

SU ALCUNI ASPETTI DELL' INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA
PER FONDAZIONI SU PALI

Vincenzo CAPUTO, Giovanni Battista FENELLI, Carlo VIGGIANI

Istituto di Tecnica delle Fondazioni
Università di
NAPOLI

SOMMARIO

Nell' analisi di una fondazione su pali, molto spesso si trascura la mutua interazione fra i pali; si adotta, cioè, un modello analogo al ben noto "mezzo alla Winkler".

La presente nota mostra come sia possibile, senza particolari difficoltà, far ricorso a modelli più evoluti che assimilano il terreno ad un continuo elastico. Vengono presentati semplici metodi di soluzione ed illustrati alcuni esempi.

SUMMARY

In the analysis of pile foundations the interaction between the piles is usually neglected, thus adopting an approach analogous to the well known Winkler one.

In this paper more advanced models, which assume the soil to behave as an elastic continuum, are presented. Simple solution methods and some typical results are discussed.

1. INTRODUZIONE

L' analisi dei problemi di interazione terreno-struttura viene condotta schematizzando il terreno di fondazione con un modello semplificato, che consenta una trattazione analitica o numerica.

Come sempre accade nei problemi di Ingegneria Geotecnica, questa fase di modellazione costituisce un passaggio assai delicato del processo di analisi, nel quale sarebbe opportuno lasciarsi guidare dalla aurea regola di Einstein: ... "things should be as simple as possible, but not simpler!"

In effetti, un modello dovrebbe soddisfare i seguenti requisiti.

1. Riprodurre il comportamento del prototipo con fedeltà sufficiente a consentire la progettazione; in altri termini, portare in conto tutti i fattori rilevanti ai fini del progetto onde permettere un'analisi della loro influenza ed eventualmente ottimizzare le scelte progettuali.
2. Essere caratterizzato da parametri aventi un chiaro significato fisico, e che siano quindi misurabili.
3. Essere analizzabile con gli strumenti, analitici o numerici, a disposizione del progettista.

Se si guarda allo sviluppo che i modelli di interazione hanno subito, a partire dalla fine del secolo scorso, appare evidente come esso sia stato pesantemente condizionato dal terzo dei requisiti sopra elencati; solo nell'ultimo decennio la diffusione dei metodi di analisi numerica, resa possibile dalla disponibilità generalizzata dei calcolatori elettronici, ha affrancato l'ingegnere da tale condizionamento.

E' quindi in un fattore, per così dire, storico, che va ricercato il motivo della persistente popolarità di modelli che sono assai poco soddisfacenti nell'ottica dei primi due più importanti requisiti. Valga per tutti l'esempio del classico modello di Winkler relativo alle fondazioni dirette, con il suo schema di molle mutuamente indipendenti che, almeno in alcuni casi, conduce a risultati in aperto contrasto con l'evidenza sperimentale (I, II).

E' stato invece autorevolmente mostrato (III) che un semplice modello che assimili il terreno ad un continuo elastico è del tutto adeguato, nella maggior parte dei casi, per una razionale analisi dell'interazione terreno-struttura; ed ormai non mancano in proposito né le giustificazioni concettuali, né gli strumenti applicativi.

Scopo di questa nota è mostrare come sia possibile, anche nel settore delle fondazioni su pali, adottare modelli più evoluti di quelli diffusi nella pratica corrente, pur restando nel campo di formulazioni lineari; verrà inoltre mostrato, attraverso semplici esempi, come tale progresso dell'analisi possa essere molto significativo, almeno in alcune situazioni.

2. IL MODELLO DI CONTINUO ELASTICO

Consideriamo, a titolo di esempio, il gruppo di pali rappresentato in fig. 1; essi sono collegati superiormente da una piastra che, per semplicità, non si considera a diretto contatto con il terreno. Sempre per semplicità, assumeremo che la palificata sia caricata solo da forze verticali di risultante V , e che i pali siano capaci di resistere esclusivamente a sforzi assiali. Tutte queste semplificazioni potrebbero agevolmente essere rimosse e vengono qui introdotte per rendere più spedito il discorso; esse sono, comunque, influenti sulle conclusioni cui si giungerà.

Nella pratica attuale, il problema in esame viene trattato introducendo ancora due ipotesi: che la piastra di collegamento sia rigida e che ciascun palo si comporti come una molla elastica indipendente. Con queste ipotesi, se i pali costituenti il gruppo sono tutti uguali, il carico Q_i che agisce sul palo i -esimo di coordinate x_i, y_i

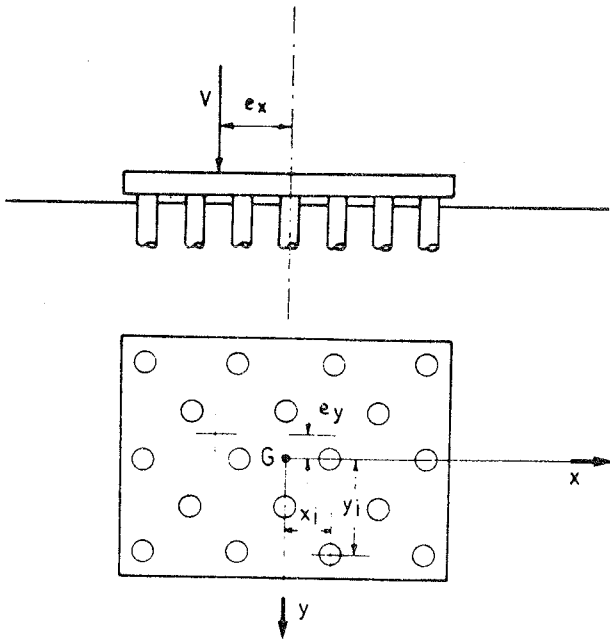


Fig. 1. Schema di una palificata

rispetto al baricentro della palificata si esprime:

$$Q_i = \frac{V}{m} + \frac{V e_x}{\sum x_i} x_i + \frac{V e_y}{\sum y_i} y_i \quad (1)$$

in cui m è il numero dei pali del gruppo ed e_x , e_y le proiezioni sugli assi x ed y della distanza fra il punto di applicazione di V ed il baricentro della palificata.

È facile rendersi conto come la (1) rappresenti, per le fondazioni su pali, l'equivalente del modello di Winkler per le fondazioni dirette. Essa ne condivide il principale inconveniente, che non è tanto l'ipotesi di linearità, accettabile nel campo dei carichi di lavoro, ma piuttosto l'ipotesi di mutua indipendenza

fra i pali costituenti il gruppo.

Nella situazione reale, infatti, gli spostamenti verticali di un palo non dipendono solo dal carico ad esso applicato ma anche dai carichi agenti sui pali circostanti, con i quali ogni palo interagisce attraverso il campo di deformazioni indotto nel terreno. Trascurando la considerazione di questo fattore, e cioè adottando la (1), si giunge alla previsione di comportamenti in palese contrasto con l'evidenza sperimentale (IV).

Consideriamo, ad esempio, il caso illustrato in fig. 1 con carico verticale e centrato ($e_x = e_y = 0$). In questo caso la (1) si riduce a:

$$Q_i = V/m$$

e cioè tutti i pali risultano ugualmente carichi. Inoltre, il cedimento w_g del gruppo di pali risulta uguale al cedimento w_s che avrebbe subito il singolo palo, considerato isolato e soggetto al carico medio V/m .

L'esperienza mostra in modo incontrovertibile che ambedue queste conclusioni sono errate; ed infatti è ben noto (V) che un gruppo di pali presenta, a parità di carico medio per palo, un cedimento maggiore di quello di un palo isolato; è altrettanto noto che, per un gruppo di pali collegati da una piastra rigida, i pali posti in posizione periferica sono soggetti a carichi sensibilmente maggiori di quelli centrali (VI).

Un modello ancora molto semplice, ma non semplicistico, è quello che assimila il terreno ad un continuo elastico; numerosi Autori hanno analizzato tale modello con procedimenti numerici tipo BEM.

Il cedimento w di un palo isolato assoggettato ad un carico Q si può esprimere (VII):

$$w = \frac{Q}{E_t L} I_w = Q w_1 \quad (2)$$

in cui L é la lunghezza del palo, E_t il modulo elastico del mezzo in cui il palo é immerso ed I_w un coefficiente d' influenza che dipende dal coefficiente di Poisson del mezzo, dal rapporto L/d fra lunghezza e diametro del palo, dal rapporto E_p/E_t fra i moduli del palo e del terreno e dallo schema di sottosuolo.

Se invece di un palo isolato si considera una coppia di pali ad interasse i , soggetti allo stesso carico Q , il cedimento si può esprimere (VII) :

$$w = w_1 Q (1 + \alpha) \quad (3)$$

dove α é un coefficiente di interazione che dipende dal rapporto i/d , oltre che da tutti gli altri fattori da cui dipende I_w . Valori di I_w e di α sono reperibili nella letteratura per alcune semplici configurazioni di sottosuolo: il semispazio elastico omogeneo o con modulo linearmente crescente con la profondità, lo strato elastico di spessore finito poggiante su di un substrato indeformabile.

Le figure 2 e 3 forniscono alcuni esempi; una più ampia casistica può essere reperita altrove (VII).

Randolph e Wroth (VIII) hanno fornito semplici espressioni approssimate in forma chiusa per I_w ed α nel caso di semispazio con modulo

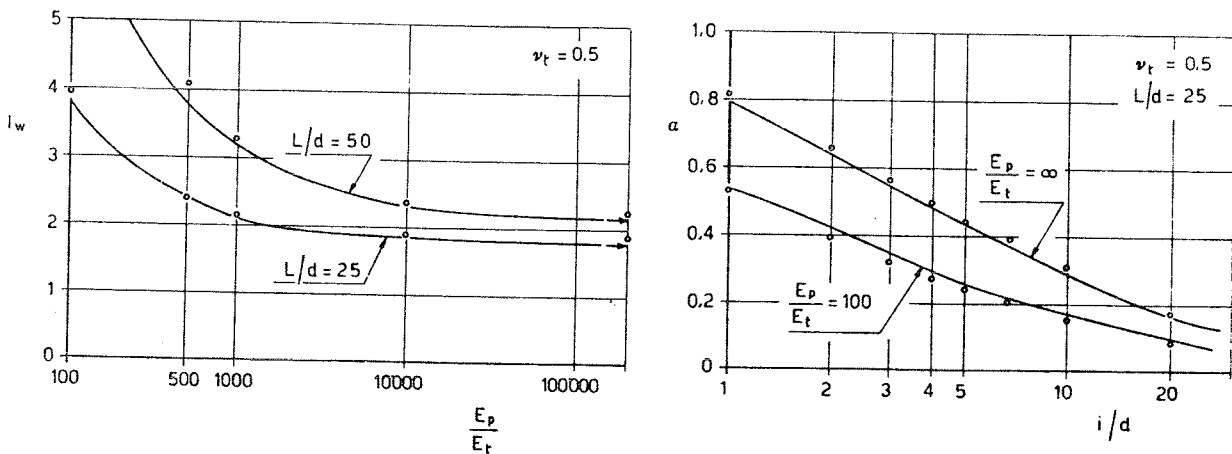


Fig. 2. Coefficienti di influenza I_w ed α per un semispazio elastico omogeneo.

I punti rappresentano soluzioni ottenute mediante il programma di calcolo citato nel testo.

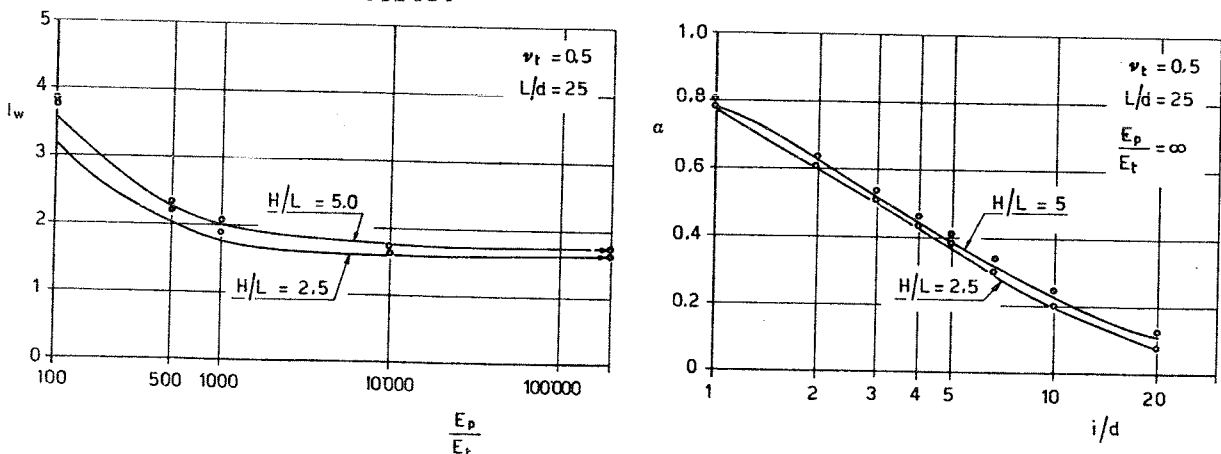


Fig. 3. Coefficienti di influenza I_w ed α per uno strato elastico di spessore finito H poggiante su di un substrato rigido.

