

Osservazioni sul comportamento geotecnico e strutturale di due serbatoi cilindrici per acqua

P. COLOMBO *, P. MAZZALAI **, A. ZANOVELLO ***

SOMMARIO: Si riferisce, sulla base di una serie di prove e misure in posto, sul comportamento geotecnico del terreno di fondazione e su quello statico delle strutture portanti di due serbatoi idrici cilindrici a fondo semiflessibile, in calcestruzzo armato, realizzati alla periferia di Padova dall'A.M.A.P. (Azienda Municipale Acquedotto Padova). Si è tentato di analizzare il comportamento terreno-struttura riportando le misure dei cedimenti, delle pressioni neutre, delle pressioni totali sul terreno e delle tensioni all'interno delle strutture, durante le fasi di costruzione e di carico e per un certo periodo di esercizio. Il comportamento strutturale dei due serbatoi è stato confrontato con i risultati teorici ottenuti con l'applicazione del metodo degli « elementi finiti ».

1. Premesse

1.1. Dimensionamento

La fase di progettazione di serbatoi cilindrici implica generalmente uno studio preventivo particolarmente attento per la definizione della struttura e dei parametri geometrici ottimali tenuto conto dei vincoli funzionali e di quelli geotecnici. La rilevante dimensione dei serbatoi esaminati in questa nota è stata suggerita da una ricerca delle loro dimensioni ottimali (minimo costo unitario della capacità utile). Se si esprime il costo in funzione dei due parametri geometrici caratteristici, raggio r ed altezza liquida h , è possibile con procedimenti consueti di analisi matematica, determinare la coppia più conveniente degli stessi. La espressione del costo unitario che si ricava è la seguente:

$$C_u = k_1 \cdot \frac{\gamma_a}{\sigma} \cdot h + (k_2 + k_{3r}) \frac{1}{h} + k_3 \alpha \frac{r}{h} + k_{1r} \frac{2}{r}$$

dove γ_a è il peso specifico del fluido, σ la tensione nella struttura, α è il rapporto tra lo spessore e la luce della copertura, k_i ($i = 1, 2, 3$) i costi unitari delle strutture e k_{if} ($i = 1, 3$) i costi unitari delle finiture delle strutture corrispon-

denti. Derivando la precedente e risolvendo il sistema di equazioni differenziali ottenute si ricava:

$$r^4 \frac{4 k_3 \cdot k_{1r}^2 \cdot \sigma}{k_1 \cdot \gamma \cdot \alpha \cdot k_3} \cdot r - \frac{4 (k_2 + k_{3r}) \cdot k_{1r}^2 \cdot \sigma}{k_1 \cdot \gamma \cdot k_3 \cdot \alpha^2} = 0$$

$$h = \frac{\alpha \cdot k_3 \cdot r^2}{2 \cdot k_{1r}}$$

In questo genere di indagini generalmente risulta che le dimensioni h , r , nella circostanza di ottimalità, sono di valore numerico rilevante, ad esempio dell'ordine di quelli di cui trattasi.

1.2. Descrizione degli impianti

Nel quadro del piano di sviluppo acquedottistico volto a fronteggiare le crescenti esigenze d'acqua, l'A.M.A.P. ha costruito dal 1965 al 1970, due serbatoi di 22.000 metri cubi ciascuno in località Montà, alla periferia di Padova, al servizio della rete idrica di tale città. L'area occupata dal nuovo complesso, comprendente, oltre ai due serbatoi, un magazzino ed una palazzina per uffici, si estende per 50.000 m² circa (fig. 1). La progettazione delle opere è stata preceduta, accompagnata e seguita da un'ampia indagine sulla stratigrafia e sulle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle costruzioni. Comprende sondaggi, prove penetrometriche e prove geotecniche di laboratorio eseguite presso il Centro Geotecnico Veneto dell'Università di Padova. I serbatoi in esame presentano una struttura cilindrica di diametro interno di 50 metri e un'altezza d'acqua media di 11 metri e quindi una capacità idrica ef-

* Prof. Ing. Pietro COLOMBO, Istituto di *Costruzioni Marittime e di Geotecnica*, Università di Padova.

** Dr. Ing. Paolo MAZZALAI, Istituto di *Costruzioni Marittime e di Geotecnica*, Università di Padova.

*** Prof. Ing. Angelo ZANOVELLO, Direttore *A.M.A.P.* di Padova.

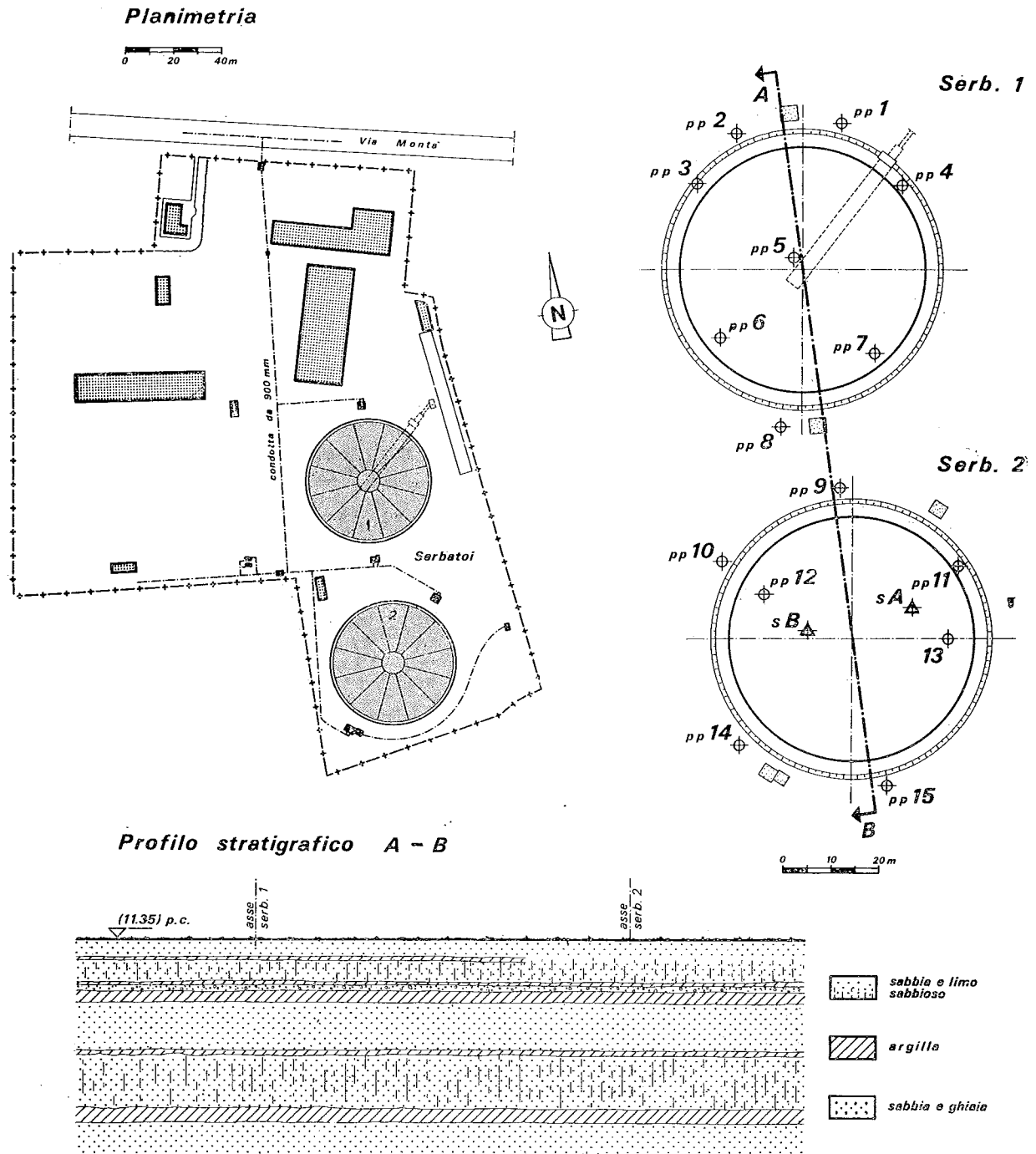


Fig. 1. - Planimetria generale del centro di Montà. Planimetria dei serbatoi con relativi sondaggi penetrometrici e sezione stratigrafica tipo.

fettiva di oltre 22.000 metri cubi. Irrilevanti ai fini del comportamento geotecnico e statico si dimostrano essere le diversità costruttive dei due serbatoi. Quindi si farà in genere riferimento alla struttura di fig. 2. La parete cilindrica è in calcestruzzo armato e presenta uno spessore di 80 cm. La fondazione della stessa è realizzata con un anello di sezione poligonale con base di 2.5 m. La copertura è una superficie di rotazione generata da un arco rampante a due cerniere di circa 22 m di luce poggiate sulla parete cilindrica all'esterno

e su un telaio ottagonale nella parte interna. Il fondo del serbatoio sovrapposto ad uno spesso strato di tout-venant (di spessore variabile tra 1.50 e 0.50 m) è di tipo semiflessibile realizzato mediante lastre di calcestruzzo armato a forma di settore di corona circolare, reciprocamente saldate da giunti elastici in materiale gommosintetico, inclinate verso il centro.

