

Recensioni

Determination des conditions optima de mise en place des remblais - Annales des Ponts et Chaussées - gennaio-febbraio 1955, n. 1, pag. 67-105 - I. TCHEREPENNIKOFF.

Il problema della costruzione di un terrapieno presenta notevoli difficoltà quando si desidera ottenere una sicurezza confrontabile con quella delle altre opere dell'ingegneria civile.

La difficoltà risiede nella complessità e variabilità del materiale che si deve adoperare, il che rende malagevole di trarre regole generali dai risultati dell'esperienza. Nondimeno negli ultimi anni si è riusciti ad arrivare ad una classificazione del terreno in categorie con proprietà facilmente riconoscibili.

Una volta quindi che un terreno sia riconosciuto adatto per l'utilizzazione, si presentano i problemi della posa in opera.

Tralasciando gli altri tipi di costruzione di rilevati, vengono qui esaminati i problemi connessi alla costruzione delle dighe in terra. Una costruzione di questo tipo è formata generalmente da una parte centrale impermeabile destinata a trattenere l'acqua e da due o più parti esterne permeabili destinate a sostenere e proteggere la parte centrale.

Si presentano perciò due tipi di problemi: gli uni relativi ai terreni permeabili, gli altri a quelli impermeabili. Mentre per i primi si tratta di verificare che il terreno sia veramente permeabile in modo da non dar luogo ad alcuna pressione interstiziale, e che si abbia la massima compattezza poichè da essa dipende la stabilità dell'opera; per i terreni impermeabili bisogna tener anche conto delle massime pressioni interstiziali che si formano in dipendenza delle condizioni di posa in opera dei materiali e quindi della scelta della riduzione di queste massime pressioni interstiziali a mezzo di buone condizioni di posa in opera.

Ne risulta la necessità di prevedere il comportamento e le pressioni che si formano nel rilevato durante e dopo la costruzione. Il che porta ad esaminare due stati di equilibrio: il primo fittizio detto stato transitorio che rappresenta la fine del periodo di consolidamento a quantità d'aria ed acqua costanti (consolidamento parziale); il secondo, reale, detto stato finale, che viene raggiunto con il totale consolidamento e in cui l'acqua e l'aria sono potute scorrere via.

L'A. fa un resoconto critico delle conoscenze americane su questi problemi.

In un massiccio terroso l'equilibrio è realizzato se è soddisfatta in ciascuno dei suoi punti la condizione di MOHR, $T=C+N \operatorname{tg} \varphi$, ma in un terreno umido questa si trasforma nella $T=C(P-P') \operatorname{tg} \varphi$ in cui P' è la pressione interstiziale.

Dal punto di vista meccanico il terreno può essere decomposto in due mezzi, un mezzo solido che fa da ossatura, un mezzo fluido, miscela di aria e d'acqua, che riempie i vuoti; il mezzo solido e l'aria sono compressibili mentre l'acqua è incompressibile. Un aumento di carico (dP) sul terreno sarà ripartito sul mezzo solido (dN) e sul mezzo fluido (dp) e si potrà scrivere $dP=dN+dp$.

Fatta l'ipotesi quindi di masse d'acqua e d'aria costanti, in un terreno asciutto avente un modulo di compressibilità molto elevato, sarà la parte solida a sopportare tutto il carico, mentre in un terreno saturo sarà invece l'acqua a sopportarlo quasi interamente e ad assumere perciò una pressione ad esso corrispondente. E' questa che viene chiamata pressione interstiziale, cioè l'eccedenza di pressione su una pressione fittizia di valore corrispondente a quello a consolidamento ultimato e con le stesse condizioni esterne (temperatura, livello nel serbatoio). In un rilevato che non trattenga l'acqua la pressione fittizia è l'eccedenza in rapporto a questa. Se invece il rilevato serve da sbarramento ad un serbatoio la pressione interstiziale è misurata in rapporto alla pressione dell'acqua filtrante attraverso la diga.

Il calcolo della pressione interstiziale si fa partendo dalle seguenti ipotesi: che durante lo stato transitorio considerato la massa fluida sia eguale a quella allo stato iniziale; che sia valida la legge di BOYLE e MARIOTTE; che, ammessa in prima approssimazione la legge di BOYLE e MARIOTTE, valga la legge di HENRY « a temperatura costante il volume dei gas disciolti in un liquido è indipendente dalla pressione ».