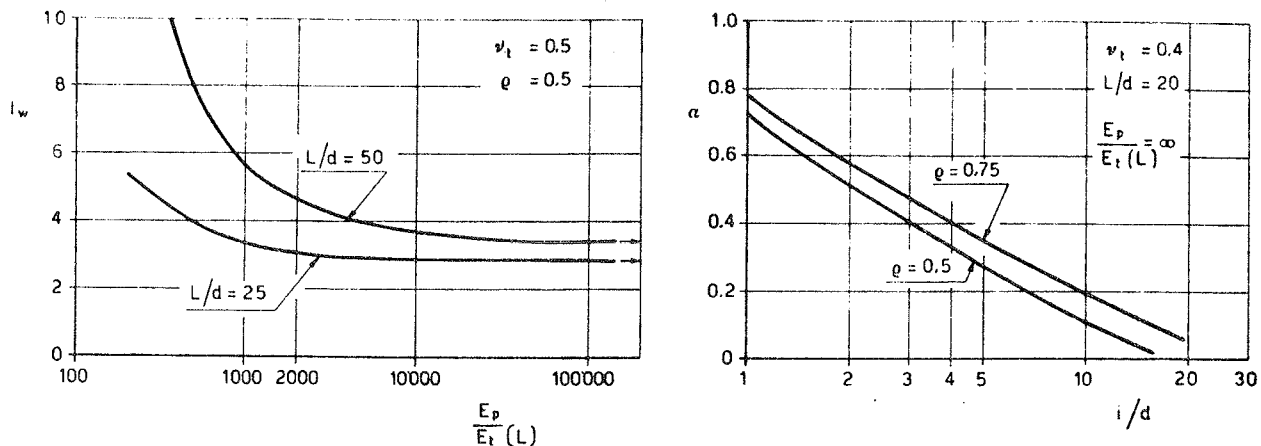


Fig. 4. Coefficienti di influenza I_w ed α per un semispazio elastico con modulo E_t linearmente crescente con la profondità. Il parametro ρ rappresenta il rapporto fra i valori di E_t alle profondità $L/2$ ed L

linearmente crescente con la profondità (mezzo "alla Gibson"); i relativi risultati sono riportati nella fig. 4.

Infine, nel caso che il sottosuolo presenti una costituzione non riconducibile ai semplici schemi precedenti (ad esempio, per la presenza di stratificazioni di materiali sensibilmente diversi), è abbastanza agevole calcolare i valori di I_w ed α con semplici algoritmi di calcolo numerico. Un esempio è illustrato in fig. 5, per la preparazione della quale ci si è avvalsi di un programma di calcolo dovuto a Capurso (IX) ed implementato su di un personal computer(1). Lo stesso algoritmo, utilizzato per gli schemi delle figure 2 e 3, riproduce con sufficiente fedeltà i risultati della letteratura. Assumendo (VII) che i coefficienti di interazione possano essere sovrapposti, il cedimento del generico palo i appartenente al gruppo può esprimersi:

$$w_i = w_1 \sum_j Q_j \alpha_{ij} \quad (4)$$

La (4) consente una semplice analisi del problema di fig. 1. Ad esempio, per carico centrato e piastra rigida, i cedimenti di tutti i pali dovranno essere uguali; potranno quindi essere scritte m equazioni del tipo:

$$w_i = w_1 \sum_j Q_j \alpha_{ij} = w_g \quad (5)$$

oltre alla condizione di equilibrio:

$$\sum_i Q_i = V \quad (6)$$

Le (5) e (6) costituiscono un sistema di $m+1$ equazioni nelle $m+1$ incognite Q_i, w_g . La matrice di tale sistema è completa=

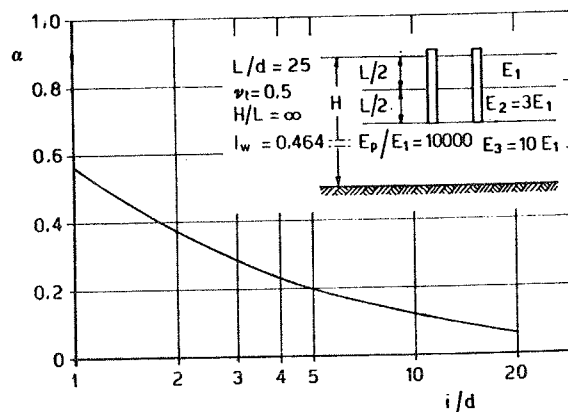


Fig. 5. Coefficienti di influenza I_w ed α per un mezzo stratificato

(1). Il programma di calcolo in questione è stato sviluppato nel quadro di una ricerca sul progetto delle palificate condotta per conto della EDILITER S.p.A.

mente piena, a differenza di quanto avveniva nel modello espresso dalla (2), che rappresenta una matrice in cui solo i termini della diagonale principale sono diversi da zero.

L'estensione al caso di carico eccentrico è immediata, aggiungendosi due rotazioni incognite e due equazioni di equilibrio alla rotazione.

3. ALCUNI RISULTATI

Nelle figure 6 e 7 (X, XI, XII) sono riportati alcuni risultati ottenuti considerando la piastra di collegamento rigida, per diverse configurazioni geometriche del gruppo di pali e per diversi schemi di sottosuolo.

È interessante notare (fig. 6) che, per un certo schema di sottosuolo e per gli stessi valori di E_p/E_t , L/d , i/d , il cedimento è funzione del numero di pali quasi indipendentemente dal-

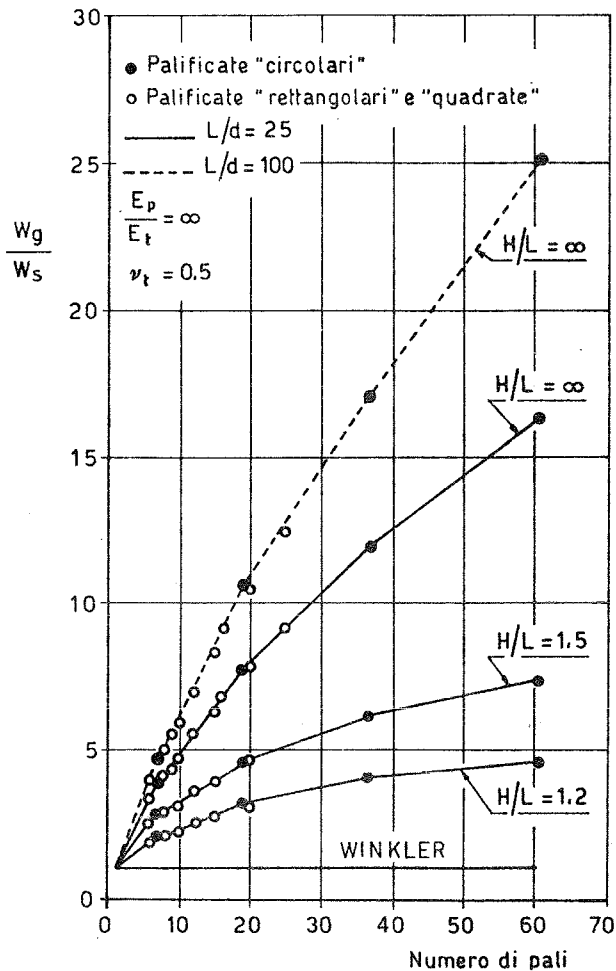


Fig. 6. Amplificazione del cedimento in una palificata, a parità di carico per palo, in funzione del numero di pali

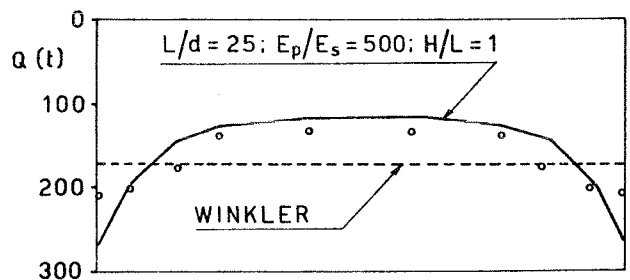
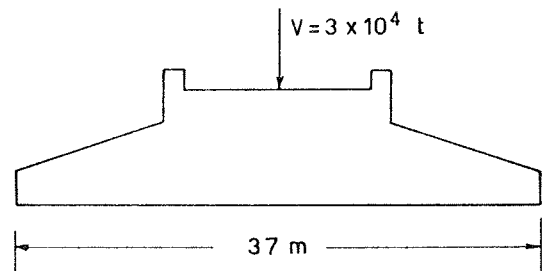
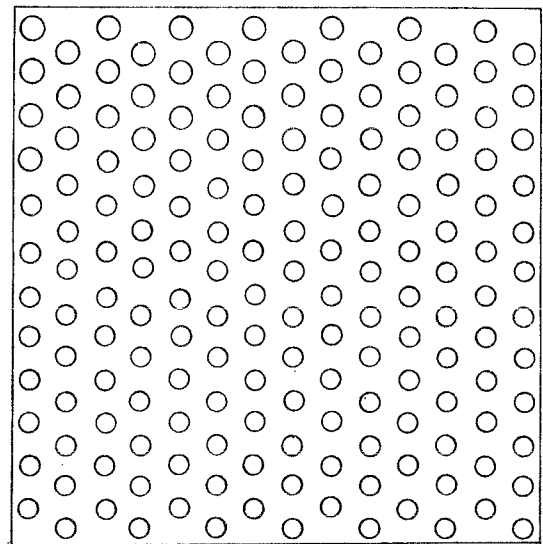


Fig. 7. Distribuzione dei carichi fra i pali di un gruppo con piastra di collegamento rigida e carico verticale e centrato

la loro disposizione in pianta (gruppi "rettangolari", "quadrati" o "circolari").

In fig. 7 é riportata la distribuzione calcolata dei carichi fra i pali di una grossa palificata a pianta quadrata collegati da una piastra rigida. Come si puó notare, anche per pali portanti di punta la mutua interazione é significativa e dá luogo ad un apprezzabile incremento di carico sui pali perimetrali.

La palificata in questione, con 168 pali tubolari in acciaio, costituisce la fondazione di un altoforno in Giappone (XII). Nella stessa figura 7 sono riportati i risultati di misure dello sforzo normale in alcuni pali dell' opera in vera grandezza; l' accordo con le previsioni basate sul modello di continuo elastico é senz' altro soddisfacente.

Come era da attendersi, nessuno di questi due effetti é predetto da un modello alla Winkler.

L' ipotesi di struttura di collegamento rigida puó essere rimossa agevolmente, ad esempio discretizzando la struttura di collegamento stessa in elementi finiti e formando una matrice di rigidezza globale della piastra, dei pali e del terreno (XIII).

Vengono in proposito qui presentati alcuni risultati relativi alla piastra circolare su pali rappresentata in fig. 8 (XIV).

In fig. 9 é mostrata la distribuzione dei carichi fra i pali per due diverse condizioni di carico (forza concentrata in asse e carico uniformemente distribuito sull' intera piastra) e per diversi valori della rigidezza relativa piastra-terreno.

Come si vede, al diminuire della rigidezza relativa tende a ridursi l' effetto di concentrazione dei carichi sui pali perimetrali ed a crescere l' influenza della distribuzione del carico esterno.

In fig. 10 é riportato l' andamento dei momenti flettenti radiali e tangenziali per carico uniformemente distribuito e diversi valori della rigidezza relativa. Le caratteristiche della sollecitazione crescono sensibilmente al crescere della rigidezza relativa.

Per il caso di piastra infinitamente rigida, sulle stesse figure 9 e 10 sono riportati gli andamenti che si ottengono schematizzando i pali come molle elastiche mutuamente indipendenti, e cioé con un modello equivalente a quello di Winkler. Ancora una volta risulta evidente come tale assunzione sia intrinsecamente inadeguata a prevedere alcuni comportamenti.

Infine, nella fig. 11 sono sintetizzati una serie di risultati relativi alla piastra circolare di fig. 8, sottoposta a carico uniformemente distribuito e fondata su pali di varia rigidezza e snellezza.

Come era da attendersi, al cresce-

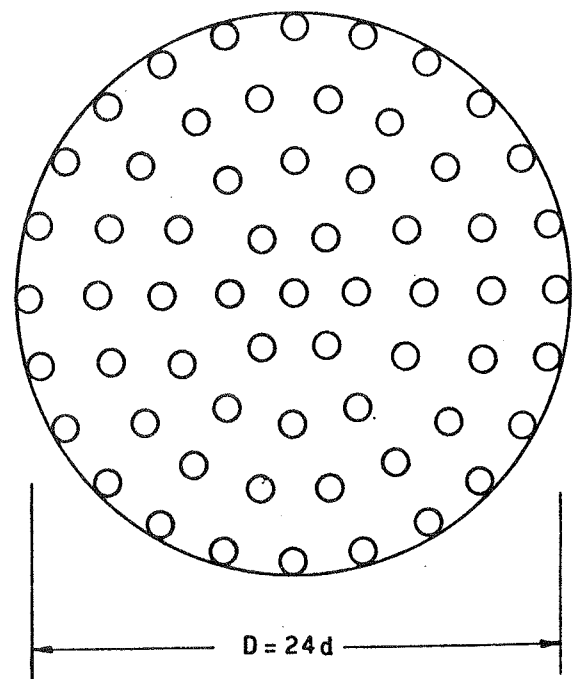


Fig. 8. Piastra di fondazione circolare su pali

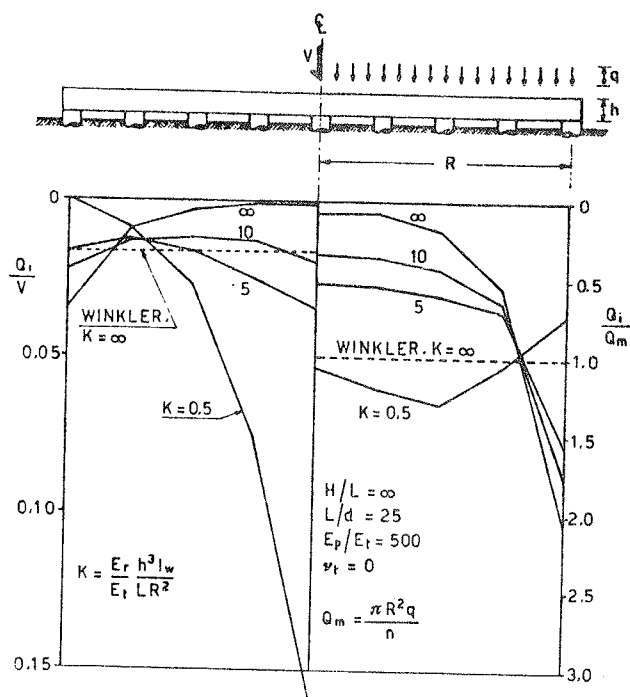


Fig. 9. Distribuzione dei carichi fra i pali della fondazione di fig. 8 per diversi valori della rigidità relativa piastra-terreno e per due diverse condizioni di carico