Dei due serbatoi sono stati rilevati i cedimenti durante e dopo la costruzione, le pressioni dei pori mediante manometri e le pressioni sul terreno

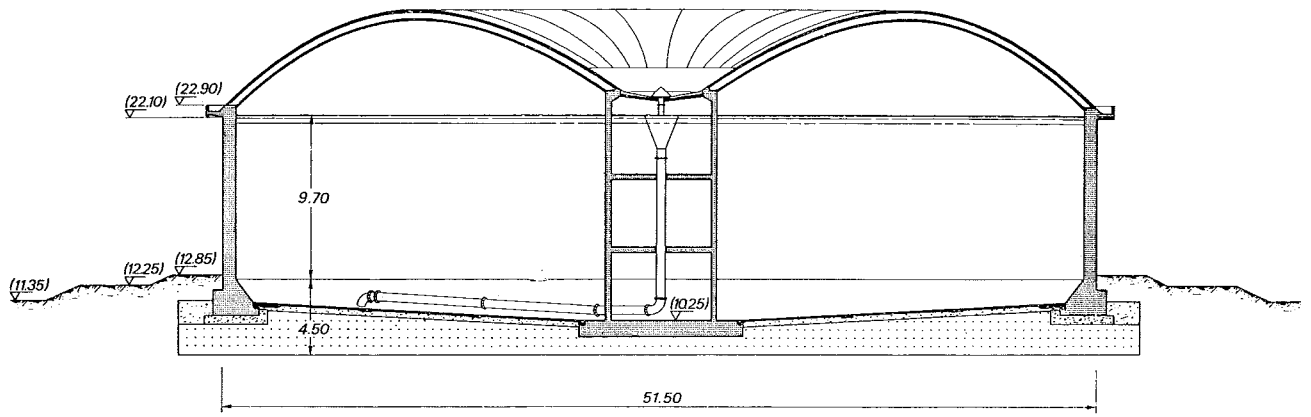


Fig. 2. - Sezione del serbatoio 1°.

di fondazione con celle di pressione. Nel secondo serbatoio — inoltre — sono stati rilevati gli assestamenti dei vari strati di terreno a diverse profondità. L'inserimento di estensimetri elettroacustici nelle pareti cilindriche ha permesso di raccogliere dei dati sulle deformazioni delle pareti e di tentare un confronto con i dati provenienti dal-

l'analisi condotta mediante la teoria degli « elementi finiti ».

2. Dati geotecnici

Un profilo stratigrafico indicativo può essere ricavato, secondo la sezione AB di fig. 1, data la

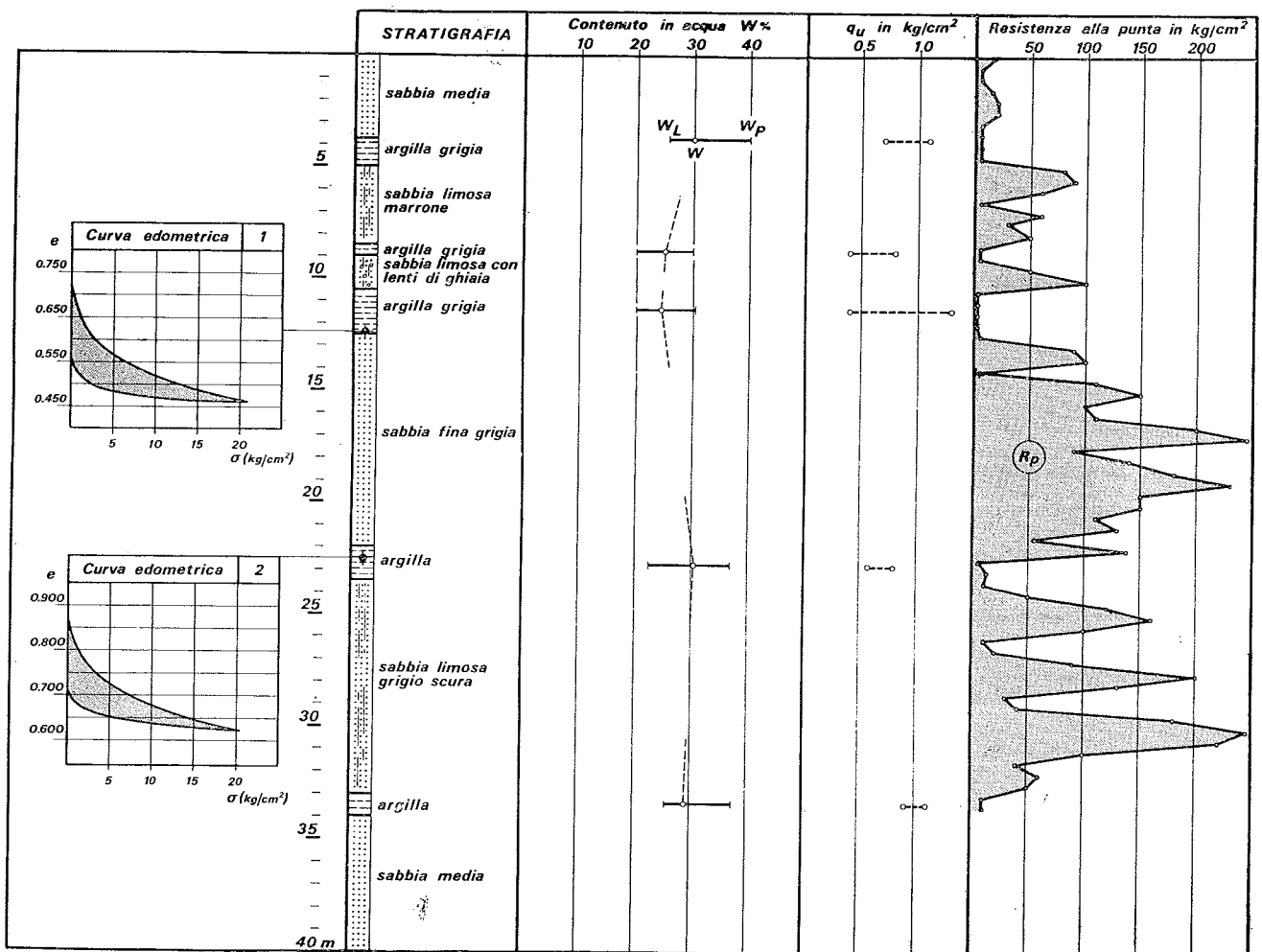


Fig. 3. - Sondaggio tipo con dati geotecnici, prova penetrometrica e curve edometriche per gli strati di argilla più significativi.

presenza al di sotto delle opere considerate di una stratigrafia abbastanza uniforme, con continuità di strati, entro certi limiti, fino ad una profondità di circa 50 m. Tale deposito è composto da sabbia con varie stratificazioni di argille e argille limose; la falda freatica è disposta a 3 m al di sotto del piano formato dalla seconda berma del rinterro attorno ai serbatoi. Ad un primo strato di materiale vegetale e sabbia segue uno strato di argilla grigia; altri due strati di argilla sono disposti ad una profondità media di 8.50 e 11.00 m variamente intersecati da sabbia limosa e sabbia fine grigia. Un sondaggio tipo con le caratteristiche dei campioni indisturbati esaminati è riportato in fig. 3 dove si possono leggere i limiti di Atterberg, il contenuto d'acqua, la resistenza alla compressione con espansione libera, l'andamento della prova edometrica per i due strati coerenti più significativi. In fig. 4 sono riportati i diagrammi penetrometrici ricavati con il penetrometro statico assieme alle curve granulometriche indicative dei terreni incoerenti incontrati.