L'A. critica questa ipotesi facendo osservare che la massa fluida non è costante specialmente per gli strati più profondi della diga, cioè i primi strati messi in opera, e questo si può rilevare anche osservando che le massime pressioni interstiziali si hanno nel centro della diga (fig. 1) e non negli strati più profondi.

D'altra parte questo fenomeno è a favore della stabilità e quindi si può trascurare.

In secondo luogo è difficile ammettere la legge di HENRY in quanto l'acqua è frazionata in masse minuscole con tensioni capillari sconosciute ed è perciò probabile che ci sia un'altra legge di dissoluzione dei gas con queste tensioni. Si è però incapaci di valutare gli errori a ciò connessi, quindi anche questo fatto deve essere trascurato.

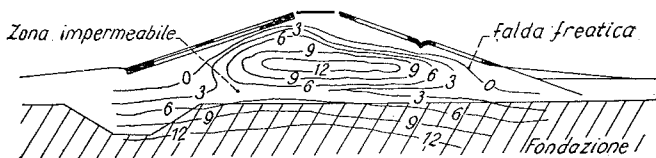


Fig. 1 - Pressioni interstiziali formantisi durante la costruzione della diga di Freno.

Infine, e di questo bisognerebbe tenerne conto in quanto è pericoloso per la stabilità, la legge di BOYLE e MARIOTTE è valida per temperatura costante e si è assunta come temperatura quella ambiente iniziale. Con la posa in opera dei vari strati è difficile che quelli più profondi possano raffreddarsi velocemente, ne consegue che nello stato transitorio da verificare si potranno avere temperature più elevate di quelle d'ipotesi e di conseguenza maggiori pressioni.

L'A. dà quindi un metodo per il calcolo della pressione interstiziale basato non più sulla legge di BOYLE e MARIOTTE $PV = \text{cost.}$, ma ammettendo una legge $PV^a = \text{cost.}$ Si devono però, con la misura delle temperature in dighe già finite e con altri studi, determinare i valori di α .

Esaminato il problema della previsione della pressione interstiziale, l'A., prima di passare a quello della riduzione delle massime pressioni interstiziali e della scelta del contenuto in acqua *optimum*, fa notare che il comportamento del terreno dipende dal contenuto d'acqua e dal contenuto d'aria. Riporta allora l'espressione

$$S = \frac{1-a}{v+t_c}$$
 che lega tra loro il peso secco dell'unità di volume S (impropriamente chiamato « densità secca »), il volume di aria libera a contenuta nell'unità di volume del terreno (solido+acqua+aria), il volume specifico della fase solida v ed il contenuto in acqua t_c .

Questa relazione mostra che, con contenuto d'acqua costante, un aumento del peso dell'unità di volume comporta una diminuzione del volume occupato dall'aria; se, oltre che rimanere costante il contenuto di acqua, l'aria non può sfuggire dal terreno, si verifica necessariamente un aumento di pressione interstiziale. Dell'esame della formula innanzi riportata si deduce poi che per uno stesso aumento di compattezza la diminuzione del volume occupato dall'aria e pertanto la conseguente pressione interstiziale, sono tanto più elevate quanto maggiore è il contenuto in acqua.

La riduzione dei massimi di pressione si potrà quindi ottenere diminuendo sia il contenuto in acqua sia la densità secca.

La relazione fra densità secca e contenuto in acqua è data dalla curva di PROCTOR che non è però sufficiente a permettere la scelta delle condizioni migliori di posa in opera del terreno. Tale curva infatti non dà alcuna indicazione sul rischio di successivi cedimenti a causa dell'aumento di contenuto in acqua per cause esterne (piogge, aumento di livello nel serbatoio, ecc.) e quindi di maggiore densità secca possibile sotto uno stesso carico.

La soluzione del problema è data costruendo le curve di cedimento nullo (fig. 2) e di eguale pressione interstiziale (fig. 3). Il procedimento è il seguente.

