporaneamente la pendenza di fondo del canale passa dallo 0,30% al 0,16%.

Nel corso inferiore vengono immessi nel nuovo canale il cennato Fosso Reale, il Fiume Tora ed alcuni corsi minori con beneficio delle zone latitanti.

Per l'esecuzione di quest'opera è stato necessario provvedere a diverse opere d'arte importanti quale i ponti della Statale 67 (Tosco Romagnola), della ferrovia Pisa-Firenze, della via Emilia, della via Aurelia, della linea ferroviaria a doppio binario Pisa-Roma e quello della strada Litoranea, nonché numerosissime altre opere minori di deviazione e di sottopasso.

2 - Fenomeni di instabilità del terreno

Vogliamo qui però in modo particolare accennare ad un'opera non nuova nella tecnica, ma la prima in Italia, almeno di questa importanza. Essa è stata originata dal fatto che nel tratto centrale

il canale scolmatore attraversa per Km. 5 circa un antichissimo deposito lagunare composto da banchi di notevole spessore (fino a 18 m) di un limo argilloso a fortissimo contenuto d'acqua, molto vicino al limite fluido, poggiante su sabbia fine limosa e che presenta una crosta dura superficiale di modesto spessore, consolidata probabilmente per essiccazione dall'atmosfera.

Lo scavo per la savanella ha asportato tutta questa crosta resistente ed ha raggiunto il limo argilloso molle.

La situazione così descritta è stata causa di due tipi di instabilità: la prima è l'instabilità del ciglio della stessa golena, ottenuta generalmente con un carico modesto di terra (circa m 1): questa si manifesta soprattutto in periodo di scavo in corrispondenza di depositi provvisori di terra lasciati per breve tempo dallo escavatore a poca distanza dal ciglio in attesa di sistemazione in sito, o allo scarico. L'inconveniente ha portato ad una proposta di rettifica della sezione della golena comportante la soppressione del previsto modesto spessore di ricarico per la larghezza di m 20.

Ma la più grave instabilità si è verificata per le fondazioni degli argini.

Difatti già nel mese di settembre 1953 si produsse bruscamente alla progressiva 20,500 lo sprofondamento di oltre duecento metri di argine pressoché ultimato e il contemporaneo sollevamento del

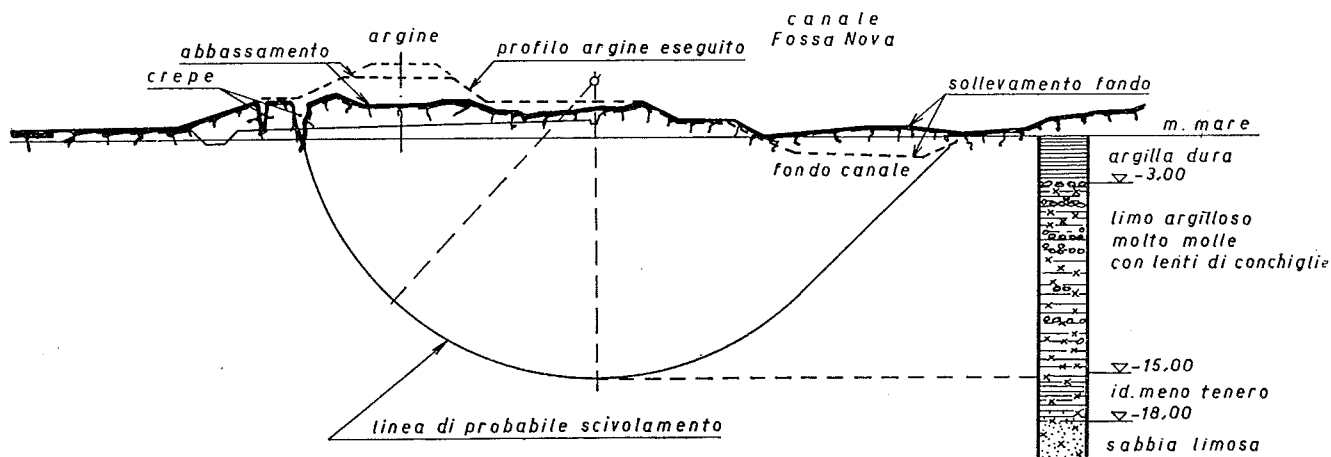


Fig. 3 - Sprofondamento del giugno 1954 alla progressiva 21.000

fondo della savanella. Il fenomeno ha assunto lo aspetto rappresentato dalla Fig. 2: il volume dello sprofondamento d'argine è circa uguale al volume dell'alzamento di fondo della savanella, mentre i movimenti accertati della gola furono di pochissimo conto.