3. Cedimenti

3.1. Analisi dei cedimenti

L'andamento stratigrafico particolarmente favorevole dal punto di vista della capacità portante, data la presenza di spessi strati sabbiosi, ha per-

messo l'adozione, per i due serbatoi, di fondazioni di tipo superficiale. Il piano di posa dello strato di tout-venant, al di sotto della fondazione è posto ad una quota (-3) m rispetto al piano campagna. Si suppone che il peso del terreno asportato sia equilibrato dal peso del tout-venant e da quello delle lastre del fondo.

Inoltre nella valutazione della distribuzione delle pressioni all'interno del terreno si prescinde dalla rigidità delle lastre di fondazione. Il calcolo è condotto nelle due condizioni di serbatoio scarico e carico. In fig. 5 si indicano la distribuzione radiale delle pressioni sul terreno assunte nelle due condizioni predette a seguito dell'esame particolareggiato dei carichi provenienti dalle strutture e l'andamento delle tensioni verticali all'interno dell'ammasso terroso che, in base alla teoria di Boussinesq, risultano indipendenti dalle costanti elastiche del materiale e funzione solo del carico applicato e della geometria del sistema.

I cedimenti degli strati sabbiosi si ritengono trascurabili rispetto a quelli degli strati di argilla. Date le dimensioni del serbatoio e l'entità delle pressioni trasmesse al terreno si avranno dei cedimenti principalmente per compressione degli strati di argilla, determinati in base ai risultati delle prove edometriche con la:

$$\Delta H = \frac{H_0 \cdot C_e}{1 + e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

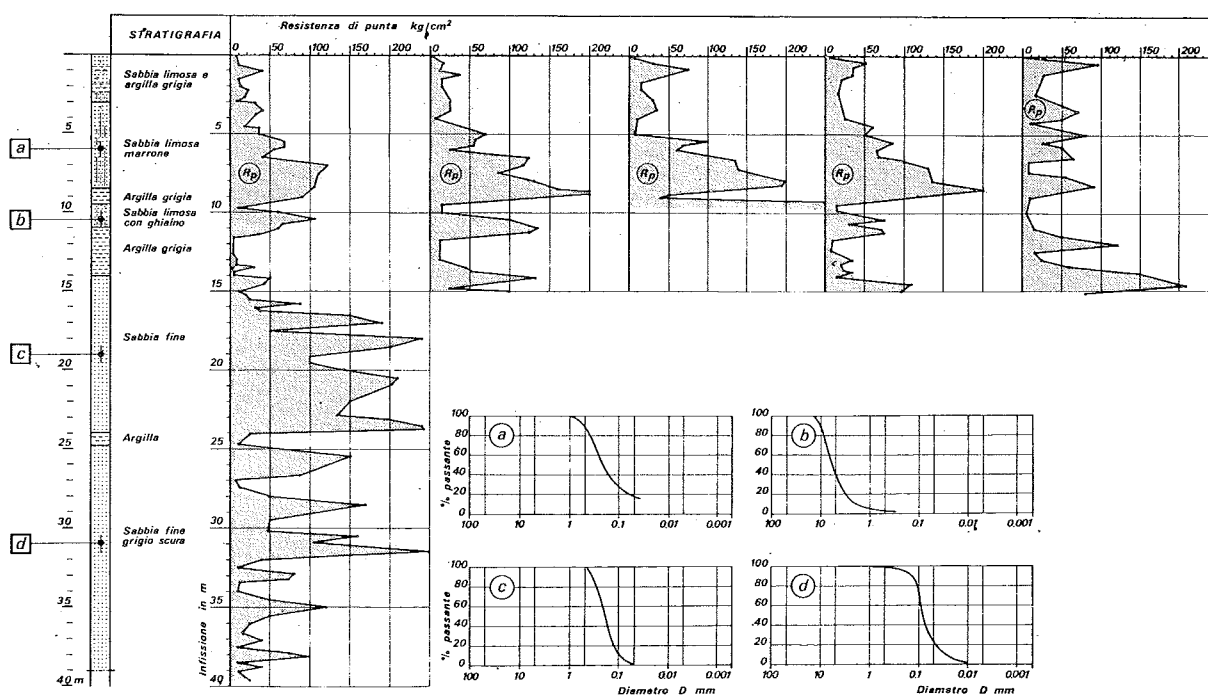


Fig. 4. - Profilo del terreno con prove penetrometriche e granulometriche per evidenziare gli strati sabbiosi.

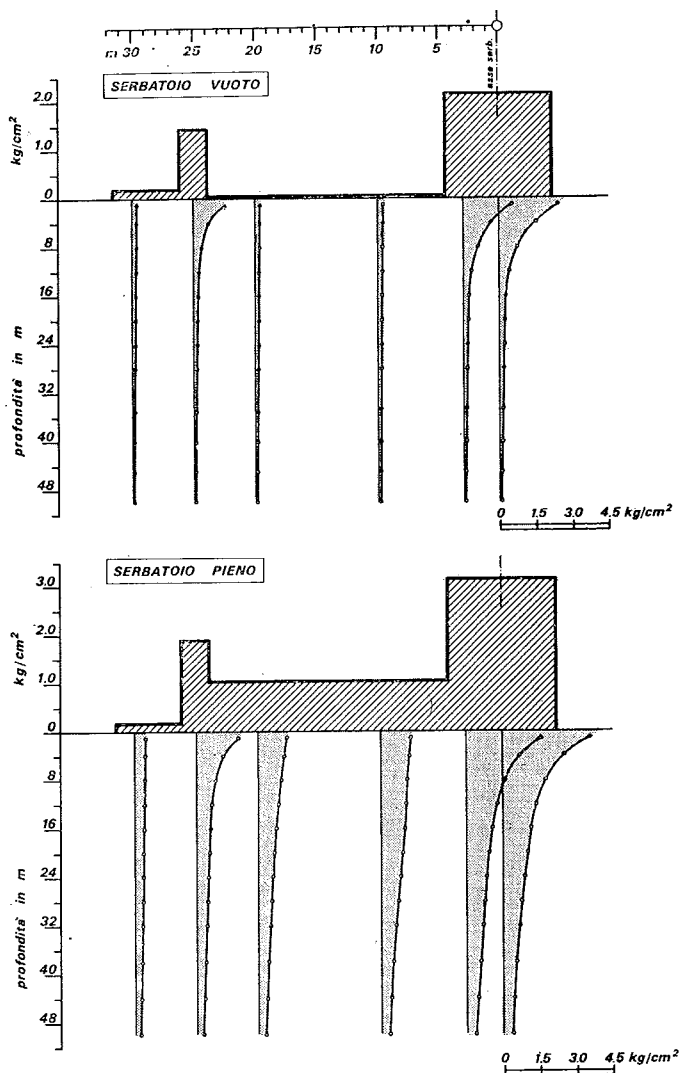


Fig. 5. - Condizioni di carico ed andamento delle tensioni verticali nell'ammasso terroso.

e la

$$\Delta H' = H_0 \cdot \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

dove H_0 è lo spessore iniziale dello strato, C_c l'indice di compressibilità ed e_0 l'indice dei vuoti iniziale, p_0 la pressione effettiva iniziale e Δp l'incremento di pressione dovuto al carico; tali valori sono riportati in fig. 6 per il primo serbatoio. I cedimenti del secondo, calcolati allo stesso modo, presentano approssimativamente gli stessi valori.

3.2. Misure in posto

Le misure dei cedimenti dei due serbatoi sono state eseguite in tempi diversi e con strumentazioni diverse, come si vedrà, quindi sembra op-

portuno analizzare dapprima separatamente le due strutture.

Per il primo serbatoio si dispone di sette punti di misura in direzione radiale e di quattro punti circonferenziali equidistanti. La prima serie di misure è stata facilitata dalla presenza di un cunicolo di ispezione radiale, situato al disotto delle lastre del fondo. I rilievi sono stati operati mediante livellazione trigonometrica di alta precisione. Si esaminano i cedimenti dovuti ad un carico idrostatico a gradoni (2.60; 5.50; 8.20; 12.00 m) nell'arco di 14 giorni, con incrementi di carico ugualmente intervallati, il mantenimento a pieno carico per 76 giorni e la seguente fase di scarico. A questi sono seguiti due cicli completi di carico anch'essi completamente registrati. La fig. 7 riporta l'andamento dei cedimenti nei 5 punti radiali e nei 4 circonferenziali. Un primo aspetto che emerge all'esame della fig. 7 è l'andamento dei cedimenti in corrispondenza del punto di misura A. Si nota come in questo punto il cedimento sia inferiore di circa 4 cm a quello degli altri punti radiali. Un esame attento del cunicolo di ispezione nel quale sono state eseguite le misure mostra una discontinuità di valore pressoché identico tra il serbatoio e la parte di cunicolo che fuoriesce da sotto le strutture; essa è stata assorbita completamente da un giunto.