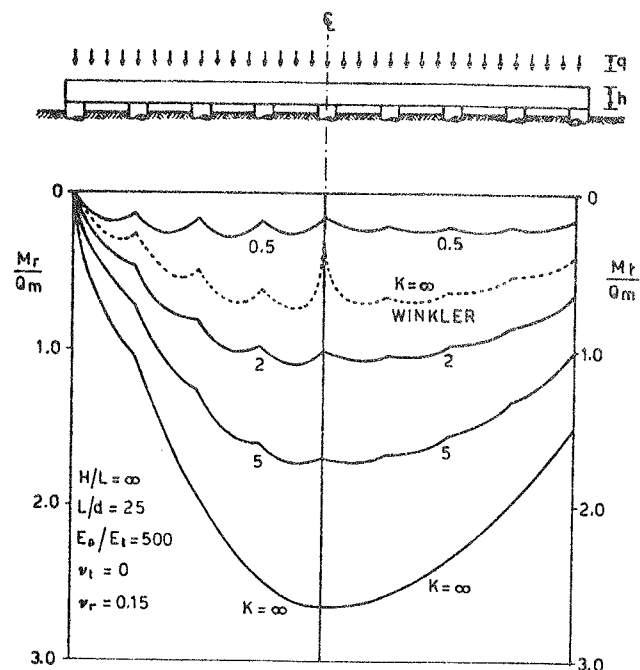


Fig. 10. Momenti flettenti tangenziali e radiali nella piastra circolare di fig. 8 soggetta a carico uniformemente distribuito, per diversi valori della rigidità relativa piastra-terreno

re della rigidità relativa della piastra aumenta il momento flettente al centro, diminuisce il cedimento assoluto al centro w_c e tende a zero il cedimento differenziale Δ fra centro e bordo della piastra. L' influenza di L/d e di E_p/E_t è meno significativa, ma non trascurabile.

4. SOMMARIO E CONCLUSIONI

Nella pratica corrente, l' analisi di una fondazione su pali viene condotta ipotizzando che la struttura di collegamento sia rigida e che ciascun palo sia assimilabile ad una molla elastica indipendente.

Tale ultima ipotesi, del tutto analoga all' ipotesi formulata da Winkler per lo studio delle fondazioni superficiali, trascura la mutua interazione fra i pali del gruppo. E' invece ben noto dall' evidenza sperimentale che l' applicazione di un carico su di un palo determina lo spostamento non solo del palo caricato, ma anche di quelli circostanti.

Modelli più avanzati consentono di portare in conto l' interazione fra i pali di un gruppo, assimilando il terreno ad un continuo elastico lineare, omogeneo o caratterizzato da un modulo di elasticità linearmente crescente con la profondità. In tale schema, gli spostamenti verticali di un palo isolato soggetto a carico assiale e di una coppia di pali ad interasse i soggetti allo stesso carico sono

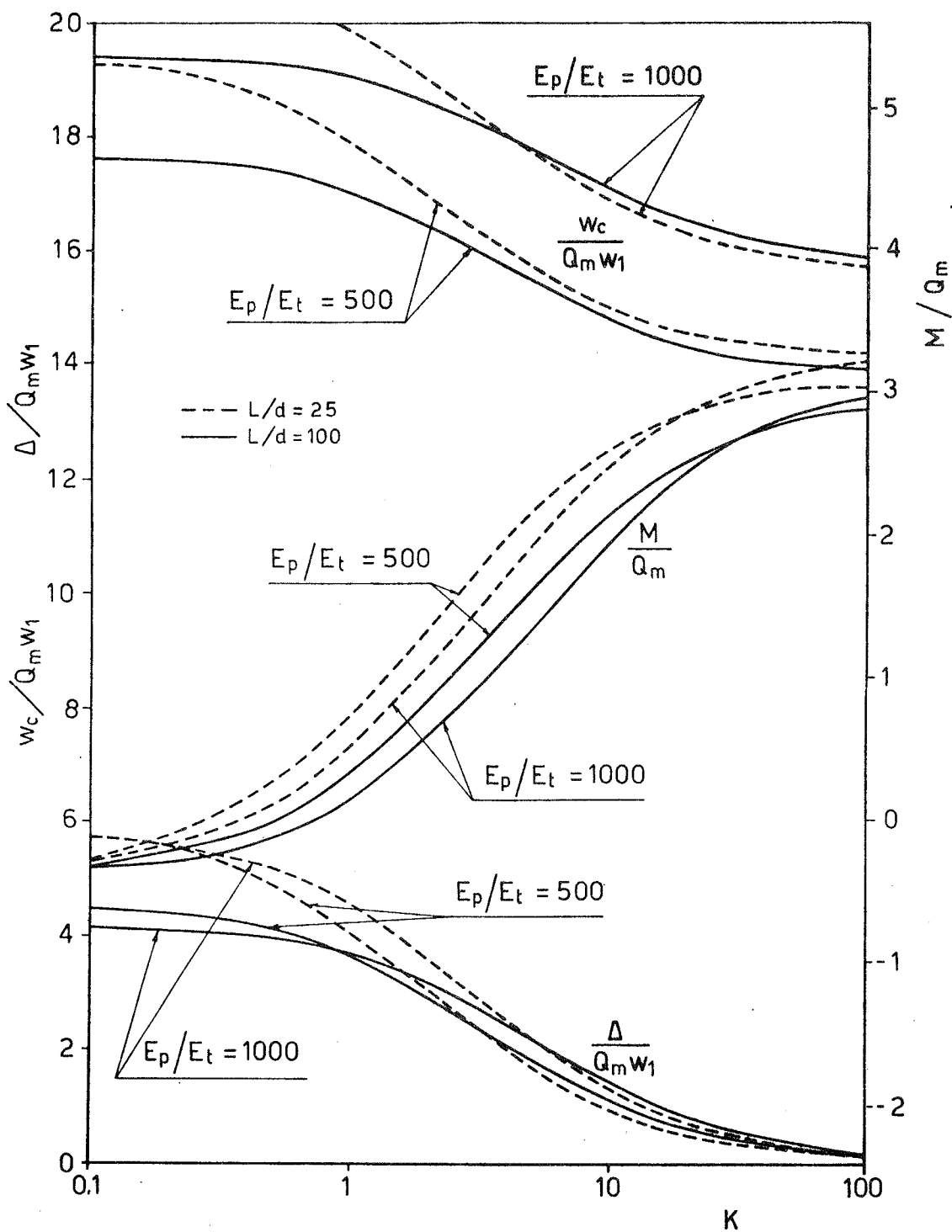


Fig. 11. Momento flettente al centro M , cedimento al centro w_c e cedimento differenziale Δ fra centro e bordo per la piastra circolare su pali di fig. 8 al variare della rigidezza relativa piastra-terreno e delle caratteristiche (L/d , E_p/E_t) dei pali

espressi dalle equazioni (2) e (3) in cui compaiono i coefficienti di influenza I_w ed α , i cui valori sono ottenibili mediante procedimenti numerici tipo BEM.

Ai fini progettuali, un' ampia raccolta di valori di I_w ed α è reperibile nella letteratura. Come mostrato dalle figure 2, 3 e 4 è altresì possibile determinare con buona approssimazione i valori di I_w ed α adottando algoritmi semplici in luogo dei più onerosi procedimenti BEM.

Assumendo che i coefficienti di influenza possano essere sovrapposti, il cedimento di un palo appartenente ad un gruppo può essere espresso dalla equazione (4). Mediante tale relazione, è possibile studiare il problema iperstatico della ripartizione di un carico applicato sulla struttura di collegamento fra i pali del gruppo.

Alcuni esempi, relativi a diversi valori dei parametri geometrici e meccanici in gioco, mostrano che la considerazione della mutua interazione fra i pali conduce a prevedere un' amplificazione del cedimento della palificata rispetto al cedimento del palo singolo ed una distribuzione non uniforme del carico fra i pali, con aggravio dei pali di bordo. In particolare, le sollecitazioni nella struttura di collegamento risultano, in genere, incrementate.

Tali comportamenti, non prevedibili mediante l' impiego del modello "alla Winkler", sono in accordo con l' evidenza sperimentale; in proposito, è stato autorevolmente affermato: "...this feature has been observed sufficiently frequently in practice, and has such a strong theoretical basis, that it seems entirely justifiable to take account of it in design" (VI).

Le soluzioni disponibili sulla letteratura, sotto forma di valori dei coefficienti I_w ed α per diversi schemi di sottosuolo e valori dei parametri, o l' impiego di semplici algoritmi di calcolo, consentono di modellare, con qualche semplificazione, le situazioni che possono presentarsi nella pratica.

A questo riguardo è da osservare che schemi di sottosuolo semplificati, soluzioni approssimate (VIII), algoritmi di calcolo semplici appaiono senz' altro adeguati, se usati in modo accorto, ai fini del progetto.

5. BIBLIOGRAFIA

- I E. SANTUCCI DE MAGISTRIS, C. VIGGIANI: Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico. Politecnico di Torino, 1977
- II C. VIGGIANI: Simple methods for soil-foundation-structure interaction analysis. Proc. X Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Stockholm, 1981
- III H.G. POULOS: Soil-structure interaction. General Report, X Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Stockholm 1981
- IV V. CAPUTO, C. VIGGIANI: Pile foundation analysis: a simple approach to non-linearity effects. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 1, 1984

- V C. VIGGIANI: Significato e limiti delle teorie e dei procedimenti di calcolo per la progettazione dei pali di fondazione. Studi e rendiconti del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, 1973
- VI J.B. BURLAND, B.B.BROMS, V.F.B. DE MELLO: Behaviour of foundations and structures. General Report, IX Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Tokyo 1977
- VII H.G. POULOS, E.H. DAVIS: Pile foundations analysis and design. John Wiley, 1980
- VIII M.F. RANDOLPH, C.P. WROTH: An analysis of the vertical deformation of pile groups. Géotechnique, vol. 29, 1979
- IX M. CAPURSO: Comunicazione privata, 1982
- X P. LOMBARDI: Effetti di gruppo nelle palificate. Tesi di Laurea non pubblicata, Università di Napoli, 1981
- XI F. AMICOLO: Effetti di gruppo in palificate per strutture a pianta circolare. Tesi di laurea non pubblicata, Università di Napoli, 1982
- XII K. ISHIHARA, A. SAITO, Y. SHIMMI, Y. MIURA, M. TOMINAGA: Blast furnace foundations in Japan. Proc. IX Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Case History Volume, Tokyo 1977
- XIII A. BURGHIGNOLI: Il metodo dei coefficienti di influenza per l'analisi di alcuni problemi di interazione tra il terreno e le strutture. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 2, 1983
- XIV V. SANTARSIERO: Influenza della deformabilità della piastra nell'interazione fra una palificata ed il terreno. Tesi di laurea non pubblicata, Università di Napoli, 1983

6. SIMBOLI E DEFINIZIONI

- D diametro della piastra di fondazione
d diametro del palo
 E_i modulo di Young dello strato i di terreno
 E_p modulo di Young del materiale costituente il palo
 E_r modulo di Young del materiale costituente la piastra di fondazione
 E_t modulo di Young del terreno
 $E_t(L)$ modulo di Young del terreno alla profondità L
 e_x, e_y eccentricità della risultante V dei carichi rispetto al baricentro della palificata
G baricentro della palificata
H spessore dello strato elastico
h spessore della piastra di fondazione
i interasse fra i pali
 I_w coefficiente di influenza

L lunghezza del palo
m numero dei pali
M momento flettente
 M_r momento flettente radiale
 M_t momento flettente tangenziale
Q carico assiale
 Q_i carico assiale agente sul palo i
R raggio della piastra di fondazione
V risultante dei carichi
w cedimento
 w_c cedimento al centro della piastra di fondazione
 w_g cedimento del gruppo di pali
 w_i cedimento del palo i
 w_s cedimento del palo singolo
 w_1 cedevolezza (spostamento verticale dovuto ad un carico assiale unitario) del palo singolo
 x_i, y_i coordinate del baricentro del palo i
 α coefficiente di interazione
 α_{ij} coefficiente di interazione fra il palo i ed il palo j
 Δ cedimento differenziale fra centro e bordo della piastra di fondazione
 ν_r coefficiente di Poisson della piastra di fondazione
 ν_t coefficiente di Poisson del terreno
 ρ rapporto fra i valori di E_t a profondità $L/2$ ed L

IL TUNNEL A SPINTA SOTTO LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

Claudio CECCOLI Antonio MIGLIACCI Alberto ARTONI

Facoltà di Ingegneria di Bologna
Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Milano
Coop. C.R.E.I.

SOMMARIO

I tunnel precostruiti e introdotti a spinta sotto a rilevati esistenti costituiscono situazioni strutturali nelle quali il tema della interazione terreno-struttura è particolarmente significativo. La nota tratta dell'attraversamento della tangenziale ovest di Milano con un tunnel a spinta, in prosecuzione del canale scolmatore del fiume Olona, lungo 50 m circa e largo 11,5 m. Per le considerevoli dimensioni dell'opera e per il limitato spessore di ricoprimento di terreno sono stati necessari accurati studi preliminari unitamente alla messa a punto di appropriate tecniche di scavo sul fronte di avanzamento e di spinta.

SUMMARY

The construction of precast tunnels underpassing roads or railways by the jacking method is a very important problem of soil-structure interaction. The paper deals with the crossing of Milan western bypass by a tunnel, prolonging the diverting channel of Olona river, 50 m long and 11,5 m wide. For the noticeable dimensions of the tunnel and for the limited earth cover we needed careful preliminary studies together with the development of suitable techniques of excavation in the working face and jacking methods.