In conseguenza di questo dissesto si procedette nell'esecuzione dei lavori limitando l'altezza dell'argine a circa metà e di conseguenza anche lo scavo della corrispondente savanella fu pure limitato di altrettanto, essendo il terreno della crosta dura asportata con lo scavo destinato alla formazione del rilevato arginale: ciononostante nel giugno del '54 si produsse alla progressiva Km 21,000 un altro dissesto di gravità uguale a quello precedente, ma questa volta invece che verso il canale lo scivola-

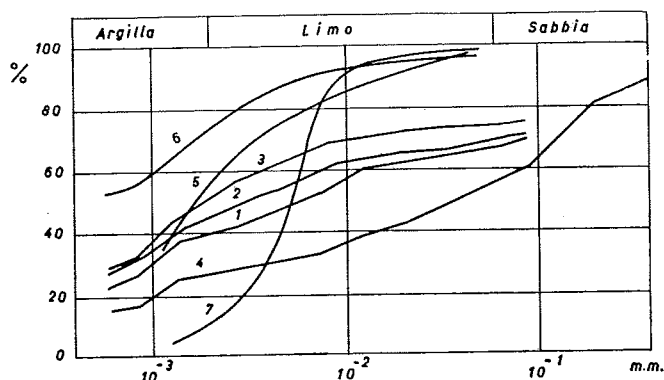


Fig. 4 - Granulometria e consistenza di vari campioni di terreno di fondazione

mento avvenne verso un vecchio colatore, scorrente a pochi metri di distanza dall'argine, chiamato Fossa Nova; anche qui il volume di sprofondamento dell'argine fu circa uguale al volume dell'alzamento di fondo della Fossa Nova. Il fenomeno ha assunto in superficie l'aspetto della Fig. 3, e fu così rapido che sul fondo sollevatosi di detta Fossa furono trovati alcuni pesci all'asciutto.

3 - Primi studi e soluzione proposta

In questo frattempo, anche con la collaborazione dell'Impresa a mezzo degli Ingegneri Mario GUIDUCCI e Giorgio MORALDI della Scuola di Ingegneria di Roma, erano state eseguite indagini sulla natura del sottosuolo effettuando un sondaggio profondo in corrispondenza della sezione dove si era provocato il primo dissesto, con prelevamento di alcuni campioni indisturbati che vennero provati nel Laboratorio geotecnico della Scuola d'Ingegneria di Roma. Il sondaggio e le prove eseguite al Laboratorio Geotecnico di Roma permisero di stabilire, per quanto riguarda la qualità del terreno, gli elementi riportati nella Fig. 4 (1) Le conclusioni degli studi eseguiti non erano ancora state formulate con proposte concrete alla Direzione Lavori quando si produsse il nuovo dissesto. A questo punto l'Impresa

(1) (campioni 1-2-3-4).