L'andamento dei cedimenti circonferenziali denota un assetamento quasi uniforme della struttura, con un cedimento differenziale in direzione nord-sud, dovuto alla presenza di uno strato di argilla superficiale che interessa solo parzialmente il primo serbatoio, che porta ad una inclinazione angolare diametrale massima di 1:5000. Nella prima fase di carico si denota una certa irregolarità di assetamento mitigata dalla rigidità del cilindro di parete, irregolarità che però si manifesta molto più evidente nell'andamento dei cedimenti radiali per causa del movimento delle lastre del fondo. Sempre nella prima fase di carico si manifesta un fenomeno particolare; cioè permanendo costante l'entità del carico si nota in un breve periodo un innalzamento quasi regolare dell'intero serbatoio. Questa circostanza si può forse spiegare esaminando l'andamento delle pressioni dei pori misurate al disotto della fondazione mediante tre piezometri a livello.

Le teste dei piezometri sono poste nel primo strato di sabbia limosa marrone e quindi registrano l'andamento della falda freatica al disotto delle strutture in quanto il drenaggio è praticamente immediato alla applicazione del carico. In corrispondenza al movimento suddetto delle strutture verso l'alto (fig. 8) si ha un innalzamento del-

1° SERBATOIO

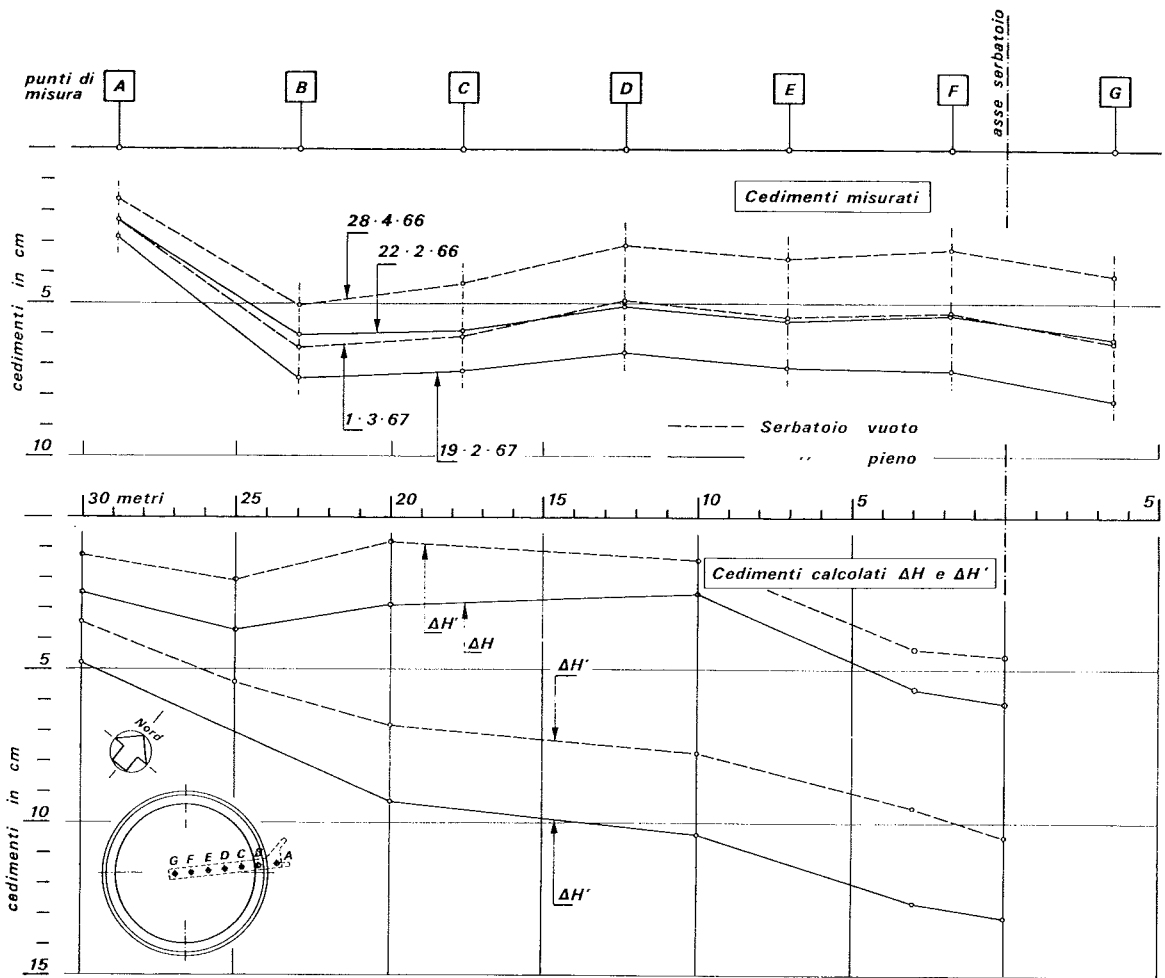


Fig. 6. - Andamento radiale dei cedimenti teorici e misurati.

1° SERBATOIO

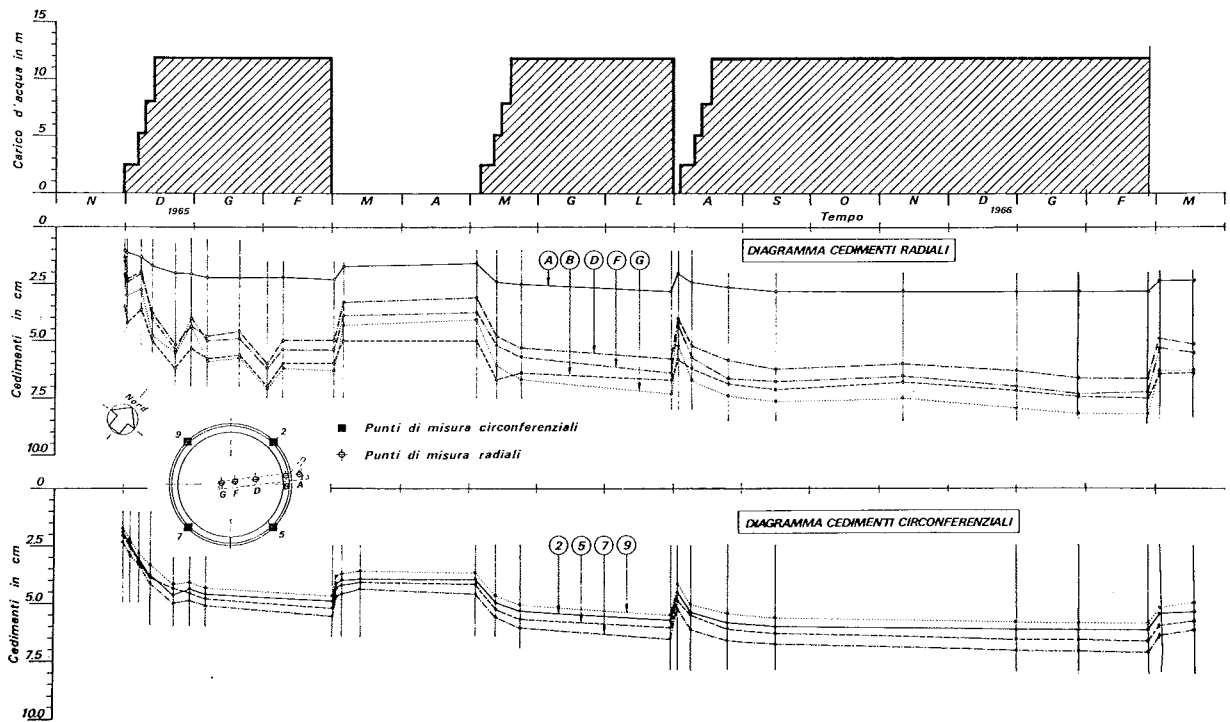


Fig. 7. - Diagrammi cedimenti-tempo dei punti radiali e circolari in funzione del carico d'acqua.