1. PREMESSA

La tecnica di realizzare sottopassaggi, o tunnel di limitate dimensioni, mediante spinta di elementi prefabbricati, se pure nota da tempo e applicata con successo già agli inizi degli anni '60, ha avuto recentemente in Italia una notevole diffusione, soprattutto nelle opere di attraversamento sotto le linee ferroviarie.

Appartiene a tale categoria di lavori l'attraversamento sotto la tangenziale ovest di Milano del canale deviatore del fiume Olona.

Come mostra la fig. 1 in corrispondenza della sede della tangenziale la sezione trapezia del canale, alta 2,50 m e larga 12 m, converge in un tunnel, di $9.50 \times 2.50 \text{ m}^2$ di sezione netta, il cui estradosso ha soltanto 2.50 m circa di ricoprimento di terra.

Per non interrompere il traffico della tangenziale, di oltre 50.000 veicoli/giorno, si è ritenuto indispensabile prefabbricare il tunnel in una trincea a ridosso della sede stradale e sospingerlo poi sotto la sede stessa, asportando progressivamente il terreno sul fronte di avanzamento. Durante i lavori di attraversamento, che peraltro hanno avuto complessivamente breve durata, per ovvie ragioni di prudenza sono state deviate le corsie che risultavano successivamente interessate dai sottostanti lavori di scavo sul fronte di avanzamento. Quindi, come è stato già accennato, nessuna interruzione del traffico è mai stata operata e, per di più, dell'intera sede stradale a sei corsie soltanto una parte ha avuto limitazioni di percorrenza.

La lunghezza del tunnel di circa 50 m, la larghezza complessiva di 11.50 m, l'entità delle spinte previste di oltre 30.000 KN e l'esiguità del ricoprimento di terra, almeno per quanto risulta agli scriventi, collocano, tale opera fra quelle più impegnative realizzate in Italia. Pertanto, è sembrata non inutile una illustrazione dei più rilevanti aspetti teorici e tecnici connessi con il problema della realizzazione delle manovre di spinta, ovvero dell'avanzamento del tunnel sotto la sede stradale senza provocarvi danni o fastidi nei riguardi del traffico.

Può valer la pena ricordare che, sostanzialmente, l'attraversamento è stato operato in circa 30 giorni lavorativi con un solo turno giornaliero di otto ore, corrispondente ad una velocità di avanzamento media di 1.5 m al giorno. Con tre turni lavorativi nell'intero arco di una giornata, sarebbe stato possibile raggiungere punte di velocità di 6 m circa al giorno. In altri termini, si vuole far presente che sarebbe stato possibile attraversare la tangenziale in circa dieci giorni, con lavoro continuo di tre turni al giorno.

Nella nota presente, è intendimento degli Autori esporre non tanto i vari criteri di calcolo e le analisi numeriche svolte, quanto piuttosto un breve profilo degli aspetti più rilevanti connessi con lo studio di simili strutture ossia, precisamente, l'interazione terreno-struttura, l'esecuzione delle spinte e le tecniche per assicurare durante l'avanzamento il corretto assetto dell'opera (allineamenti orizzontale e verticale).

La nota si chiude con alcuni commenti in merito alla condotta dei lavori e alcune conclusioni. Queste, pur limitate al caso in oggetto, possono fornire utili risposte ai vari problemi suscitati dalla particolarità della struttura in esame.

Gli Autori ringraziano la Cooperativa C.R.E.I. di Gualtieri (RE), il Consorzio Cooperative Produzione e Lavori di Reggio Emilia per la continua collaborazione offerta durante i lavori, e la Committente (il Comune di Milano).

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La fig. 1 mostra schematicamente la tecnica che è stata adottata. L'intero tunnel, suddiviso in due sole parti di circa 16 e 29 m, è stato costruito in una trincea a ridosso della sede stradale, con il fronte di avanzamento, conformato a becco di flauto e provvisto di opportuni taglianti, appoggiato alla scarpata. Sul retro del tunnel è stato approntato un muro reggispinga di conglomerato adagiato ad un rilevato di terreno, in grado di contrastare la spinta massima prevista in oltre 30.000 KN.

Nel giunto compreso fra le due parti del tunnel, si sono inseriti 40 martinetti idraulici (stazione intermedia), capaci di sviluppare la forza massima di 20.000 KN con corsa di 200 mm. Tra il muro reggispinga ed il tunnel è stata collocata invece la stazione di spinta principale di 12 martinetti, posizionati a gruppi di quattro in tre zone equidistanti della solcata di base e capaci di sviluppare la spinta massima di 38000 KN con corsa di 1 m (si veda anche in proposito la fig. 2).

L'avanzamento del tunnel veniva operato a tratti di circa 200 mm, spostando dapprima la parte anteriore con la stazione di spinta intermedia e accostando alla precedente la parte posteriore sospinta dalla stazione di spinta principale. Dopo circa cinque operazioni di spinta, venivano retratti gli steli dei pistoni della stazione di spinta principale e inseriti blocchi di contrasto delle dimensioni di circa 1 m.

La fig. 1a illustra, con alcuni dettagli, la disposizione del cantiere per la parte relativa al tunnel durante la fase di avanzamento; la fig. 1b mostra le caratteristiche dell'opera reggispinga. La fig. 2 la disposizione delle armature del tunnel nella sezione corrente.

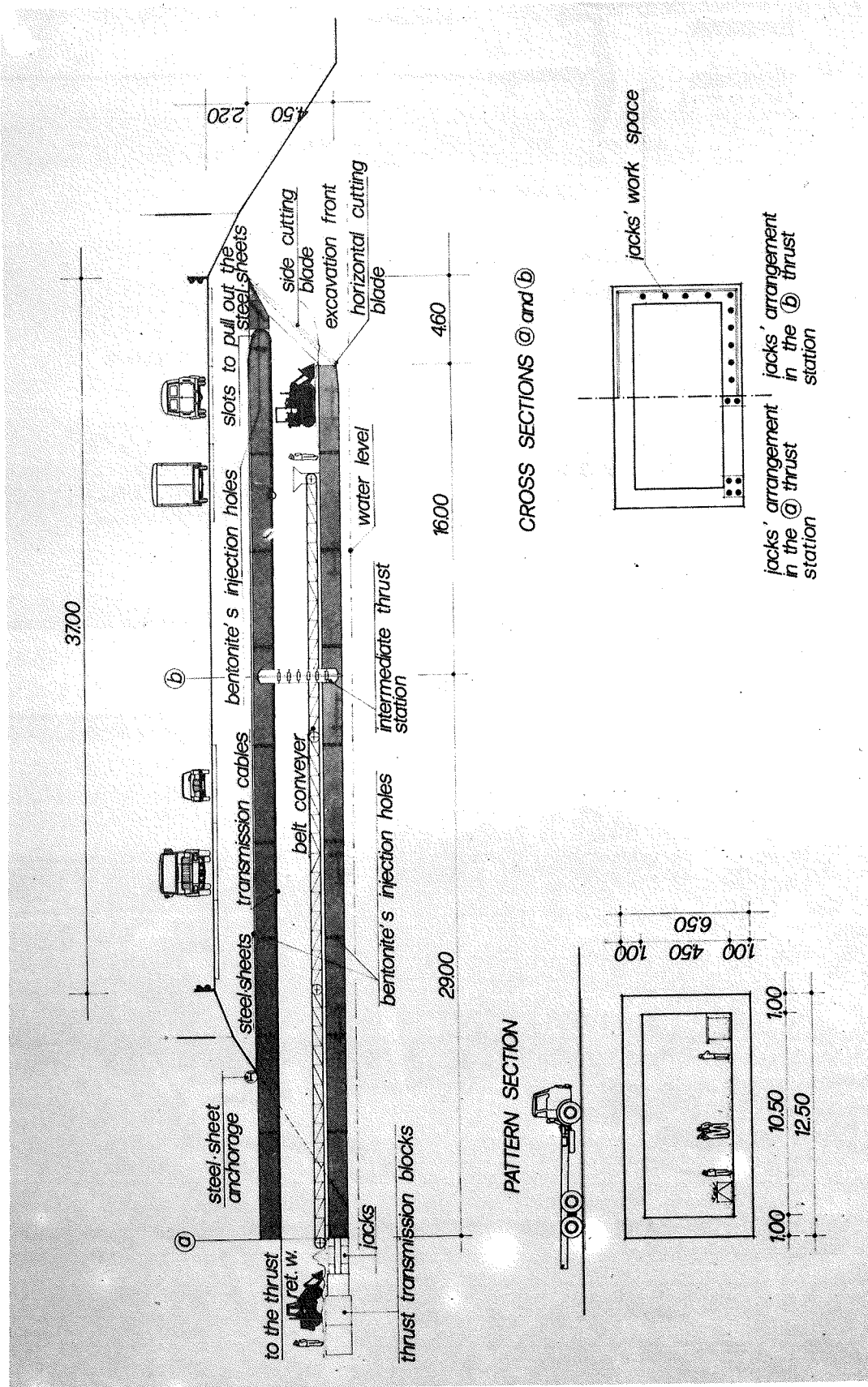


Fig. 1.a.

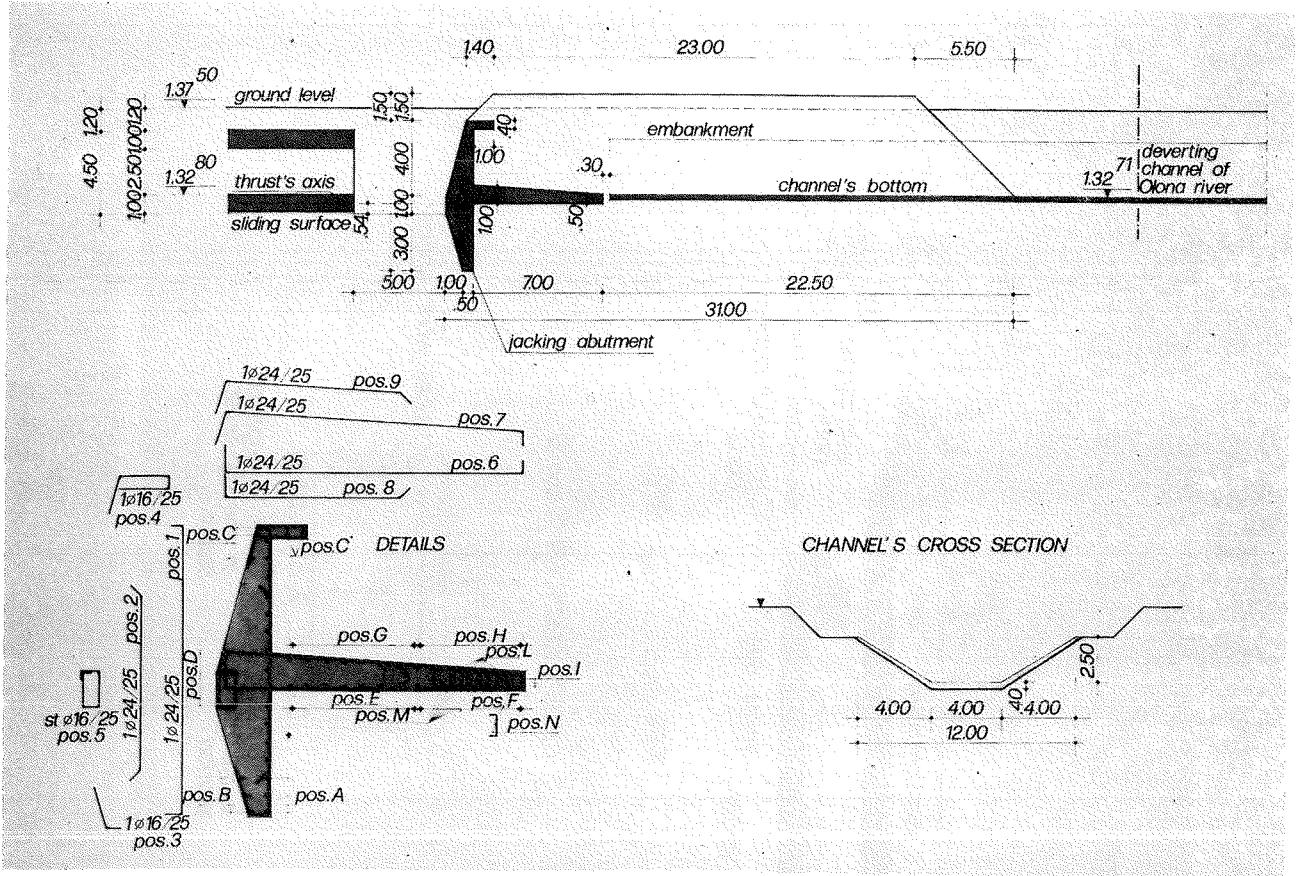


Fig. 1.b.