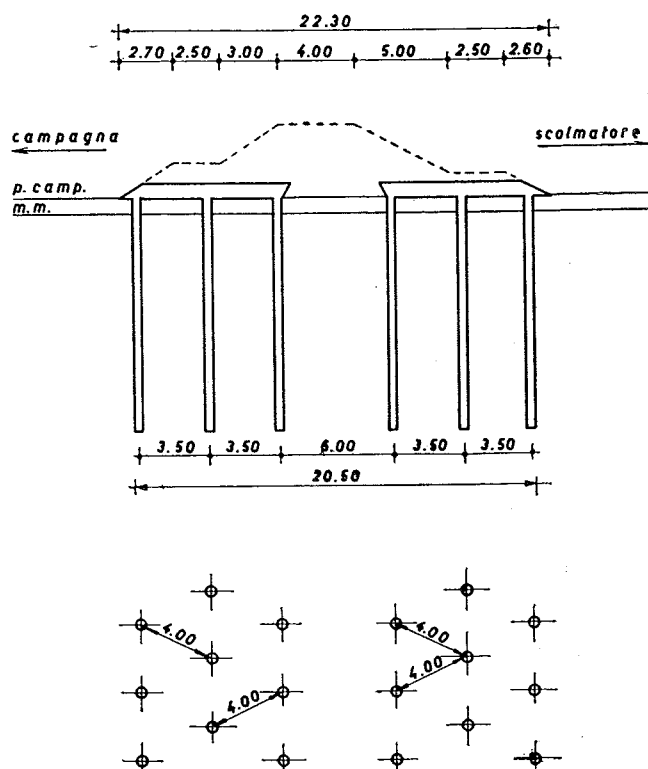


Fig. - 5 Sezione trasversale e pianta del drenaggio con pali di sabbia

appaltatrice, d'accordo con la Direzione dei lavori, chiese l'intervento anche dell'Ing. MEARDI del Politecnico di Milano, uno degli autori della presente relazione, il quale sulla base dei risultati ottenuti in America nel consolidamento di terrapieni dell'autostrada Filadelfia-Nuova York e in lavori analoghi, propose che fosse adottato il sistema dei *pali di sabbia*.

Questo sistema — già impiegato con successo per profondità di terreno molle come nel nostro caso — si basa sull'impiego di pali di sabbia, verticali, drenanti. E esso non è nuovissimo nella sua concezione poiché, tanto per accennare ad un'opera molto conosciuta, il *Theoretical Soil Mechanics* di TERZAGHI già nel 1943 ne accennava l'impiego e ne esponeva la teoria. Il sistema, applicato al caso nostro con proposte dettagliate sul metodo esecutivo e sul suo proporzionamento, trovò d'accordo i due Egregi Colleghi che avevano eseguito i primi studi perché anch'essi, fin dall'inizio, in una loro breve relazione all'Impresa, che non era stata presentata alla D. L., insieme a vari altri rimedi che in parte erano stati applicati, avevano accennato anche ai dreni verticali. Il progetto venne così completato insieme negli ultimi particolari, così come è presentato nella Fig. 5, per il caso dell'argine da costruire ancora per intero, e poco diverso per il caso dell'argine già costruito in parte.

La figura indica chiaramente in pianta ed in sezione la disposizione dei dreni, dalla quale è facile comprendere il funzionamento del sistema. L'acqua contenuta nell'elemento di terreno che si trova in un punto centrale dello strato impermeabile, senza la presenza dei dreni verticali, dovrebbe percorrere

un cammino molto lungo nel mezzo impermeabile per raggiungere l'atmosfera in alto, oppure lo strato sabbioso in basso. Più è lungo questo cammino e più è lungo il tempo di assestamento: difatti, come è noto, il tempo di assestamento è proporzionale al quadrato dello spessore dello strato impermeabile compreso tra due strati permeabili. Eseguendo i calcoli con un valore medio della permeabilità per tali terreni, che è dell'ordine del 10^{-8} cm/sec (essa non era ancora stata determinata sperimentalmente) si trovò facilmente che il tempo di assestamento per il nostro terreno con uno spessore medio di 12 m arrivava a diverse decine di anni anche per raggiungere un assestamento limitato. Introducendo invece i dreni verticali il cammino da percorrere risulta sensibilmente più corto, in dipendenza naturalmente della distanza tra dreno e dreno; essendo stata prevista la distanza di 4 m il cammino massimo da percorrere è dell'ordine di m 1,75 che paragonato ai 6 m precedenti, benché il movimento non sia identico (radiale invece che parallelo), lascia comprendere come abbrevi notevolmente il tempo di consolidamento. Per un calcolo attendibile di questo tempo si deve però tener conto della presenza contemporanea dei due consolidamenti (v. TERZAGHI, già citato) che porta, naturalmente, ad un ulteriore acceleramento del fenomeno.

4 - Studi successivi

Vedremo poi come la stratificazione reale del terreno, così come venne rilevata con i successivi sondaggi, quasi continui, è ancora più favorevole all'impiego dei dreni di quanto sopra indicato, poiché si è trovato, con un attento esame dei campioni, che nel terreno, a distanza di pochi decimetri l'uno dall'altro, si hanno strati, o più probabilmente lenti, di conchiglie marine finissime e pulite, le quali facilitano notevolmente il cammino dell'acqua, sempreché queste lenti possano portare ad uno scarico.