1° SERBATOIO

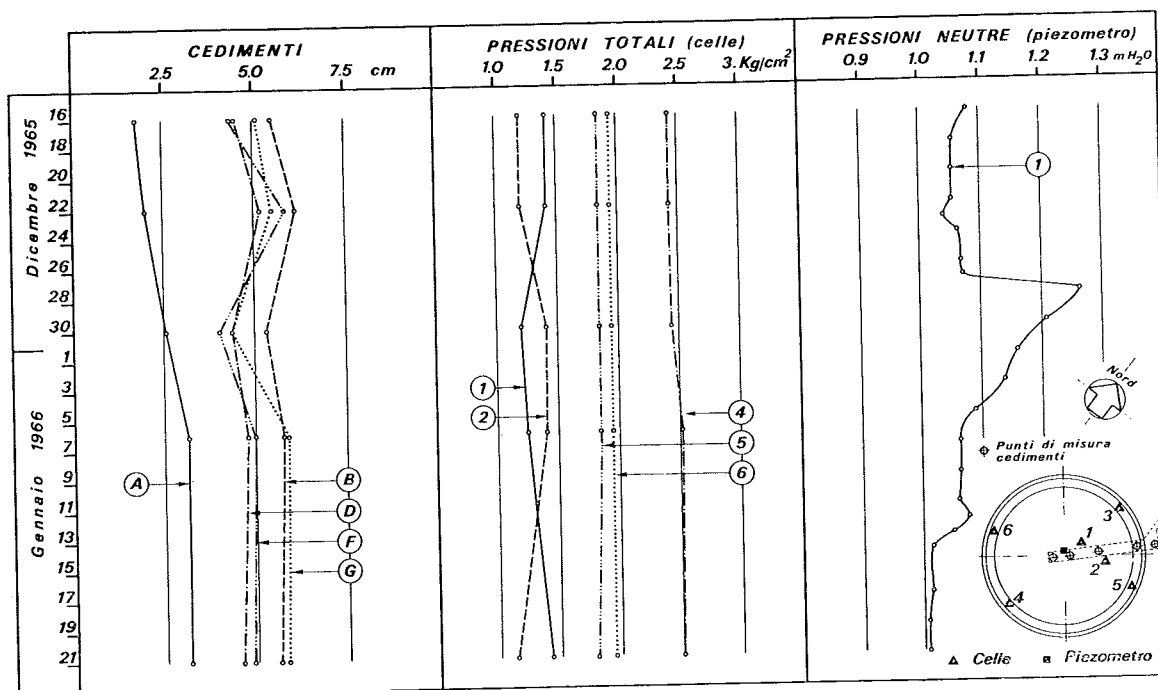


Fig. 8. - Diagramma dei cedimenti, pressioni neutre e totali per il periodo relativo al non funzionamento delle pompe di drenaggio.

la falda. Questo fenomeno spiega l'apparente anomalia considerata. Infatti un innalzamento di livello della falda freatica comporta una diminuzione di pressione effettiva e uno scarico della struttura. Il computo del coefficiente di consolidazione c_v per il banco di argilla a profondità media di 11 m, dal quale dipende la maggior parte del cedimento, sia per la potenza, sia per la quota, porta a dei valori di 3×10^{-3} cm²/sec.

L'applicazione della teoria della consolidazione monodimensionale dimostra che la quasi totalità del fenomeno si esaurisce nell'arco di 8 mesi.

Confrontando i massimi cedimenti misurati e quelli calcolati indicati in fig. 6, si apprezza una sensibile differenza nella parte centrale del serbatoio, dove il rapporto cedimento misurato/cedimento calcolato è di circa 0.6.

Questa differenza è legata fra l'altro sia alle ipotesi poste alla base della determinazione delle pressioni verticali sia al fatto che la struttura considerata non è perfettamente flessibile e ciò implica la redistribuzione delle tensioni e quindi dei cedimenti, anche se questo fenomeno è attenuato dalla ciclicità dei carichi.

Il problema dei cedimenti è strettamente connesso a quello della distribuzione delle pressioni al disotto del piano di posa. La determinazione esatta delle pressioni di contatto di una struttura quale quella considerata è un problema di soluzione analitica impossibile. Ciò è dovuto anche

alla discontinuità di rigidità della struttura. Si passa infatti — percorrendo radialmente la stessa — da un anello rigido esterno ad una struttura centrale semiflessibile. Si può dimostrare che [EGOROV, 1965] per fondazioni anulari rigide con rapporto tra raggio esterno ed interno di 0.9, le pressioni di contatto suolo-fondazione si calcolano con ottima approssimazione considerando la fondazione nastrofornata soggetta ad un carico lineare equivalente. E questa è la condizione di serbatoio scarico, dove l'anello grava sul terreno con un carico lineare di 36.5 t/m.

Nel caso di serbatoio scarico, e nell'ipotesi di terreno elastico omogeneo, la pressione di contatto dovuta al peso proprio della struttura, calcolata a metà dell'anello di fondazione nastrofornata, è di 0.93 kg/cm². Le misure effettuate in tale posizione mediante celle tensiometriche Galileo tipo C.E.A. da 3.5 kg/cm² (fig. 9) riportano valori compresi tra 1 e 1.4 kg/cm².

L'analisi specifica dei carichi dovuti al peso proprio sempre in condizione di serbatoio vuoto, collegata con l'ipotesi di distribuzione uniforme della pressione al disotto del piano di fondazione porta ad un valore di 1.4 kg/cm². A serbatoio carico la pressione misurata raggiunge valori di 2 ÷ 2.7 kg/cm², mentre il valore calcolato nella ipotesi semplificativa di uniformità tocca il valore di 2.5 kg/cm². La fig. 9 riporta l'andamento delle pressioni misurate al disotto dell'anello esterno

1° SERBATOIO

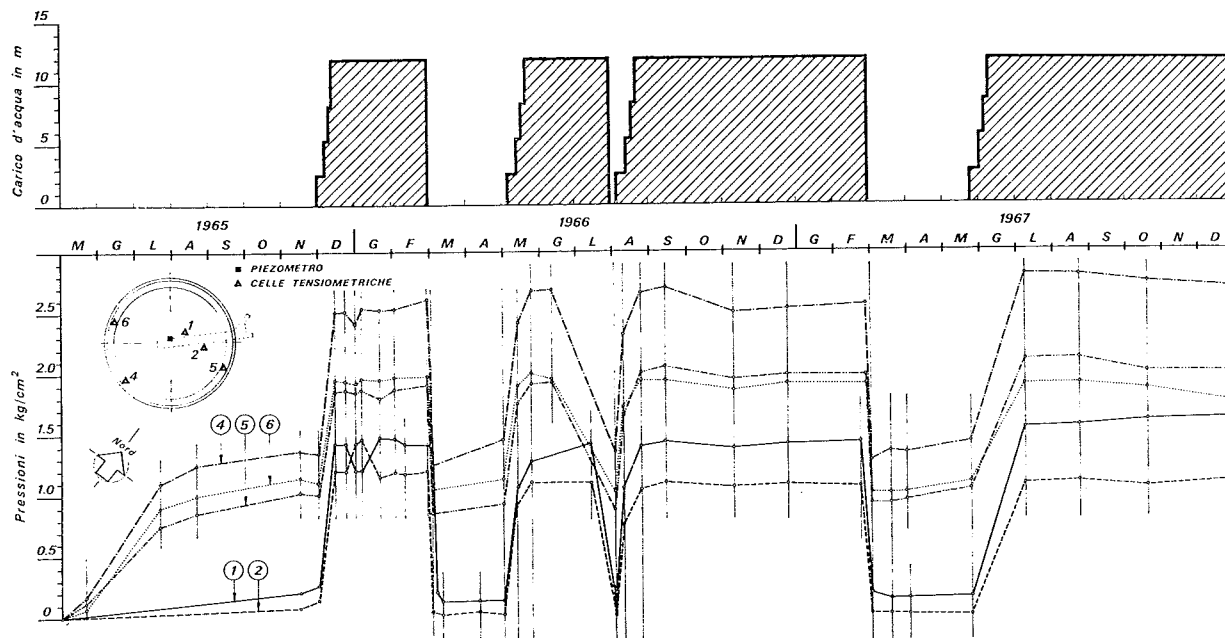


Fig. 9. - Andamento della pressione totale in funzione del carico idrico e del tempo.

di fondazione per tre cicli completi di carico e scarico. Per quanto riguarda l'andamento delle pressioni nella parte centrale del serbatoio si dispone dei dati raccolti da due celle tensiometriche Galileo tipo C.E.A. disposte a 7 e 13 metri dal centro dello stesso (fig. 9).