Una serie di provini costipati con la stessa energia e con differente contenuto d'acqua e rappresentati quindi nel diagramma peso di volume secco-contenuto d'acqua dalla curva di PROCTOR, vengono successivamente consolidati nell'apparecchio di compressione triassiale sotto una determinata pressione costante. Determinando il peso di volume secco a fine consolidamento si possono costruire le curve di consolidamento semplice (vedi fig. 2). I provini vengono quindi portati a saturazione e la misura del nuovo peso di volume permette la costruzione delle curve di con-

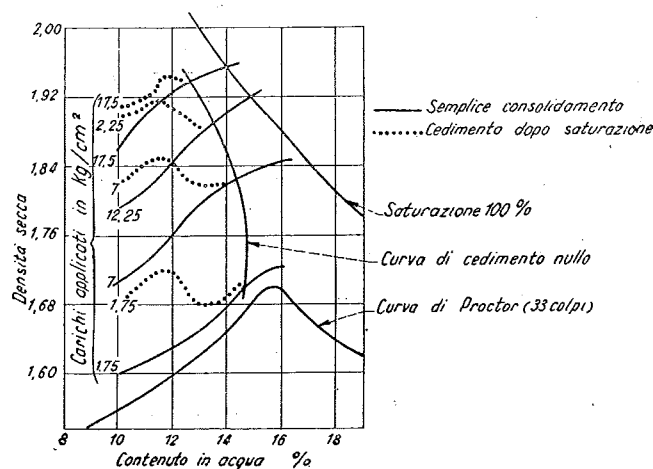


Fig. 2.

solidamento dopo saturazione. L'intersezione dei due gruppi di curve di consolidamento è evidentemente la curva di cedimento nullo. Questa curva dà però un limite inferiore nella scelta delle condizioni di posa in opera. Il limite superiore è dato dalla curva di eguale pressione interstiziale di cui si fisserà il valore secondo le ipotesi generali di calcolo.

Sottoponendo a consolidamento senza drenaggio e a pressione costante nell'apparecchio triassiale dei provini costipati con differente contenuto d'acqua e con la stessa energia di costipamento, con la misura della contrazione volumetrica (e quindi del peso di volume secco) e della pressione interstiziale, si possono costruire le curve di consolidamento senza drenaggio e le curve di eguale pressione interstiziale cercate. Nella figura 3 le curve riportate sono state ottenute operando sull'edometro e le pressioni interstiziali sono state calcolate e non misurate. I valori numerici sono quindi erronei, ma resta valida la forma generale dei risultati.

Concludendo, la curva di cedimento nullo o di cedimento eguale, scelta in dipendenza dell'ipotesi di calcolo e la curva di eguale pressione interstiziale pure scelta in base alle ipotesi di calcolo, delimitano una zona di sicurezza entro la quale si può fissare per il caso più sfavorevole il contenuto in acqua più opportuno.

Le considerazioni svolte finora hanno riguardato principalmente la frazione fine del materiale (grani inferiori a 5 o 6 mm). Risultati di studi fatti finora su terreni con forti proporzioni di ghiaia permettono di affermare che l'aggiunta di ghiaia fino alla proporzione del 65% fa crescere la densità della miscela; la densità della frazione fine diminuisce all'aumentare della percentuale di ghiaia, il contenuto in acqua necessario per la frazione fine va al di sopra dell'*optimum* normale all'aumentare della percentuale di ghiaia.

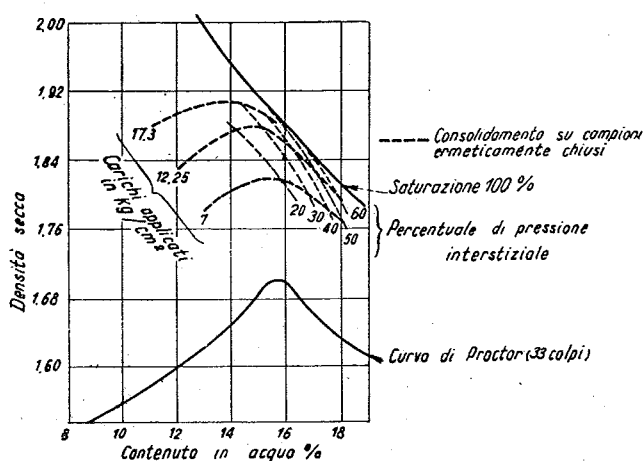


Fig. 3.