Costruendo i pali di sabbia ad una distanza non tanto grande è infatti assai probabile che le lenti, se non sono piccolissime, possano essere raggiunte o dall'uno o dall'altro dreno o almeno portarsi molto vicine ad esso; in questo modo il percorso in terreno impermeabile che deve fare l'acqua si riduce ai pochi decimetri necessari per raggiungere la lente; il tempo di assestamento viene quindi ad essere ancora notevolmente ridotto.

Senza i dreni verticali invece le lenti non servono a nulla poiché, una volta riempite di acqua, questa per uscire deve attraversare ancora lo stesso spessore di terreno impermeabile che avrebbe dovuto percorrere se la lente non fosse esistita.

Del lavoro previsto vennero eseguiti due tratti campione, uno in corrispondenza di un tratto ancora privo di arginature e l'altro dove l'argine era stato eseguito per metà, quest'ultimo nella zona in cui era avvenuto l'ultimo scivolamento. I pali di sabbia vennero eseguiti con l'attrezzatura dei pali trivellati riempiendo di sabbia fine uniforme il tubo di trivellazione, a differenza degli esempi americani, nei quali erano state impiegate attrezzature con tubazione infissa per battitura.

Durante il lavoro dei due tratti campione vennero eseguite numerose altre prove, nel Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Milano, su terreni estratti durante la trivellazione dei dreni, potendo così completare l'indagine che era già stata iniziata nel Laboratorio Geotecnico di Roma.

Sui particolari tecnici del prelevamento dei campioni l'Ing. MEARDI ha riferito con una comunicazione presentata per il 4° Congresso Internazionale di Meccanica del suolo che si terrà a Londra in agosto.

Vennero individuati e campionati terreni anche più teneri di quelli trovati nel primo sondaggio, come risulta da alcune curve granulometriche riportate nella stessa Fig. 4 sopraccennata (2) e ricavati per tali campioni i valori della compressibilità, quelli delle resistenze al taglio sia con la scatola di CASAGRANDE che con prove di compressione a espansione laterale libera e la permeabilità. I valori della resistenza al taglio furono ricavati sia con campioni indisturbati che rimaneggiati, con terreno naturale e dopo parziale consolidamento. Venne così potuta constatare la instabilità lungo superfici di scivolamento come quelle indicate in Fig. 3.

La permeabilità fu ricavata dalle prove edometriche, su provini prelevati nelle due direzioni, orizzontale e verticale, poiché coll'impiego dei dreni verticali la permeabilità orizzontale acquista una importanza prevalente; la permeabilità così ricavata risultò solo leggermente maggiore con deflusso nel senso orizzontale di quella con deflusso nel senso verticale. E' prevedibile però che la permeabilità orizzontale risulti nel complesso della massa drenata enormemente superiore a quella nel senso verticale per la presenza dei già ricordati frequenti straterelli e lenti permeabili, la cui influenza si fa pochissimo sentire nel provino di 2 cm di spessore provato nell'edometro, mentre è fortissima quando il cammino orizzontale da percorrere sale a qualche metro; infatti la maggior parte dell'acqua che deve arrivare alle pietre porose dell'edometro, nonostante la presenza degli straterelli permeabili preferisce fare il cammino diretto alle pietre porose, poiché la deviazione verso gli straterelli permeabili non rappresenta un vantaggio; quando invece il percorso da fare è notevole, ossia di qualche metro, e gli straterelli permeabili sono a distanza di pochi decimetri, quasi tutta l'acqua preferisce deviare verso lo straterello permeabile, anche se allunga un poco il cammino in senso geometrico, perché la resistenza totale è enormemente inferiore.