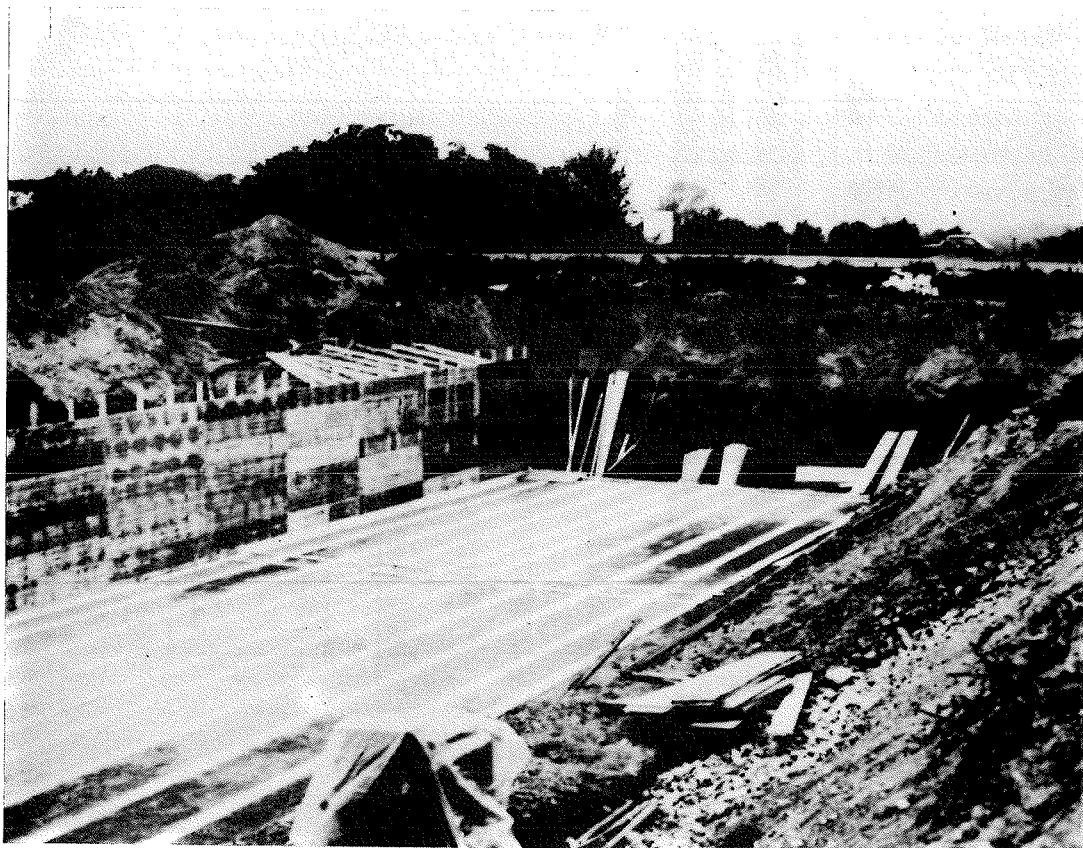


foto. 1: la preparazione della pista di varo costituita da un letto di sabbia e listelli di legno.

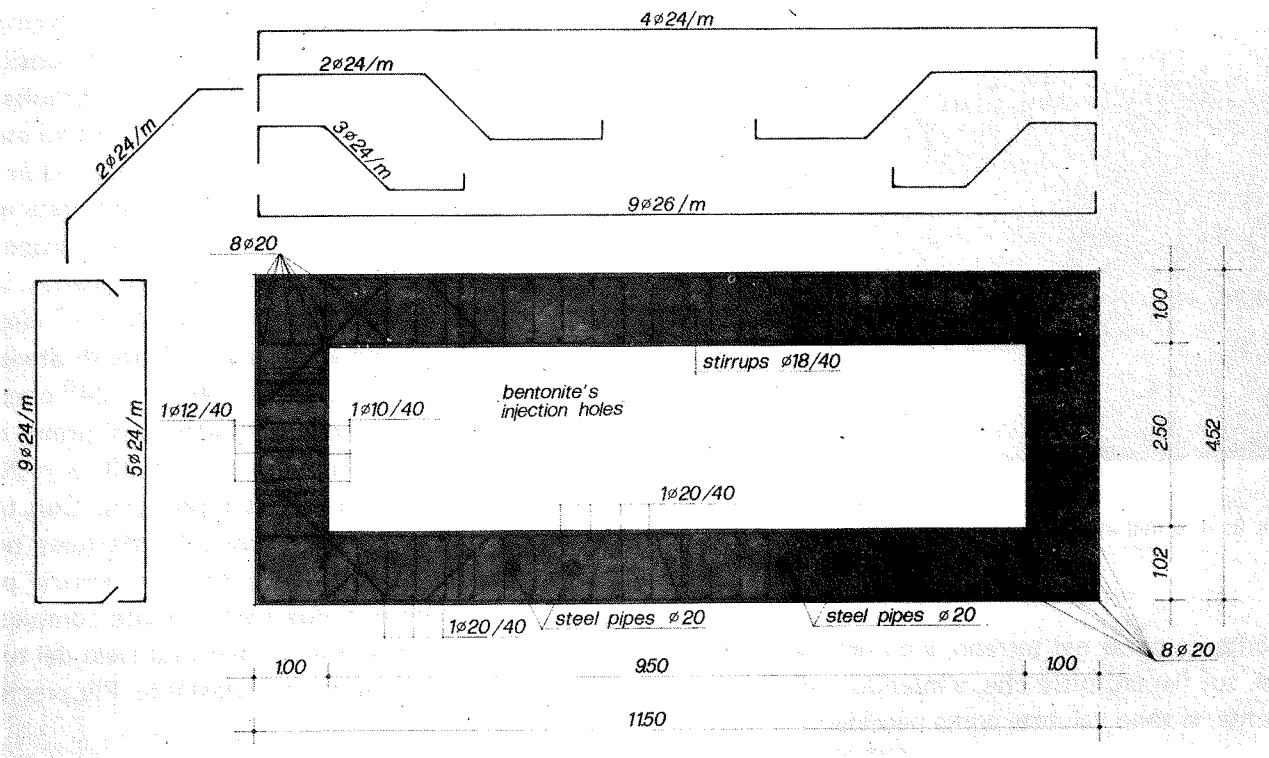
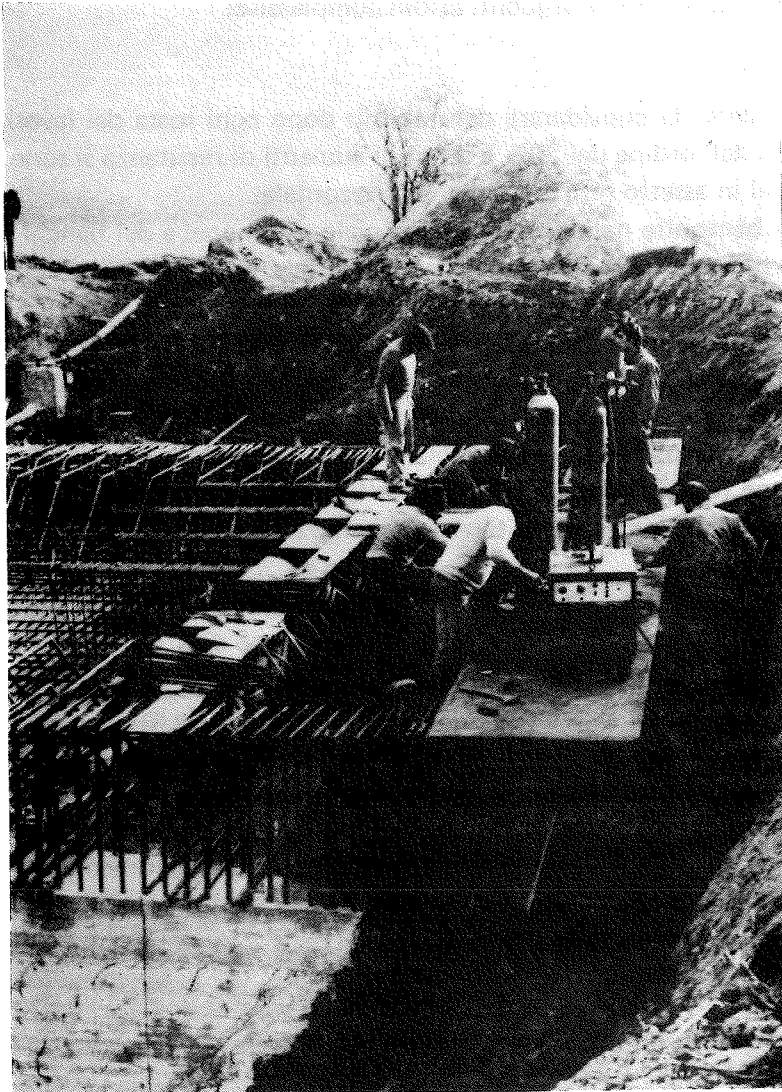
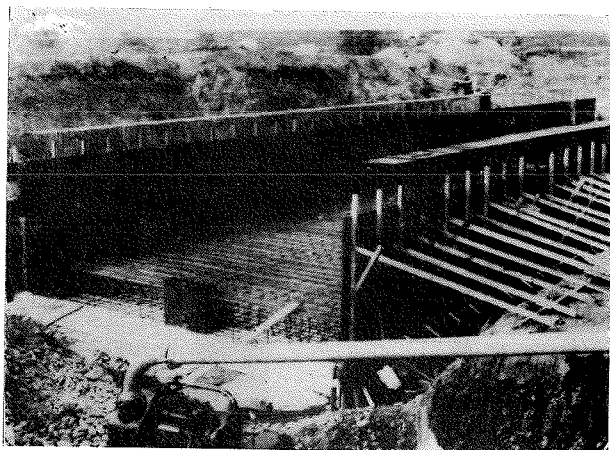


fig. 2



fot. 2: Inserti metallicí per í taglióni sul fronte di avanzamento.



fot. 3: Il tunnel in fase di costruzione

Alcuni dati caratteristici vengono richiamati perchè possono tornare utili per le considerazioni che seguiranno: il tunnel complessivamente pesa in aria 35000 KN circa ed esercita quindi sulla sua base di appoggio la pressione media di 0.07 N/mm^2 . Nella fase iniziale di varo è stata misurata una resistenza specifica all'avanzamento, conseguenza del solo attrito sulla base, di 0.03 N/mm^2 circa, corrispondente ad un coefficiente di attrito, durante il moto, pari a 0.44 ($\varphi = 24^\circ$ circa), mentre il coefficiente di attrito di primo distacco è stato dell'ordine di 0.53 ($\varphi = 28^\circ$ circa). (Si veda, ad esempio, [1]). Con tali dati iniziali, è stato possibile effettuare una stima attendibile delle forze necessarie per fare avanzare le due parti pensate completa-

mente immerse nel terreno, e quindi contrastate nel loro moto dalla resistenza di attrito sul cielo del tunnel, sui fianchi oltre che, s'intende, sulla base gravata anche dal peso del terreno sovrastante. Più precisamente, si sono valutate come necessarie le forze di:

570 KN/m sulla base,
240 KN/m sul cielo,
110 KN/m per entrambi i fianchi.

Componendo tali valori, sono risultate necessarie le seguenti azioni complessive:
per il primo tronco di tunnel 27000 KN,
per il tronco sul fronte di scavo 15000 KN⁽¹⁾.

I valori sopra riportati sono ovviamente da considerare dei minimi: dopo ogni sosta dei lavori, si sono riscontrati accrescimenti della spinta dell'ordine del 20% e sensibili aumenti di resistenza si sono registrati nelle situazioni transitorie di tunnel in assetto non esattamente orizzontale.

La decisione di operare iniezioni di bentonite nelle interfacce del cielo del tunnel e dei fianchi con il terreno, è stata determinante nel ridurre i coefficienti di attrito e nel limitare quindi anche gli effetti di "trascinamento" del moto del tunnel, soprattutto in corrispondenza dei fianchi.

Per quanto concerne invece il problema del trascinamento del modesto ricoprimento di terreno sul cielo del tunnel è stato adottato, unitamente all'impiego di iniezioni di bentonite di cui dianzi si è detto, il provvedimento indicato nella fig. 1, provvedimento dimostratosi di sicura efficacia. Come è indicato in figura, nastri di sottile lamiera, lunghi quanto il tunnel, sono stati ancorati al rilevato e risvoltati all'interno del tunnel stesso, attraverso opportune feritoie prossime al taglione superiore. Con tale dispositivo, durante l'avanzamento è pressochè nullo lo scorrimento fra terreno e lamiera, mentre ovviamente vi è scorrimento fra la lamiera ed il cielo del tunnel.

Vanno segnalati infine, prima di chiudere questo paragrafo, i dispositivi di guida della direzione del tunnel sulla pista di varo ed il collegamento a cerniera introdotto tra le tre colonne di rinvio delle spinte ed il muro reggispinga (fig. 4).

Quest'ultimo provvedimento risulta in pratica inevitabile in quanto, al crescere delle spinte, possono risultare sensibili le rotazioni dell'opera reggispinga, per ovvi motivi economici dimensionata con moderato margine di sicurezza rispetto al suo stato limite ultimo. E' da notare comunque che il dimensionamento del muro reggispinga è stato concepito in modo tale da avere rotazioni di modesta entità.

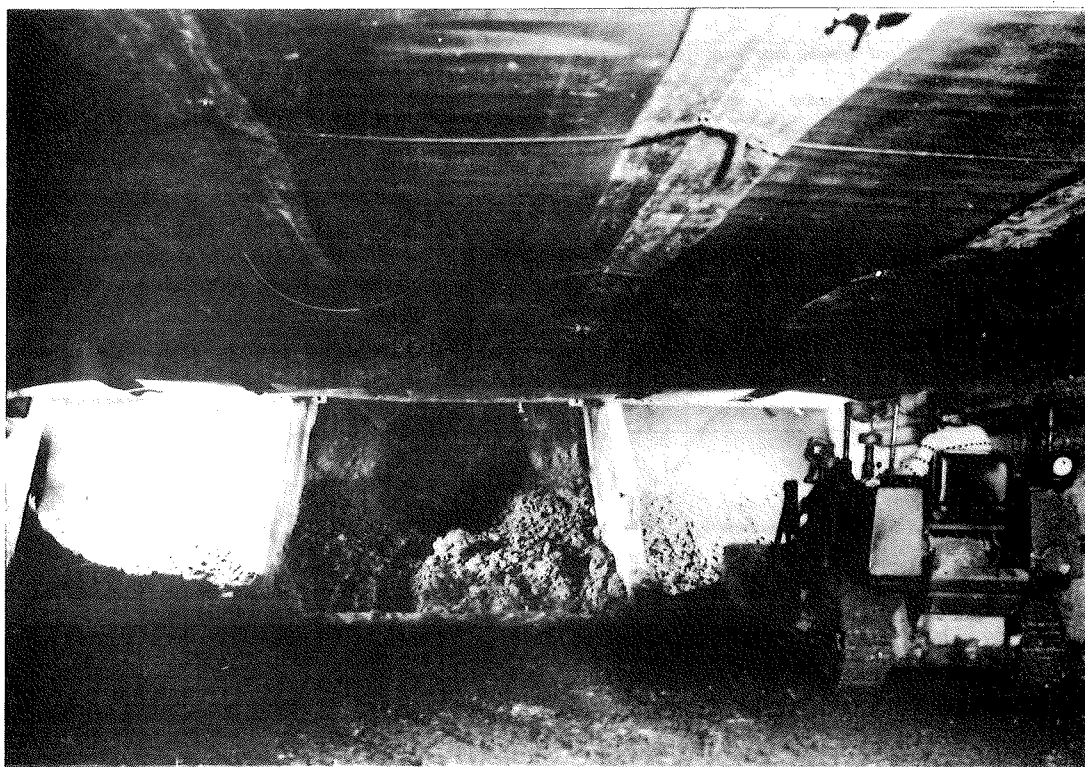
In sede di progetto, si erano previste, sotto l'azione delle massime spinte, traslazioni orizzontali del muro dell'ordine di 5 cm e rotazioni di 1/500, ma, con le iniezioni di bentonite è stato possibile ridurre sensibilmente le spinte e quindi i movimenti del muro.