Considerando il serbatoio nel suo complesso, in relazione ai valori dei cedimenti misurati, la pressione riportata dalla cella tensiometrica n. 4 (fig. 9) di 2.8 kg/cm^2 a serbatoio pieno può confermare l'ipotesi relativa al primo strato cedevole di argilla (questo infatti si insinua al disotto del serbatoio per una breve porzione a sud-ovest della struttura, favorendo probabilmente nel punto in cui è disposta la cella suddetta un « effetto ponte »).

Nel secondo serbatoio si è perfezionato il sistema di misura dei cedimenti affiancando alla rilevazione diretta del comportamento nei 4 punti cardinali circonferenziali quello del cedimento dei vari strati di terreno compressibile, mediante l'uso di assestimetri telescopici.

La velocità di cedimento delle strutture del secondo serbatoio nel secondo ciclo di carico corrisponde a $2 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$, valore questo coincidente con quello trovato per il primo serbatoio ed in accordo con i dati forniti dalla teoria della consolidazione. Inoltre sono praticamente nulli i cedimenti differenziali, data anche l'omogeneità stratigrafica sottostante.

Interessante è l'esame dei dati forniti dagli assestimetri, che confermano sia le misure esterne eseguite sia quelle teoriche dedotte dall'analisi del profilo stratigrafico. La fig. 10 riporta accanto alla ubicazione planimetrica ed altimetrica della strumentazione i valori dei cedimenti dei vari strati misurati in funzione del tempo e del carico idrico ed il diagramma penetrometrico eseguito in vicinanza degli assestimetri perimetrali. Vengono inoltre confrontati i cedimenti nel secondo ciclo di carico in funzione della profondità con quelli calcolati a lungo termine considerando la variazione di « e » dalla prova edometrica di laboratorio.

Gli assestimetri circonferenziali registrano nella seconda fase di carico un rigonfiamento degli strati inferiori di materiale compressibile. Ciò sembra riflettere uno studio teorico di laboratorio recentemente condotto in Polonia [DEMBICKI, ODRÓBINSKI, 1973] su suoli stratificati. Applicando il principio della conservazione dell'energia ad uno strato compressibile posto in profondità al disotto della fondazione, data la distribuzione del gradiente di pressione sulle due facce superiore ed inferiore, si può notare come già in corrispondenza della verticale per il bordo della fondazione si manifesti un rigonfiamento dello strato, l'entità del quale dipende dalla potenza, dalla profondità e dalle caratteristiche dello stesso.

2° SERBATOIO

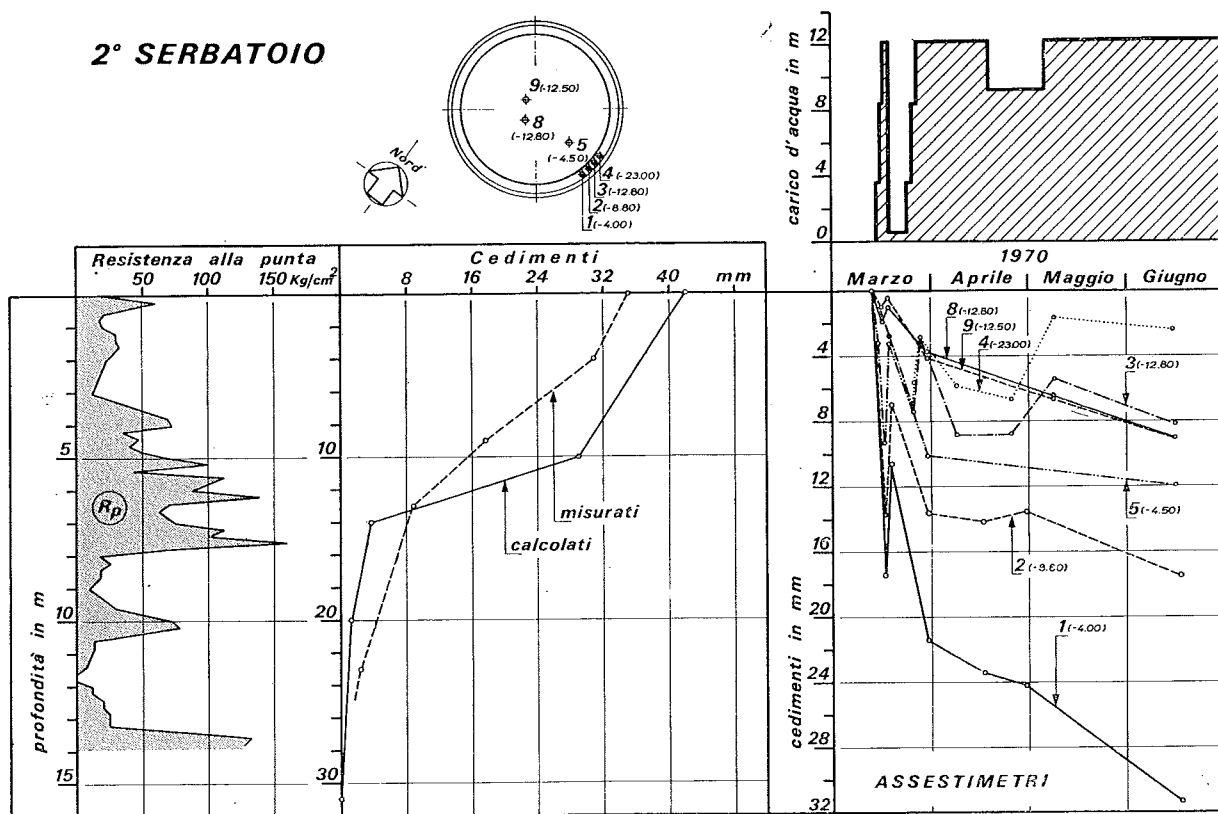


Fig. 10. - Diagramma degli assestamenti dovuti ai vari strati coerenti. Prova penetrometrica in corrispondenza degli assestimetri circolarmente e cedimento misurato e calcolato dei vari strati.

Il cedimento differenziale bordo/centro delle strutture misurato è di 19 mm, valore questo corrispondente a quello misurato nel 1° serbatoio.

Sulla base dell'esame dei ritorni elastici della struttura del primo serbatoio nelle varie fasi di scarico ed in occasione di un ciclo completo di carico e scarico, registrato quattro anni dopo l'entrata in servizio del secondo, si è calcolato un modulo elastico equivalente E del terreno, costante con la profondità, ricorrendo alle consuete relazioni di elasticità. Si sono trovati valori oscillanti tra 1500 e 900 kg/cm^2 .

4. Comportamento della struttura

4.1. Calcolo delle tensioni all'interno della struttura del serbatoio

Il calcolo delle tensioni all'interno delle strutture e dei loro spostamenti è stato condotto applicando alcuni algoritmi del metodo degli « elementi finiti ». Si sono considerate tre condizioni di carico corrispondenti a tre diverse altezze d'acqua all'interno del serbatoio: 5.00; 8.00; 12.00 m. Inoltre si sono fatte due ipotesi limite sul comportamento della struttura: base del serbatoio impedita o meno di spostarsi in direzione orizzontale

radiale. Si riportano accanto alla « mesh » scelta i diagrammi delle tensioni tangenziali ai vari livelli e le deformate quali si misurano dai punti medi della struttura per le varie condizioni di carico (fig. 11).

Anche per quanto riguarda la misura delle tensioni e delle deformazioni delle strutture fuori terra diverso è stato il sistema di misura per i due serbatoi. Nel primo infatti oltre alle celle estensimetriche con corda vibrante, inglobate nel getto della parete cilindrica, si sono usati quattro pendoli disposti nelle direzioni cardinali, fissati al cornicione superiore, con due punti di misura lungo la parete a quota 16.70 e 13.20 metri, e tacche deformometriche variamente disposte lungo la superficie cilindrica esterna.

Le misure rilevate dall'osservazione dei deformometri sono risultate fortemente disperse. Ciò è in relazione al fatto che tali dati sono influenzati in modo preponderante dalla temperatura e dall'umidità del calcestruzzo. Si è creduto opportuno quindi trascurarne l'andamento in funzione dei carichi idrici.