Un insieme così complesso non può evidentemente essere affrontato con un calcolo esatto; esso venne pertanto sostituito dal seguente schema semplificativo:

5 - Schema adottato per il calcolo dei tempi di consolidamento

Si suppose che gli strati impermeabili fossero intervallati con strati permeabili continui anche se le

(2) (campioni 5-6-7).

lenti non erano probabilmente tali e gli strati sottilissimi altrettanto. Questi strati permeabili vengono attraversati dai dreni verticali e l'acqua da essi raccolta scaricata in superficie insieme con quella raccolta direttamente dai dreni verticali. Vennero fatti diversi calcoli variando la distanza tra gli strati permeabili, da 50 cm, che corrispondevano alla distanza media tra lenti permeabili di una certa consistenza negli strati esplorati (8 metri di profondità), fino a diversi metri. Il valore medio reale equivalente verrà poi determinato in seguito nel modo che vedremo, poiché dalla distanza fra gli strati permeabili deriva il tempo di assestamento; misurando i tempi reali di assestamento si può ricavare la distanza media equivalente. Possiamo già anticipare che le misure degli assestamenti corrisposero ad una distanza tra gli strati permeabili di circa m 1,60.

che aveva provocato nel terreno peggiore il secondo dissesto.

Eseguito il carico, la sua pressione nel primo istante passa tutta sull'acqua dei pori dell'argilla iniziandosi però subito il fenomeno del drenaggio: l'acqua in pressione dei pori si scarica nei dreni e arriva in superficie. Il fenomeno del ns. caso diveniva rapidamente vistoso ed evidente: dal letto di sabbia superiore si vedeva chiaramente uscire l'acqua.

Uscendo l'acqua dai pori una parte del peso passa sui grani e quindi aumenta per attrito la resistenza al taglio. Si potrebbe pensare di attendere il consolidamento, non diciamo completo, perché è ben noto che il consolidamento completo richiede un numero infinito di anni, ma per esempio del 90%; invece anche questo consolidamento richiederebbe un tempo notevolissimo, che non è conveniente attendere, poi-

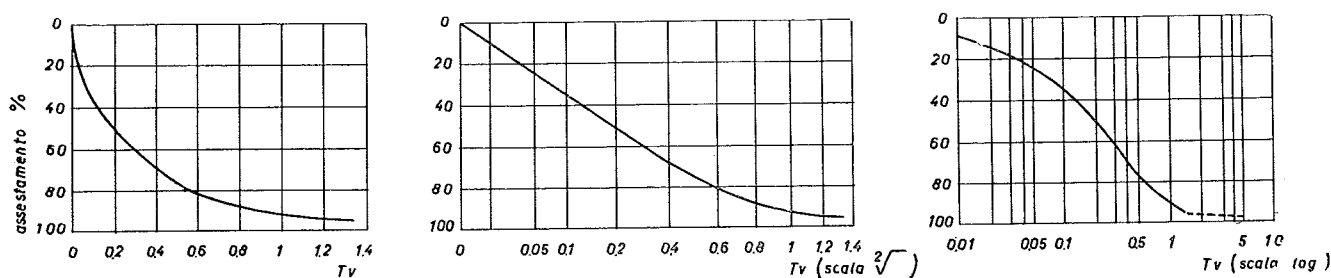


Fig. 6 - Curve teoriche dell'assestamento percentuale nel tempo in funzione di t , \sqrt{t} e $\lg t$

che corrispondevano alla distanza media tra lenti permeabili di una certa consistenza negli strati esplorati (8 metri di profondità), fino a diversi metri. Il valore medio reale equivalente verrà poi determinato in seguito nel modo che vedremo, poiché dalla distanza fra gli strati permeabili deriva il tempo di assestamento; misurando i tempi reali di assestamento si può ricavare la distanza media equivalente. Possiamo già anticipare che le misure degli assestamenti corrisposero ad una distanza tra gli strati permeabili di circa m 1,60.

La determinazione del tempo di assestamento medio non ha solamente importanza per determinare le distanze degli strati permeabili, ossia per la conoscenza del terreno, ma ne ha una molto più importante sulla distribuzione nel tempo del lavoro di formazione dell'argine.

6 - Formazione dell'argine

Al momento in cui viene eseguito il primo carico, il terreno non ha ancora subito alcun consolidamento e pertanto si trova nelle stesse condizioni del terreno naturale senza dreni, a parte un lieve miglioramento dal momento dell'esecuzione dei dreni al carico, nel caso che il terreno avesse già in precedenza una sopra pressione nei pori.