(1) A parte s'intende lo sforzo necessario per vincere la resistenza all'avanzamento dei taglioni (si vedano, ad esempio, le note citate in [11] e [111].)

3. PROBLEMI CONNESSI CON L'AVANZAMENTO DEL TUNNEL IN RELAZIONE ALLA SITUAZIONE GEOTECNICA

Come è noto, uno degli aspetti più delicati relativi alle strutture del tipo in esame è quello di mantenere corretto, durante l'avanzamento, l'iniziale assetto orizzontale. A tale proposito non è infrequente riscontrare la tendenza dei tunnel ad assumere una pendenza in favore del senso del moto.

L'analisi, condotta preliminarmente sulla natura dei terreni interessati dall'attraversamento, ha destato in tal senso alcune preoccupazioni. Infatti, dai sondaggi effettuati si è potuto constatare che in corrispondenza del piano di posa del tunnel, e per una profondità in media di quattro metri, il terreno, completamente saturo, era costituito da sabbie grossolane, debolmente limose, con presenza di ghiaia (fig. 3). Prove S.P.T. hanno dato resistenze dell'ordine di 20 colpi/30 cm, con punte di 30 colpi/30 cm⁽²⁾. Al di sotto di tale strato, si sono riscontrate lenti di limi di media consistenza con spessore dell'ordine del metro e, successivamente, nuovi strati di sabbie debolmente limose e ghiaie. I piezometri hanno evidenziato il livello della falda pressochè in corrispondenza dell'intradosso della soletta di base del tunnel.

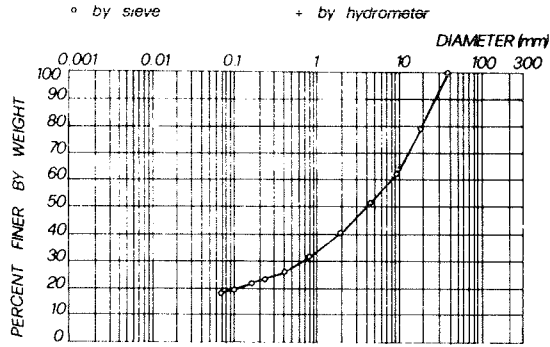


fot. 4: il fronte di scavo visto dall'interno del tunnel. Sul tetto del tunnel sono visibili le lamiere metalliche striscianti impiegate per impedire il trascinarsi del terreno.

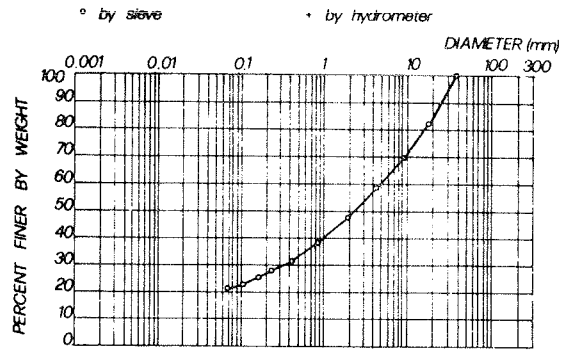
La riduzione della resistenza a taglio del terreno incoerente sottostante la base del tunnel a seguito della presenza d'acqua ha richiesto, nella sostanza, una preliminare valutazione della forma più opportuna da conferire al fronte di scavo per ottenere, con adeguato "battente" di terreno, un livello di tensioni efficaci sufficiente a rendere pseudoelastico il comportamento del terreno sottostante il fronte del tunnel ma nel contempo limitare, per quanto possibile, la resistenza all'avanzamento del taglione di base.

(2) Ci si riferisce a risultati ottenuti con penetrometro dinamico avente le seguenti caratteristiche: punta 60°, ϕ 51 mm; mazza da 73 kg; tubazione di rivestimento ϕ 48 mm.

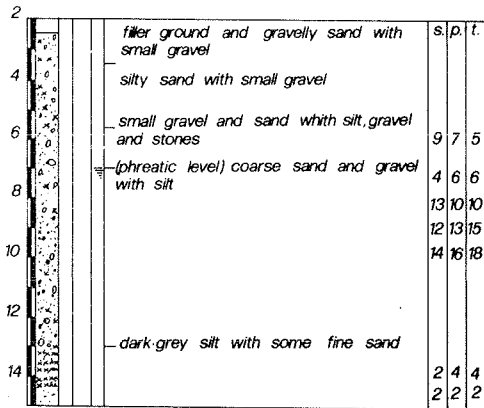
Particle size distribution curve depth m.450+6.00



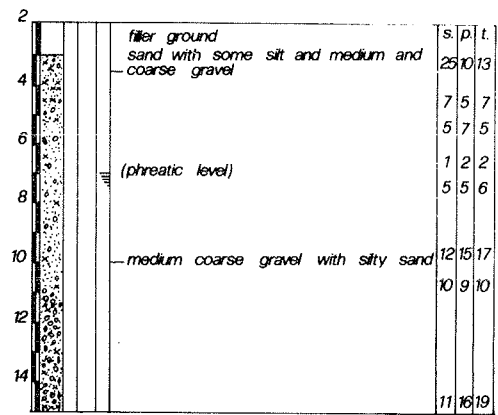
Particle size distribution curve depth m.800+10.50



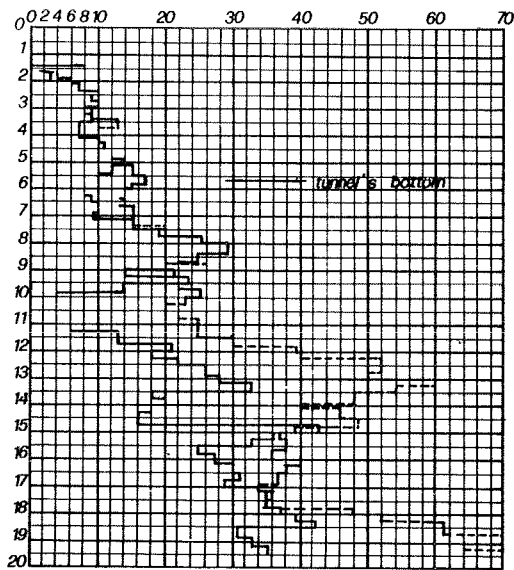
Description of soil drilling n.1



Description of soil drilling n.2



Standard penetration test number 1



Standard penetration test number 2

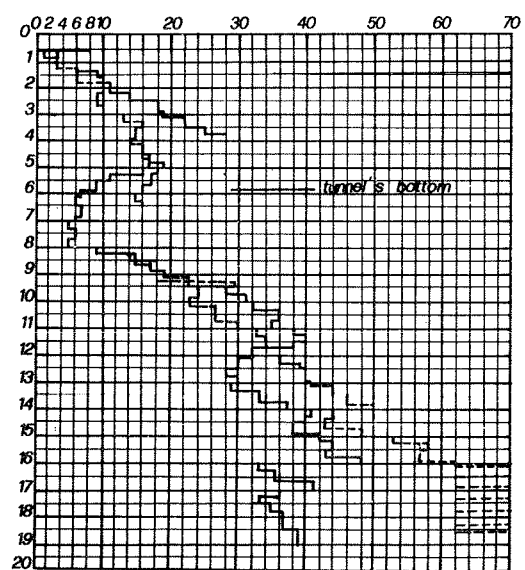


fig. 3

Le prove S.P.T., benchè da considerare un mezzo di indagine grossolano, hanno consentito unitamente alle analisi granulometriche di stimare i valori della D_R e quindi degli angoli di attrito di picco. Sulla base delle caratteristiche di resistenza meccaniche si sono costruiti i legami tensioni-deformazioni ricavando infine un adeguato profilo di scavo [II], [III], [IV]).

A parte le previsioni teoriche, più che altro valse ad assicurare gli scriventi sulla fattibilità delle operazioni di spinta, si è dimostrato determinante durante i lavori un approccio empirico del problema.

In altri termini, mediante un livellamento continuo ed accurato della base del tunnel, gli scavi sul fronte sono stati calibrati con continuità, in modo tale da ottenere un avanzamento in contropendenza, con inclinazione dell'ordine di 1/1000. E' da segnalare, infine, che l'impiego della bentonite ha contribuito a ridurre drasticamente i valori limiti delle spinte previste dal calcolo: infatti, si sono rese necessarie forze di 22000 KN per la parte posteriore del tunnel e di 15500 KN per quella anteriore. Pure interessante è la circostanza che, una volta introdotta sotto il terreno la metà circa del tunnel, le spinte si sono stabilizzate sui valori dianzi riportati, senza apprezzabili incrementi al crescere della lunghezza "immersa".

4. SU UNA PARTICOLARE TECNICA DI GUIDA DEL TUNNEL DURANTE IL VARO.

Una fase particolarmente delicata dei lavori è stata il varo della struttura, intendendo per varo le operazioni connesse con l'inizio degli scavi sul fronte di avanzamento e l'approfondimento dell'avampozzo entro il rilevato per una estensione paragonabile alla sua larghezza.

Durante tale operazione, che è stata condotta da una Impresa rimossa poi dall'incarico di continuare i lavori, per cause tuttora in corso di accertamento, la parte anteriore del tunnel si è sensibilmente inclinata in senso favorevole al moto, con pendenza dell'ordine di 1/250 (6 cm circa su 15 m). E' stato quindi necessario mettere a punto un sistema di correzione dell'assetto poichè, secondo contratto, la Committente non avrebbe accettato pendenze superiori a 1/1000.

Può valere la pena segnalare i provvedimenti che sono stati suggeriti dagli scriventi di comune accordo con i Tecnici della C.R.E.I.