Più interessanti risultano i dati misurati ai coordinometri lungo i quattro fili a piombo. Lo spostamento radiale relativo dei due punti in corrispondenza alle quote dei coordinometri, calcolato

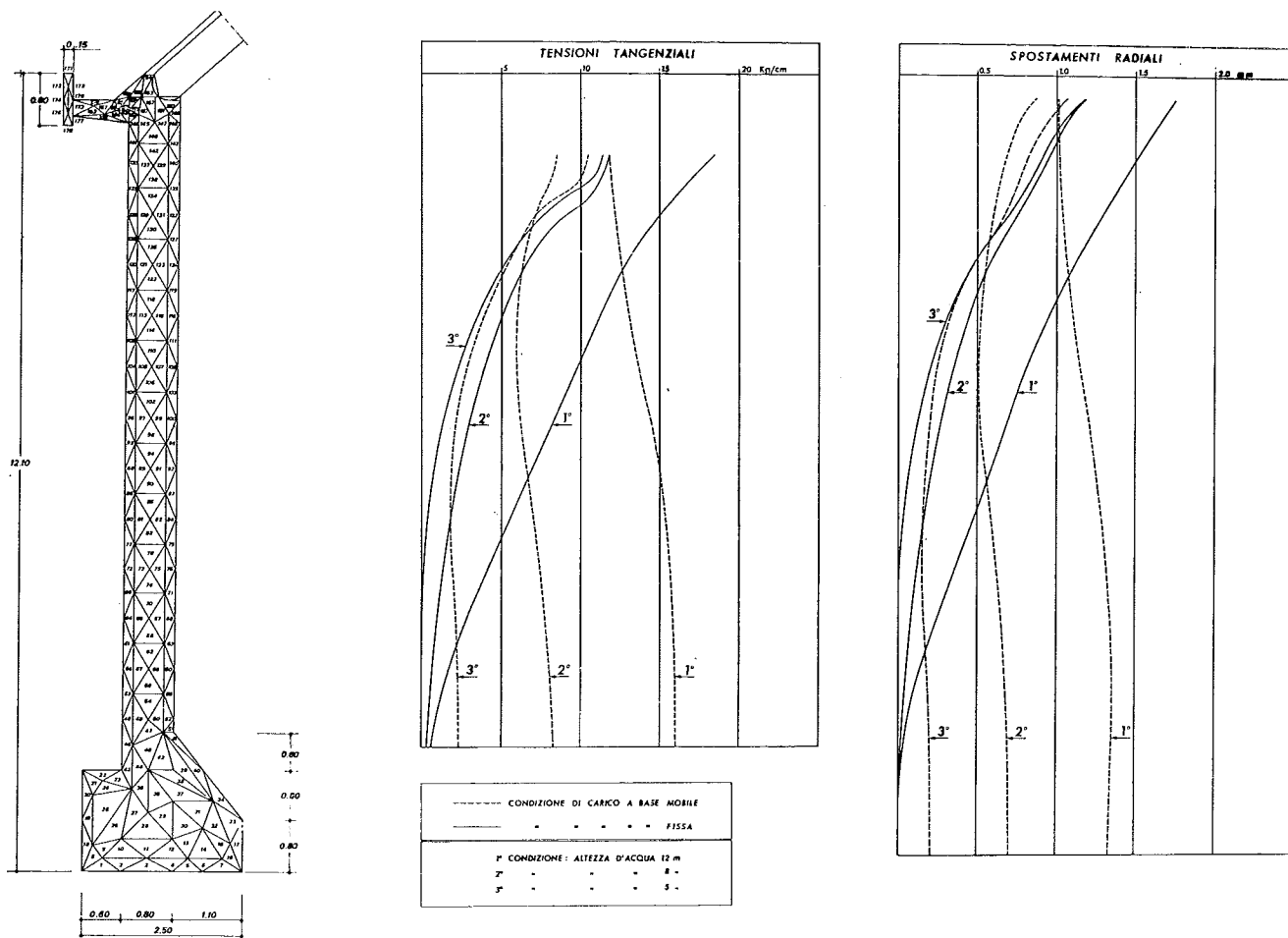


Fig. 11. - Mesh usata nel calcolo e diagrammi delle tensioni e degli spostamenti della parete cilindrica.

mediante gli elementi finiti è di circa 0.43 mm nel caso di pieno carico e di base di appoggio impedita di spostarsi radialmente e nell'ipotesi di parete omogenea con modulo di elasticità equivalente $E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$.

Le misure nella direzione nord-sud denotano valori mediamente minori di quelli teorici a nord e maggiori a sud, molto probabilmente in relazione alla discontinuità stratigrafica ed alla conseguente inclinazione uniforme del serbatoio. Anche nella direzione est-ovest si manifesta lo stesso fenomeno. In accordo con quanto trovato esaminando i cedimenti, anche con i pendoli si è visto che la struttura si è globalmente inclinata in direzione sud-ovest/nord-est. La fig. 12 riporta accanto alla disposizione dei pendoli l'andamento del carico d'acqua e dello spostamento relativo $r = r_A - r_C$ dei due punti di misura in funzione del tempo.

Per quanto riguarda gli estensimetri, sempre nel primo serbatoio, si dispone di tre punti di misura, collocati a 120° nella parete del serbatoio a quota 17.70 m. La disposizione degli strumenti è orizzontale, all'incirca in mezzera della

parete, con direzione di misura tangenziale. Notevoli difficoltà si sono riscontrate al momento di tradurre i dati estensimetrici trovati in termini di tensioni [L'HERMITE, MAMILLAN, 1962]. E questo per diversi motivi, dei quali ora si elencherà i principali.

Le misure di dilatazione registrate su tempi lunghi, dell'ordine di alcuni anni, assommano accanto alla componente dovuta ai carichi, quella dovuta a fenomeni di ritiro e fluage diretto e trasversale, in questo caso estremamente difficili da quantificare data la particolarità della struttura, visto che non solo le sollecitazioni di tipo triassiale nella parete non sono costanti nel tempo, ma anche vario è il regime termico e di umidità.

Si è quindi proceduto in questo modo. Fissati lo zero per le tensioni tangenziali a struttura vuota ed ultimata, ed il valore di 200.000 kg/cm^2 del modulo di elasticità a trazione del calcestruzzo, dato il basso tasso di sollecitazione cui è sottoposto, si è ricavato il diagramma di fig. 13 che riporta le tensioni di trazione nei tre punti di misura.

I valori calcolati con l'algoritmo degli elementi

1° SERBATOIO

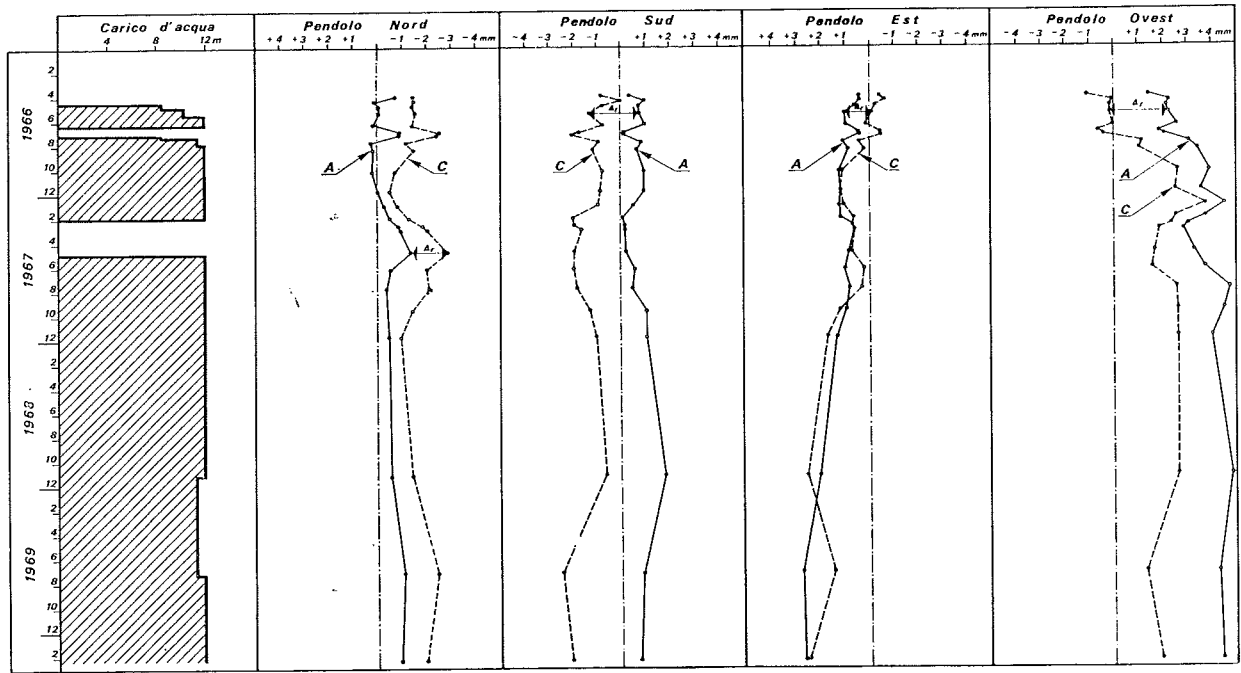
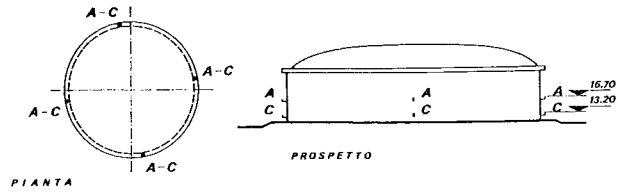


Fig. 12. - Andamento dei valori degli spostamenti misurati ai coordinometri dei pendoli nelle quattro direzioni cardinali in funzione del tempo.