Lo spessore del terreno che si può mettere nel primo carico deve essere quindi tale che il terreno nelle sue condizioni naturali lo possa sopportare; nel nostro caso si è tenuto meno della metà dell'altezza

ché già quando il consolidamento raggiunge il 30% o il 40%, e meglio ancora il 50%, si ha un aumento di resistenza tale da permettere un successivo carico di una ragionevole consistenza.

Si fa così il secondo carico e si riproduce il fenomeno descritto: la nuova pressione aumenta l'uscita dell'acqua attraverso i dreni, aumenta ancora la pressione sui grani e quindi la resistenza al taglio, cosicché dopo un tempo ancora breve si potrà passare ad un terzo carico e così via fino ad ultimazione dell'argine.

7 - Misura del consolidamento reale

Non è stato possibile, per la presenza di gas nel terreno, misurare il consolidamento dalla diminuzione della pressione dell'acqua nei pori. Il consolidamento venne invece misurato specialmente con l'assestamento del terreno, poiché l'uno corrisponde all'altro ed è espresso con la stessa quantità percentuale. Tale assestamento fu quindi misurato mediante piastre di livello posate sotto il letto di sabbia, quotate a breve distanza di tempo nei primi periodi e a distanza di tempo maggiore durante i periodi successivi. Questo assestamento, confrontato con l'assestamento totale calcolato in base alle compressibilità del terreno, avrebbe già potuto dare un valore del consolidamento percentuale, se il calcolo dell'assestamento totale fosse stato esatto.

Il valore dell'assestamento percentuale viene invece dato in modo più reale, anche se approssimato,