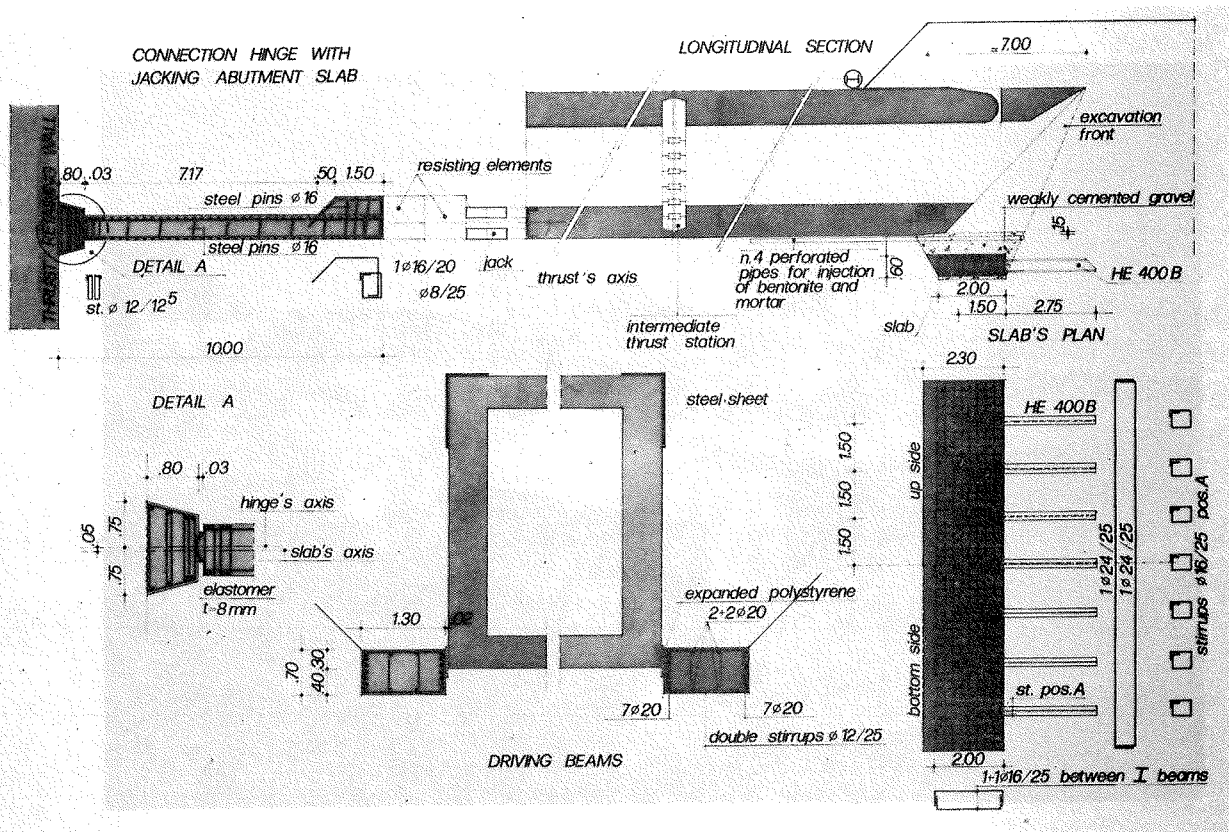


fig. 4

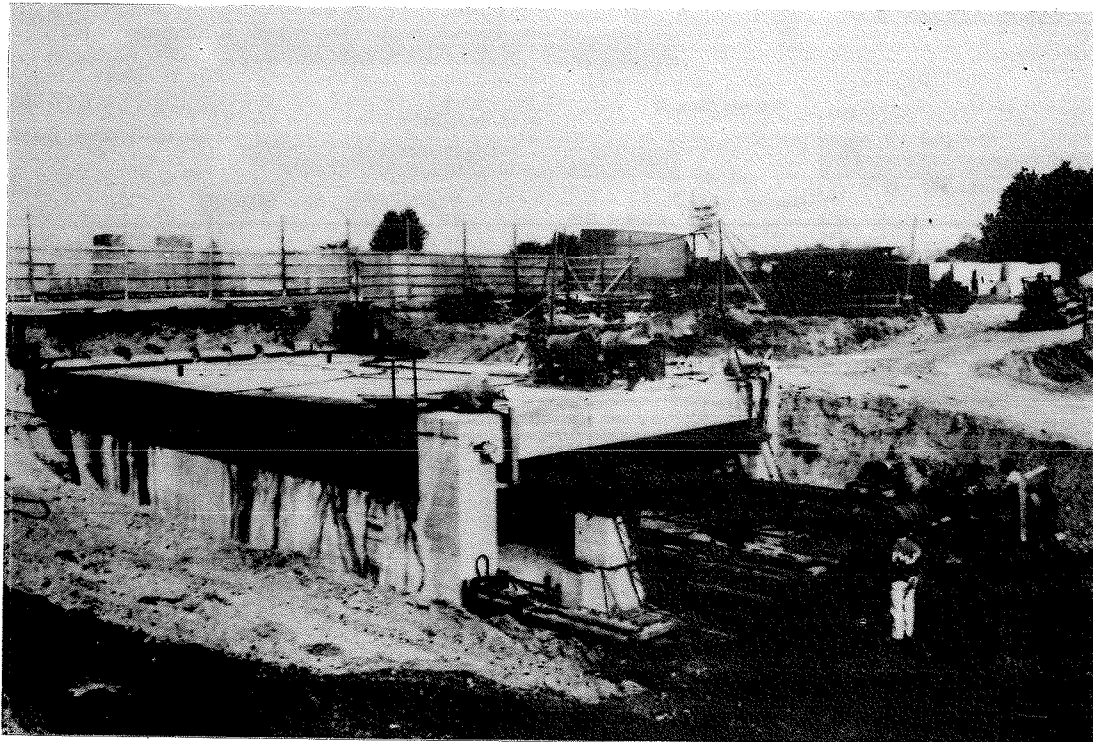
Come mostra la fig. 4 sul fronte di scavo è stata realizzata una piastra di conglomerato armato lunga quanto il tunnel, larga 2 m circa e immersata nel terreno con 7 profilati metallici (I profilati sono stati infissi nel terreno mediante spinta con martinetti). Sulla piastra è stato applicato un ricoprimento in contropendenza di conglomerato a bassa resistenza. Sui fianchi del tunnel, per l'intera sua lunghezza, sono state disposte due travi di guida a diretto contrasto con le pareti degli scavi della trincea. La profondità del piano di posa della piastra e la sua estensione sono state dimensionate in modo tale da assicurare la portanza verticale di tale fondazione sotto l'azione della parte di peso trasmessa dal tunnel durante la fase di avanzamento sopra la fondazione stessa ([V], [VI], [VII]).

Tenendo conto dei cedimenti della fondazione e dei cedimenti del terreno sottostante la parte posteriore dell'avanzamento del tunnel è risultato necessario, per sollevare di circa 6 cm il fronte del tunnel, realizzare il piano della fondazione inclinato di 15 cm su 3 metri. Con tale accorgimento in soli 2,50 m di avanzamento il fronte anteriore si è sollevato di 5 cm circa mentre la "coda" si è abbassata di 1 cm ed il tunnel ha raggiunto nuovamente l'assetto orizzontale di partenza.

Al termine di tale operazione, attraverso tubi di iniezione "ad hoc" predisposti, si è provveduto ad iniettare bentonite e cemento in corrispondenza dell'interfaccia fra il terreno e l'intradosso della soletta di base del tunnel, operazione resa necessaria a seguito del distacco del tunnel dal terreno di fondazione nella sua parte anteriore.

Con tali iniezioni, eseguite a circa 2 atm di pressione, è stato possibile reintegrare il terreno sotto il tunnel e predisporre nuovamente una base d'appoggio continua. Nessun inconveniente si è verificato anche quando, con il progredire dei lavori, sulla soletta di fondazione, di cui dianzi si è detto, è sormontata la seconda parte del tunnel.

Opportune verifiche di calcolo sono state sviluppate per controllare l'ammissibilità dello stato di sollecitazione del tunnel impegnato a flessione dalla singolarità del "terreno" conseguente alla presenza della soletta.



fot. 5

5. CONCLUSIONI

La realizzazione di un sottopassaggio con spinta di elementi prefabbricati illustrata in questa Nota è apparsa agli scriventi meritevole di segnalazione non soltanto in relazione alle non comuni dimensioni del tunnel, ma anche per i notevoli problemi posti dal limitato ricoprimento di terra e dalle scarse caratteristiche di resistenza dei terreni fondali.

Nel corso dei lavori si è constatato che il corretto avanzamento del tunnel, talvolta problematico soprattutto in presenza di terreni con scarsa coesione e bassa resistenza, può essere assicurato solo mediante una appropriata tecnica di scavo sul fronte di avanzamento, unitamente ad un adeguato "lancio" del tunnel all'interno del terreno. Quando il ricoprimento di terra è piccolo, è inevitabile adottare provvedimenti atti ad impedire il trascinarsi del terreno e le conseguenti lacerazioni del manto stradale sovrastante. Unitamente ai provvedimenti in dettaglio illustrati nella Nota (lamiera fissa sui fianchi e lamiera strisciante sul tetto) si è dimostrato indispensabile lubrificare le pareti stesse del tunnel con iniezioni in pressione di bentonite.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [I] POTYONDY J.G., "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials", *Geotechnique*, vol. XI, Dec. 1961.
- [II] TENG N.C., "Soil Stresses for Design of Drilled Caisson Foundation Subjected to Lateral Forces", *Proc: Seminar on later soil pressure generated by peeps, piles, tunnels, caissons*, Dayton, Ohio, 1975.
- [III] AUDIBERT J.M.E., NYMAN K.J., Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes, *Journal of the geotechnical engineering division*, ASCE, vol. 103, No. GT10, oct. 1977.
- [IV] DUNCAN J.M., CHANG C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strains in Soils", *Journal of the soil mechanics and foundation division*, ASCE, vol. 96, No. SM5, Sept. 1970, pp. 1629-1653.
- [V] VESIC A.N. "Beams on Elastic Subgrade and Winkler's Hypothesis", *Fifth international conference on soil mechanics and foundation engineering*, vol. 1, 1961.
- [VI] MIYAHARA F., ERGATOUDIS J.G., "Matrix Analysis of Structure-Foundation Interaction", *Journal of the structural division*, ASCE, vol. 102, No. ST1, gennaio 1976, pp. 251-265.
- [VII] ROW D.G., POWELL G.M., "Solution of Progressively Changing Equilibrium Equations for Nonlinear Structures", *Int. J. Computers and structures*, vol. 7, 1977, pp. 659-665.

ANALISI NON LINEARE DELLA INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA
MEDIANTE PERSONAL COMPUTER

Luigi Cedolin
Ordinario di Tecnica
delle Costruzioni
Politecnico di Milano

Daniele Bertorelli
Ingegnere Civile
Libero Professionista
Piacenza

SOMMARIO

Viene presentato un metodo di calcolo di problemi di interazione terreno-struttura in grado di tenere conto del comportamento non lineare del terreno sin dal primo insorgere. Tale metodo, basato su una schematizzazione per elementi finiti, è stato tradotto in un programma in linguaggio standard (Fortran 77) operante anche su personal computer. Vengono presentati esempi di applicazione a problemi di scavo di gallerie metropolitane in terreno trattato.

SUMMARY

A method is presented for the analysis of soil-structure interaction, capable of taking into account from the onset the nonlinear behavior soil. The resulting finite element program, coded in a standard language (Fortran 77), can operate also on a personal computer. Examples are presented of the application of the program to the analysis of the excavation of subway tunnels.

1. INTRODUZIONE

Il problema dell'interazione fra terreno e struttura può essere affrontato come un problema elastico: note le leggi costitutive dei materiali e le storie di carico, è possibile impostare le equazioni che individuano lo stato di sforzo e di deformazione. La coesistenza, tuttavia, di parti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali nell'ambito di una stessa analisi, la presenza di non linearità di comportamento del materiale che costituisce il terreno e la struttura, la necessità di variare, durante la storia di carico, la geometria della struttura, rende la fase di calcolo molto complessa e risolvibile soltanto mediante l'uso del metodo degli elementi finiti. Tale metodo ha potuto svilupparsi ed essere applicato alla risoluzione di problemi strutturali soltanto quando è diventato disponibile il calcolatore elettronico, che permette di ri-

solvere i grossi sistemi di equazioni algebriche cui il metodo stesso dà luogo. Questo ha portato alla creazione della figura di esperto di uso di codici di calcolo che si frappone tra il progettista ed il programma.

La recente diffusione di microcalcolatori con memoria di costo contenuto, con capacità di indirizzamento paragonabile a quella dei grossi elaboratori, con velocità di calcolo che, anche se inferiori in termini assoluti, danno luogo a tempi di risposta a volte equivalenti a causa del funzionamento in multiutenza dei grossi elaboratori, fa sì che siano ora disponibili programmi di analisi strutturali di tipo generale (I) sviluppati proprio per tale tipo di calcolatore. Non occorre quindi più affrontare le procedure complesse dei servizi di calcolo ed i sistemi operativi a volte intimidenti dei grossi elaboratori, ed il colloquio tra il progettista ed il programma diventa diretto.

Scopo del presente lavoro è quello di mostrare che anche i calcoli strutturali in regime non lineare sono alla portata del microcalcolatore. Partendo da un programma sviluppato per strutture bidimensionali piane in c.a. (II), lo si è esteso per tenere conto dei fenomeni peculiari dell'interazione con il terreno (leggi costitutive non lineari, cambiamento delle caratteristiche meccaniche degli elementi, variazione della geometria). Il programma è stato anche modificato nella struttura, separandolo in moduli indipendenti, in modo da evitare limiti nelle dimensioni dei problemi affrontabili. Il linguaggio adottato (FORTRAN 77 standard, funzionante sotto sistema operativo MS DOS) assicura al programma la massima portabilità su micro e mainframe.

L'attendibilità dei risultati ottenuti dipende dal grado di conoscenza delle leggi costitutive e dalla corretta simulazione dei fenomeni fisici più rilevanti che condizionano il comportamento del sistema strutturale.

2. FORMULAZIONE DELLE LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI

Sia il calcestruzzo sia il terreno sono materiali caratterizzati dal manifestarsi di forti nonlinearità prima del raggiungimento della situazione di crisi. Per tenere conto di questo fatto risulta spontaneo tentare una generalizzazione della teoria classica dell'elasticità lineare, ipotizzando l'esistenza di una relazione non lineare in termini finiti tra lo stato di sforzo e quello di deformazione. Il principale inconveniente delle formulazioni di questo tipo è che esse non sono in grado di riprodurre la sensibilità del materiale alla particolare storia di carico che lo ha portato ad un certo stato di sforzo e di deformazione ed inoltre non consentono, al contrario ad esempio di quelle basate sulla teoria della plasticità, di determinare la capacità portante ultima del sistema strutturale. Per contro esse sono facilmente ricavabili dalle leggi sforzo-deformazione rilevate sperimentalmente, costituiscono una buona approssimazione del comportamento del materiale prima del raggiungimento della crisi ed infine si prestano ad essere utilizzate in modo estremamente naturale in procedimenti di analisi non lineare di tipo incrementale.

2.1 Calcestruzzo armato

La modellazione per elementi finiti di parti strutturali in calcestruzzo armato è molto complessa, e riguarda essenzialmente

tre fenomeni: comportamento non lineare del calcestruzzo, fessurazione, interazione acciaio - calcestruzzo. Sebbene questi singoli fenomeni siano oggetto attualmente di numerose indagini sia teoriche sia sperimentali, il tipo di modellazione effettuata in (II) per stati piani nelle tensioni appare ancora attuale da un punto di vista pratico, con la sola modifica del criterio di rottura per trazione mediante il concetto della tensione limite equivalente (III, IV). Si sono poi introdotti, per quanto riguarda il calcestruzzo, legami costitutivi di tipo esplicito sia in regime biassiale (V, VI), sia in regime triassiale (VII).

2.2 Suolo

E' già stato ricordato che il comportamento del suolo è caratterizzato da forti nonlinearità, che insorgono sin dall'inizio della storia di carico. Un modello di legame costitutivo di tipo elastico non lineare è quello sviluppato da Duncan (VIII, IX) sulla base di prove condotte su sabbie ed argille. Tale modello ha, fra l'altro, il vantaggio di essere formulato in termini di parametri facilmente ottenibili da comuni prove triassiali eseguite su campioni del suolo da modellare. Esso, inoltre, consente anche (X) di modellare il comportamento di suoli trattati chimicamente o mediante cementazione, quali vengono usati correntemente nelle opere di scavo in terreni sciolti (XI).

2.1.1 Modello di Duncan

Il già citato modello di Duncan (VIII, IX) si basa su una relazione in termini finiti di tipo implicito tra gli stati di sforzo e di deformazione ottenuti da prove triassiali espressa da

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \epsilon_1} \quad (1)$$

dove (Fig. 1a) σ_3 è la pressione di confinamento, ritenuta costante durante la prova, σ_1 è la sollecitazione assiale, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ è il valore a rottura della differenza tra gli sforzi principali massimo e minimo, E_i è il valore iniziale del modulo di Young ed R_f è un coefficiente minore di 1 che innalza l'asintoto dell'iperbole rispetto al valore di $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, in modo da consentire una migliore interpolazione della curva sperimentale.