Per quanto riguarda la permeabilità invece, essa aumenta all'inizio leggermente, quindi molto rapidamente e con risultati irregolari all'aumentare della percentuale di ghiaia.

Il consolidamento viene ridotto notevolmente al crescere della percentuale di ghiaia.

Infine l'A. accenna sommariamente ai problemi di calcolo.

Il calcolo rigoroso dei terrapieni di notevole altezza si basa sulle considerazioni sopra esposte. In pratica però, a causa del notevole tempo richiesto e soprattutto della dubbia validità delle ipotesi ammesse, il calcolo viene semplificato basandosi sull'esperienza. Queste semplificazioni non debbono però trattenere dal determinare con i metodi sopra descritti un contenuto in acqua *optimum* e dal realizzarlo effettivamente in cantiere in modo da ottenere le condizioni più favorevoli possibili per la stabilità della diga. Anzi la più grande attenzione deve essere dedicata al costipamento in cantiere ed ai mezzi per realizzarlo in quanto da questo dipende il buon comportamento dell'opera, e la sua rispondenza alle previsioni di progetto.

P. Colombo

Pali e fondazioni su pali - Ulrico Hoepli, Milano, 1955 - R. SANSONI.

Agli inizi dell'anno in corso è stato pubblicato per le edizioni Hoepli un volume del Dott. Ing. Renato SANSONI dal titolo «Pali e fondazioni su pali».

L'opera, che comprende in totale 289 pagine, merita di essere segnalata principalmente per lo spirito pratico che ha guidato l'A. nel suo lavoro e per la lodevole documentazione fotografica che, unita a schemi e tabelle, rende al lettore agevole il compito della consultazione.

Il libro si divide in tre parti, descrittiva, teorica e sperimentale.

La parte descrittiva si inizia con una rapida rassegna dei pali di legno. Ricordati i limiti d'impiego di tale tipo di palo — per opere provvisorie e per fondazioni di limitata importanza — l'A. si sofferma sulle principali cause di deterioramento e sugli accorgimenti da adottare per prolungare la durata di un palo di legno. In tabelle sono raccolti alcuni dati sulla resistenza meccanica delle essenze di più comune impiego; viene poi fatta menzione dei regolamenti americani e di quello tedesco per quanto riguarda i diametri limiti in rapporto alla natura ed alla lunghezza del palo.

L'A. passa quindi ad illustrare i vari tipi di pali di calcestruzzo, suddividendoli in pali costruiti fuori opera e pali gettati in sito. Fra i primi vengono descritti i pali Hennebique, i pali Considère, quelli Bignel, Zublin ed i pali SCAC. I secondi sono a loro volta suddivisi in pali gettati in opera in tubo forma recuperabile (Simplex e derivati, Franki, Express e Vibro), in pali gettati in casseformi non recuperabili (non sono descritti particolari tipi dato lo scarsissimo impiego trovato finora in Italia da tali pali) e in pali trivellati (Strauss, Wolfsholz, SACOP, Rodio, C.C.C. e Benoto). Mentre da un lato vengono sottolineati gli innegabili vantaggi che i pali di calcestruzzo presentano rispetto a quelli di legno, l'A., molto opportunamente si sofferma sulle cause che, per ciascun tipo di palo, possono portare, in fase di costruzione ad una cattiva riuscita del palo stesso; viene poi posto l'accento sul pericolo di deterioramento del calcestruzzo conseguente all'attacco di acque acide od alcaline ed alla presenza della salsedine nelle strutture marittime. Il capitolo si chiude con un breve cenno sui pali di calcestruzzo eseguiti a scopo di consolidamento del terreno (pali Dulac-Compressol) e sui cosiddetti pali di sabbia realizzati, ugualmente a scopo di consolidamento, eseguendo dei fori con l'attrezzatura dei pali Franki e riempiendoli poi con sabbia di opportuna granulometria.

L'A. si occupa quindi dei pali in ferro, nei tre tipi di pali ad H, pali tubolari e pali a sezione poligonale, questi ultimi risultanti dall'unione di due o più elementi di palancola. Per i pali in ferro, pochissimo adottati in Italia sia per il loro costo proibitivo sia perché, almeno finora, non si sono costruite opere tanto pesanti da non poter essere fondate in altro