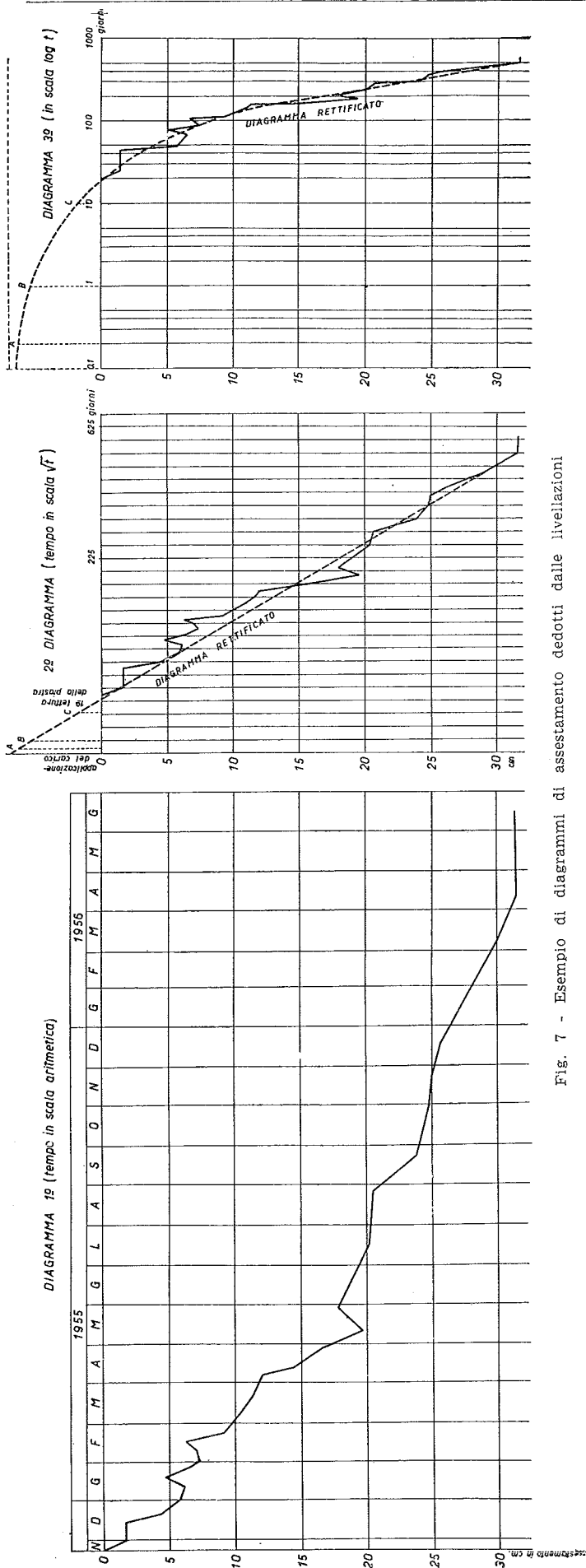


Fig. 7 - Esempio di diagrammi di assestamento dedotti dalle livellazioni

dall'andamento della curva di assestamento poiché è noto che l'assestamento fino all'80% circa del suo valore segue bene l'andamento teorico calcolato dal TERZAGHI, le cui curve fondamentali sono riportate nella sua opera magistrale del 1943 già citata. Queste curve hanno un andamento molto caratteristico se i tempi, invece di essere rappresentati in scala aritmetica, sono rappresentati in scala \sqrt{t} o $\log t$. In scala \sqrt{t} , essendo l'assestamento proporzionale alla radice quadrata del tempo fino al 50%, la curva ha fino a quel punto un andamento rettilineo, dopodiché diventa asintotica rispetto all'orizzontale. Impiegando invece per la rappresentazione del tempo il logaritmo di t , si vede che dal 40 all'80% circa, l'andamento del diagramma è praticamente rettilineo e pertanto impiegando le due curve si può rendersi conto, sia pure approssimativamente, di quando sia raggiunto un consolidamento intorno al 40% e quando sia passato il 50%, che sono i due punti che a noi interessano poiché, come abbiamo detto, attendere assestamenti maggiori non è conveniente (v. Fig. 6 e 7).

In questo modo venne valutato l'assestamento del terreno e si poté così rettificare la distanza media degli strati drenati in quel m 1,60 già indicato.

8 - Rettifica del calcolo della compressibilità

Confrontando i valori così ottenuti dell'assestamento percentuale con il rapporto tra assestamento reale in centimetri e assestamento totale calcolato con le compressibilità edometriche, si è constatato che non si corrispondevano, nel senso che il grado di assestamento ricavato dalla curva era notevolmente inferiore al rapporto indicato, il che equivale a dire che l'assestamento totale è maggiore di quello calcolato in base alla compressibilità ricavata direttamente dalle prove edometriche.

La compressibilità era stata ricavata da queste prove tenendola eguale a quella del diagramma edometrico normale e cioè al rapporto fra incremento di carico e accorciamento unitario. Invece da studi recenti è risultato che tale valore non corrisponde alla compressibilità in posto. Vedasi per es. l'opera di TERZAGHI e PECK *Soil Mechanics in engineering practice*. Londra 1948 pag. 61, ed altre successive. Osservano gli Autori succitati che l'assestamento del terreno sul posto non segue la curva ottenuta all'edometro poiché questa è una curva di ricompressione, dopo lo scarico prodottosi durante il prelevamento e la conservazione del campione. Essi ritengono che il comportamento del terreno in posto sia rappresentato meglio da una retta poco più ripida della tangente alla curva edometrica (e, $\lg p$) nell'ultimo tratto della curva di carico, sempreché la prova sia spinta così avanti che la curva sia diventata quasi rettilinea (v. Fig. 8 da TERZAGHI e PECK - Opera sopra citata pag. 62).

Si ottiene così un diagramma di compressibilità sensibilmente più ripido per i carichi minori quali quelli dell'argine e quindi valori della compressibilità totale in posto sensibilmente più forti di quelli prima calcolati.

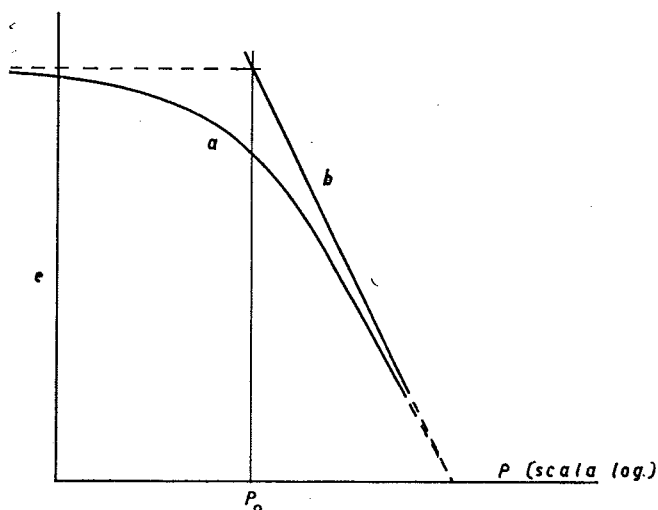


Fig. 8 - Diagrammi di compressione secondo Terzaghi e Peck per argille che non ebbero mai carico maggiore di quello del soprastante terreno a) nell'edometro; b) nel terreno in posto.