1° SERBATOIO

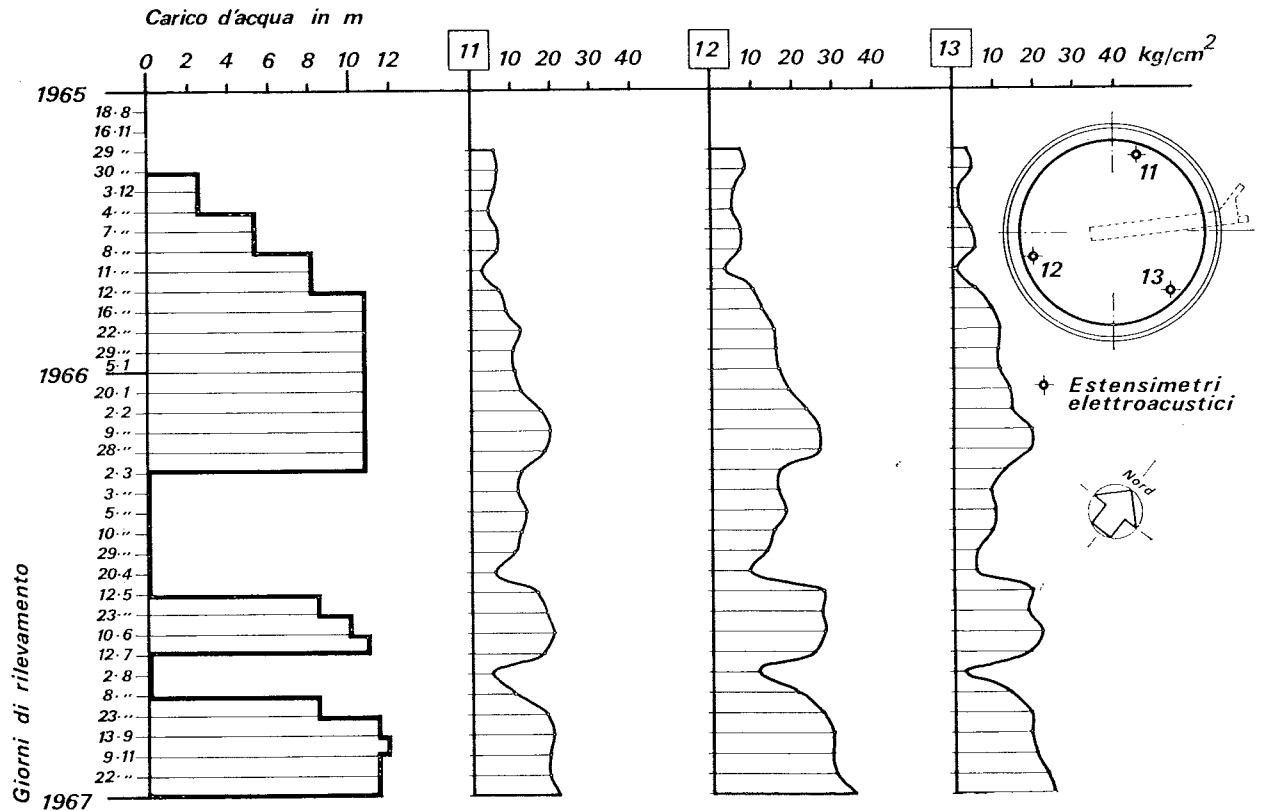


Fig. 13. - Andamento delle tensioni tangenziali all'interno della parete cilindrica.

finiti alla quota considerata con la base del cilindro impedita di spostarsi radialmente sono per i tre livelli d'acqua rispettivamente di 10.4 e 3 kg/cm². Valori mediamente inferiori a quelli calcolati sopra per le ragioni suddette.

Il fenomeno combinato di ritiro e fluage si è manifestato molto più marcatamente nel secondo serbatoio, dove sono stati usati nove estensimetri collocati ad una distanza verticale di 2.4 m dal batoio di fondazione, che misurano le tensioni radiali, tangenziali e verticali nella parete.

Tutti gli strumenti, a distanza di quattro anni dall'entrata in servizio dell'impianto hanno denotato un forte aumento percentuale di deformazione fino a valori del 200 %. Pur tenendo conto della possibilità di errore legata alla degradazione degli strumenti di misura, in quanto si arriva a misurare delle deformazioni che in condizioni elastiche darebbero una tensione di trazione nel calcestruzzo maggiore di 150 kg/cm², è innegabile la presenza di vari fenomeni, ed in particolare il concorso del fluage e delle deformazioni connesse al regime di umidità e temperatura che si instaura nel calcestruzzo a seguito del prevalente stato di riempimento del serbatoio.

5. Conclusioni

L'analisi del comportamento dei due serbatoi considerati ha permesso di esporre alcune considerazioni. Si è visto in primo luogo che il calcolo dei cedimenti dovuti agli strati coerenti, sulla base dei risultati delle prove edometriche, porta ad una sopravvalutazione che si manifesta più marcatamente nella parte centrale del serbatoio. Ciò è probabilmente dovuto anche alle ipotesi legate alla determinazione della pressione verticale e di perfetta flessibilità del fondo del serbatoio. Non si sono misurati cedimenti differenziali circonferenziali data la forte rigidità della parete cilindrica di contenimento. Nel primo ser-

batoio la struttura ha ruotato rigidamente a causa di una discontinuità di stratigrafia.

È stata osservata un'influenza non trascurabile della variazione del livello della falda freatica sui cedimenti, la qual cosa influisce sui problemi connessi ai collegamenti serbatoio-rete di esercizio. Pur essendo i due serbatoi abbastanza vicini, non si è notato una apprezzabile interferenza di comportamento tra le due strutture.

Per quanto riguarda la strumentazione di misura si può concludere quanto segue. L'analisi del comportamento del terreno è stata facilitata dall'uso di assestimetri, ma sembra consigliabile la installazione, accanto agli assestimetri circonferenziali, di clinometri, in modo da depurare gli assestamenti misurati dalla componente dovuta al rifluimento di strati superficiali. Incerto e dubbio si è dimostrato l'uso di tacche deformometriche per l'influenza molto marcata delle variazioni giornaliere di temperatura e umidità; mentre buoni risultati hanno dato i pendoli.

Molto delicato si rivela l'uso di estensimetri nelle misure di deformazione eseguite in tempi lunghi a causa delle difficoltà di appurare i diversi contributi alle deformazioni, contributi connessi allo stato di tensione e ai regimi di umidità e temperatura che si instaurano nel calcestruzzo.

BIBLIOGRAFIA

(Vengono richiamati solamente gli studi recenti che più strettamente riguardano gli argomenti trattati nella presente nota).

- DEMBICKI E., ODOBINSKI W. (1973) - *A contribution to the tests on the bearing capacity of stratified subsoil under the foundations*. Proceedings 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng., Mosca, Vol. 1.3.
- EGOROV K. E. (1965) - *Calculation of bed for foundation with ring footing*. Proceedings 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng., Montreal, Vol. 2.
- L'HERMITE R., MAMILLAN M. (1969) - *Nouveaux résultats et récentes études sur le fluage du béton*. Bulletin Rilem Matériaux et Constructions ,n. 7, Gennaio-Febraio.

SUMMARY

Geotechnical and static behavior of two reinforced concrete tanks

The paper describes, on the base of tests and in situ investigations, geotechnical and static behaviour of two reinforced concrete cylindrical water tanks carried out by A.M.A.P. (Azienda Municipale Acquedotto Padova) near Padua.

The interaction between soil and structure was analyzed and the measures of settlements, pore pressure, total pressures on the soil and structural stresses, during construction and loading phases, are reported, with a few indications about the working phase.

The structural behaviour of two tanks has been compared with theoretical results obtained by the application of the « finite elements » method.