Per maggiori dettagli su questa operazione rimandiamo all'opera indicata non avendo potuto evidentemente in questa esposizione essere più dettagliati di quanto siamo stati.

Possiamo affermare che calcolando l'assestamento con questi criteri si sono trovati dei valori sensibilmente vicini a quelli ricavati dalla curva dell'assestamento reale.

9 - Calcolo dell'aumento di resistenza dovuto al consolidamento

Abbiamo visto che al consolidamento corrisponde un aumento di resistenza del terreno allo scorrimento. Si potrebbe quindi, ottenuto un consolidamento, misurare direttamente questo aumento di resistenza: ma è una misura poco agevole perché andrebbe fatta su numerosissimi campioni, data la variazione di resistenza da punto a punto del terreno in posto. E' stata fatta una misura indiretta con prove penetrometriche con le modalità indicate nella citata relazione al Congresso di Londra, ed anche con il *vane test*, ma si tratta sempre di misure insufficienti per una valutazione complessiva media della resistenza.

SOMMAIRE: Les Auteurs donnent renseignements sur une très importante ouvrage hydraulique et sur les ruptures qui se sont produites dans ses digues à cause de la présence en fondation de silt argileux très tendre.

Les Auteurs décrivent commente le sol fut consolidé employant les drains verticaux de sable et comment les courbes de tassement furent adoptées pour évaluer le degré de consolidation dans les successives phases de l'ouvrage.

Dal valore del consolidamento percentuale si può invece, noto l'angolo di attrito interno corrispondente a prova lenta e servendosi di cerchi di MOHR, ricavare il sovraccarico nuovo ammissibile nei punti più pericolosi, cioè il carico di terra che si può aggiungere a continuare la formazione dell'argine.

Con i criteri sopra esposti si è dato corso al lavoro e possiamo dire che, ovunque essi furono rispettati, tutto è proceduto regolarmente pur con il margine di sicurezza molto modesto con cui si operava.

Si deve però subito aggiungere che è indispensabile una assistenza continua e qualificata, tale che possa fornire sicuri elementi per le calcolazioni di cui sopra. E perché questi elementi siano sicuri debbono essere numerosi poiché il terreno varia rapidamente e sensibilmente e perché si possono avere errori nei rilievi o punti anomali nelle curve dovuti ad altre cause che l'inesattezza del rilevatore (v. in proposito esempi nella relazione MEARDI al 4° Congresso Internazionale di Londra).

Dove questo non è stato possibile ottenere dati i margini modesti di sicurezza nei quali ci si deve contenere per accelerare i tempi, si sono avuti insuccessi. Uno è stato dovuto ad errore nella interpretazione di alcuni punti anomali delle curve di assestamento; un altro è avvenuto in causa di un franamento di golena che funzionò come uno scalmamento per l'argine ancora in fase di assestamento.

10 - Conclusioni

La comunicazione ha voluto esporre con qualche dettaglio l'esecuzione di un lavoro che ha permesso di consolidare uno dei terreni peggiori del nostro Paese. Si è visto che con l'impiego di dreni verticali proporzionati al caso specifico il risultato si può raggiungere. Si tratta però di lavori delicati che richiedono studi e numerose prove sia di Laboratorio che in posto.

La comunicazione si riferisce a consolidamenti di fondazione di argini. Il sistema però è stato applicato anche per consolidare il terreno di fondazione e quello circostante ad opere d'arte profondamente incassate relative allo stesso lavoro dello scolmatore; di tale impiego ci riserviamo di riferire in dettaglio in altra occasione.

SUMMARY: The Authors relate on a very important hydraulic work and describe the slides produced in the levees on account of a very soft silty clayed foundation soil.

They describe in which way they consolidated the soil with sand vertical drains and how the settlement curves have been used to estimate the consolidation degree in the various stages of the work.