La dipendenza del valore iniziale del modulo di Young, E_i , dalla pressione di confinamento σ_3 può essere espressa, sulla base delle prove sperimentali di Jambu (XII), da

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

dove p_a è la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di misura di σ_3 , K ed n sono dei parametri che dipendono dal tipo di suolo.

Il valore di $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ può essere espresso (Fig. 1b) mediante il criterio di Mohr - Coulomb

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 c \cos \phi + 2 \sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3)$$

dove c (coesione) è l'intercetta della retta limite con l'asse delle τ e ϕ è l'angolo di attrito.

Il valore tangente del modulo di Young, E_t ,

$$E_t = \left(\frac{\partial (\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} \right)_{\sigma_3 = \text{cost}} \quad (4)$$

può essere espresso in funzione del solo stato di sforzo mediante la

$$E_t = (1 - R_f S)^2 E_i \quad (5)$$

dove

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (6)$$

definito livello di sforzo, rappresenta (Fig. 1b) il rapporto tra il massimo sforzo tangenziale esistente e quello limite a pari σ_3 . Si noti che dalla Eq. (5) risulta che per $S = 1$ il valore di E_t che deriva dalla rappresentazione iperbolica è maggiore di zero, contrariamente a quanto appare dalla curva sperimentale.

Sempre dalle prove sperimentali che sono alla base del legame di Duncan risulta che il modulo di Poisson, ν , è crescente con il livello di sforzo S e non appare correlabile alla pressione di confinamento. Nella (VIII) si suggerisce di utilizzare un valore di $\nu = \text{cost}$, desunto da prove che riflettano lo stato di sforzo da analizzare.

2.2.2 Legame incrementale sforzi - deformazioni

Come si può rilevare dalla (V) per quanto riguarda il calcestruzzo, una volta noto il legame costitutivo in termini finiti tra sforzo e deformazione, non si può ricavare il legame costitutivo in termini incrementali semplicemente sostituendo ai valori dei moduli elastici iniziali quelli dei moduli tangenti. L'evidenza sperimentale presentata al paragrafo precedente sul comportamento del suolo non giustifica tuttavia una derivazione del tipo indicato in (V), sia per la mancanza di una legge di variazione del modulo di Poisson, sia per la sua limitazione a storie di carico triassiali con σ_3 costante, che mettono in gioco soprattutto il comportamento deviatorico del materiale, legato al modulo di elasticità tangenziale G .

Si è pertanto preferito, almeno inizialmente, procedere come indicato da Clough e Duncan (XIII), e cioè utilizzare il valore di E_t e ν per determinare il valore tangente del modulo di elasticità tangenziale,

$$G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu)} \quad (7)$$

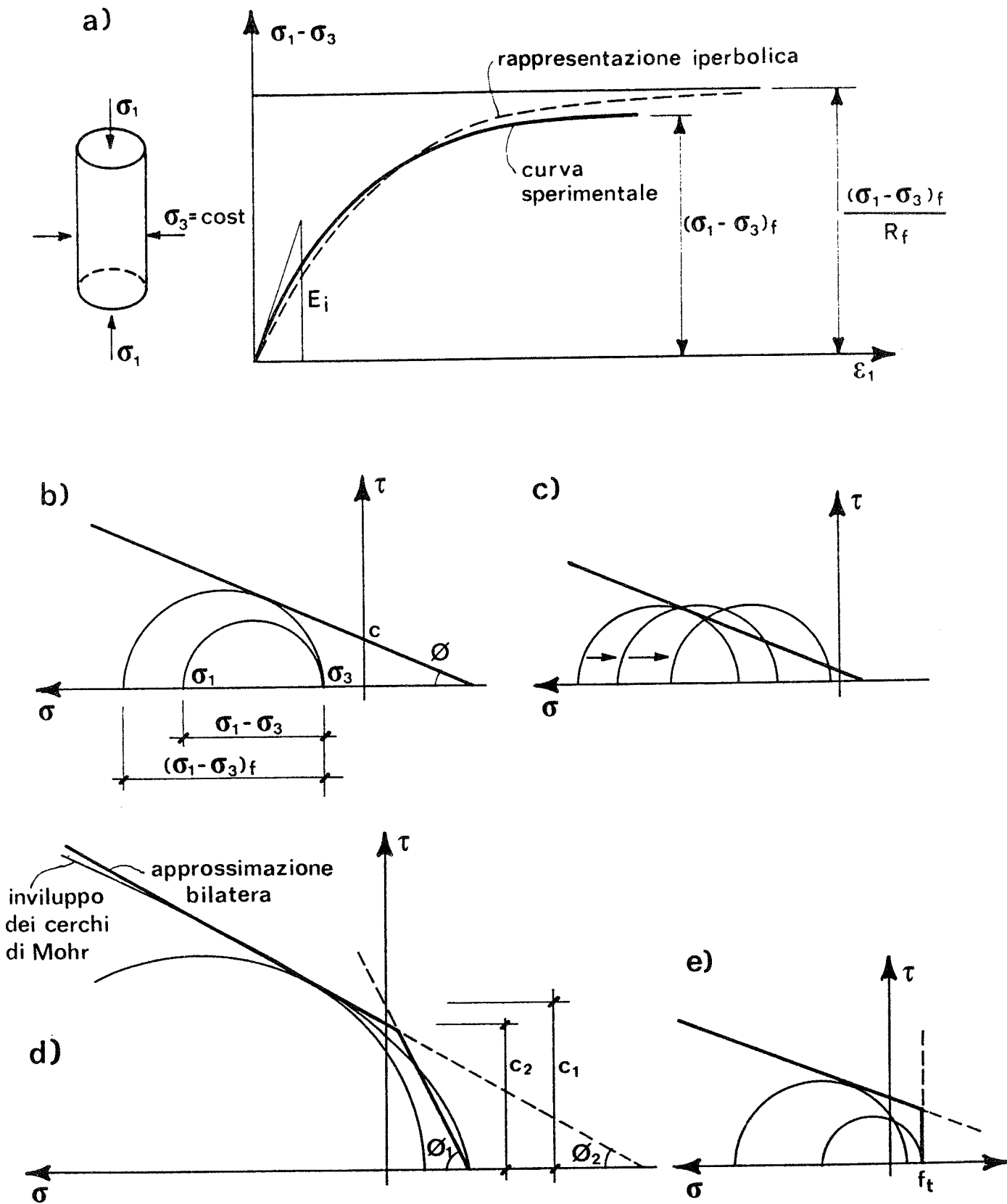


FIG. 1 - (a) Curva sforzo-deformazione in prova triassiale; (b) stato tensionale effettivo ed a rottura a pari σ_3 ; (c) evoluzione non ammissibile dello stato tensionale; (d) rappresentazione bilineare della curva limite; (e) resistenza limite a trazione.

e assumere invece che il modulo tangente di comprimibilità K_t non sia legato al livello di sforzo S sperimentato dal terreno, ma dipenda unicamente dalla sollecitazione principale minore secondo la stessa legge valida per E_i , ponendo

$$K_t = \frac{E_i}{3(1-2\nu)} \quad (8)$$

Nel caso di cicli di carico e scarico, sempre effettuati con $\sigma_3 = \text{cost}$, le esperienze già citate hanno indicato un comportamento lineare, indipendente dal parametro S prima introdotto. La legge di variazione del modulo di Young in funzione di σ_3 è data da una legge simile a quella che dà E_i ,

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (9)$$

dove K_{ur} risulta, dalle prove effettuate, maggiore di K del 20÷30%. Per tali cicli si pone nelle Eq. (7) e (8)

$$E_t = E_i = E_{ur} \quad (10)$$

I valori di G_t e K_t così definiti possono allora essere utilizzati in un legame incrementale di tipo isotropo tra le componenti di sforzo e deformazione.

2.2.3 Limiti di applicabilità

Il legame costitutivo prima introdotto è valido sino al raggiungimento della crisi ($S = 1$). Oltre questo punto il suo utilizzo può diventare arbitrario ed anche scorretto, in quanto il cerchio massimo di Mohr può superare la retta limite (Fig. 1c) a causa della indipendenza di K_t da S . Si riscontra quindi la necessità di annullare (o, per ragioni di condizionamento numerico, rendere molto piccolo) il valore di K_t quando S si approssima all'unità. Con queste modifiche, quando lo stato di sforzo in un punto raggiunge la condizione limite, il relativo cerchio di Mohr rimane praticamente fisso.

E' noto inoltre che una retta non rappresenta bene la curva limite di Mohr. Si è pertanto adottata un'approssimazione bilineare (Fig. 1d) che come caso limite può rappresentare anche una resistenza finita a trazione (Fig. 1e). Si noti che in questo caso la trazione rimane costante, senza essere rilasciata, evitando così di incorrere nei fenomeni di dipendenza dei risultati dalla suddivisione in elementi finiti adottata (III, IV).

Si ottiene così un modello che, per spostamenti limitati, dà luogo a stati di sforzo contenuti sempre entro l'approssimazione bilineare della curva limite di Mohr.

2.3 Interfaccia terreno - struttura

Il comportamento del materiale all'interfaccia fra terreno e struttura può, in alcuni casi, introdurre degli effetti fortemente non lineari nel sistema, legati a scorrimenti relativi o separazioni. Clough e Duncan (XIII) propongono delle leggi costitutive simi

li a quelle già impiegate per il suolo. Un tipo di elemento finito che riproduca il comportamento all'interfaccia non è per ora stato introdotto nel programma di calcolo.

3. MODELLO PER ELEMENTI FINITI

3.1 Tipi di elementi

Nella modellazione di fenomeni non lineari per materiale gli elementi triangolari a stato di sforzo costante hanno il rilevante vantaggio di consentire di aggiornare la matrice di rigidità ad ogni iterazione senza eccessivi oneri computazionali, aumentando così la velocità di convergenza specie in presenza di forti effetti non lineari anche localizzati. D'altra parte è noto che tali elementi, specie se di forma allungata, possono dare luogo a notevoli oscillazioni dello stato di sforzo. Per questo motivo, e per evitare di dover gestire un numero troppo elevato di elementi, si è utilizzato un elemento quadrangolare con un nodo centrale, composto da quattro elementi triangolari, e si è attribuito all'elemento lo stato di deformazione medio dei triangoli che lo compongono.

3.2 Procedura di analisi non lineare

Nel già citato metodo di analisi di strutture piane in calcestruzzo armato (II) si era adottato il metodo di Newton-Raphson, che consiste nell'applicare il carico esterno per incrementi successivi, iterando sui residui all'interno del singolo passo di carico fino a che essi siano ridotti entro delle tolleranze prefissate. Nel caso dei suoli, tuttavia, data la già citata difficoltà di individuare completamente il loro comportamento deformativo, un procedimento di tale tipo non è applicabile. Il procedimento suggerito da Duncan è puramente incrementale, e si basa sulla suddivisione del carico in incrementi, all'interno dei quali si opera sulla base del legame costitutivo tangente. Siccome questo dipende dallo stato di sforzo, che varia durante l'applicazione del passo di carico, si può migliorare l'accuratezza del metodo calcolando il legame costitutivo tangente sulla base del livello di sforzo medio all'interno del passo, determinato per successive iterazioni.

3.3 Scavo e costruzione

Le opere di scavo e costruzione implicano un mutamento della geometria del sistema durante l'analisi, e pongono quindi particolari problemi nella modellazione per elementi finiti. Nell'ambito di un'analisi di tipo incrementale, tuttavia, risulta possibile con particolari accorgimenti togliere od introdurre elementi e corrispondentemente variare i carichi esterni agenti in modo da rappresentare adeguatamente le varie fasi costruttive.

3.3.1 Variazione della geometria

La metodologia correntemente usata è quella dell'attivazione e della disattivazione di elementi, che consiste nel considerare presenti fin dall'inizio tutti gli elementi che intervengono in qualche fase dell'analisi, rendendo però trascurabili i loro contributi all'elasticità del sistema ed alle azioni applicate nelle fasi in cui essi non devono comparire. Tale strategia può essere

perfezionata imponendo spostamenti nodali nulli ai nodi interni della zona di elementi non attivati, evitando così errori dovuti a cattivo condizionamento numerico. Essa tuttavia crea degli oneri computazionali non indifferenti in quanto il sistema di equazioni risultante ha sempre le dimensioni corrispondenti alla massima espansione del modello.

La metodologia qui utilizzata si basa invece sull'adozione di un risolutore di tipo "frontale" (XIV), che assembla i contributi dei vari elementi nella sequenza di numerazione di questi. Risulta allora possibile, numerando in coda agli elementi sempre presenti quelli interessati da fasi di scavo o costruzione, secondo uno schema già sperimentato per altri scopi (XV), farli comparire nel modello semplicemente variando il numero totale di elementi da assemblare.

3.3.2 Variazione dei carichi

Mentre la comparsa di elementi non in tensione comporta solo l'aggiunta dei carichi nodali corrispondenti all'azione della gravità, l'asportazione di elementi soggetti ad un certo stato di sforzo interno deve essere fatta in un passo di carico in cui vengono applicate delle forze nodali che rendono scariche le superfici libere così create.

Si consideri ad esempio il contorno di uno scavo (Fig. 2a) ottenuto pensando, per semplicità, di rimuovere il solo elemento r , raffigurato nella Fig. 2b in equilibrio con le forze nodali equivalenti $\{Q^r\}$ generate dalla deformazione dell'elemento. Il contributo $\{f^r\}$ dell'elemento r al vettore dei carichi nodali equivalenti generati da carichi e distorsioni è raffigurato in Fig. 2a. La fase di scavo dell'elemento r può essere quindi assimilata ad un passo di carico in cui l'elemento r scompare dall'assemblaggio, e contemporaneamente sui nodi del contorno così liberato vengono applicate del

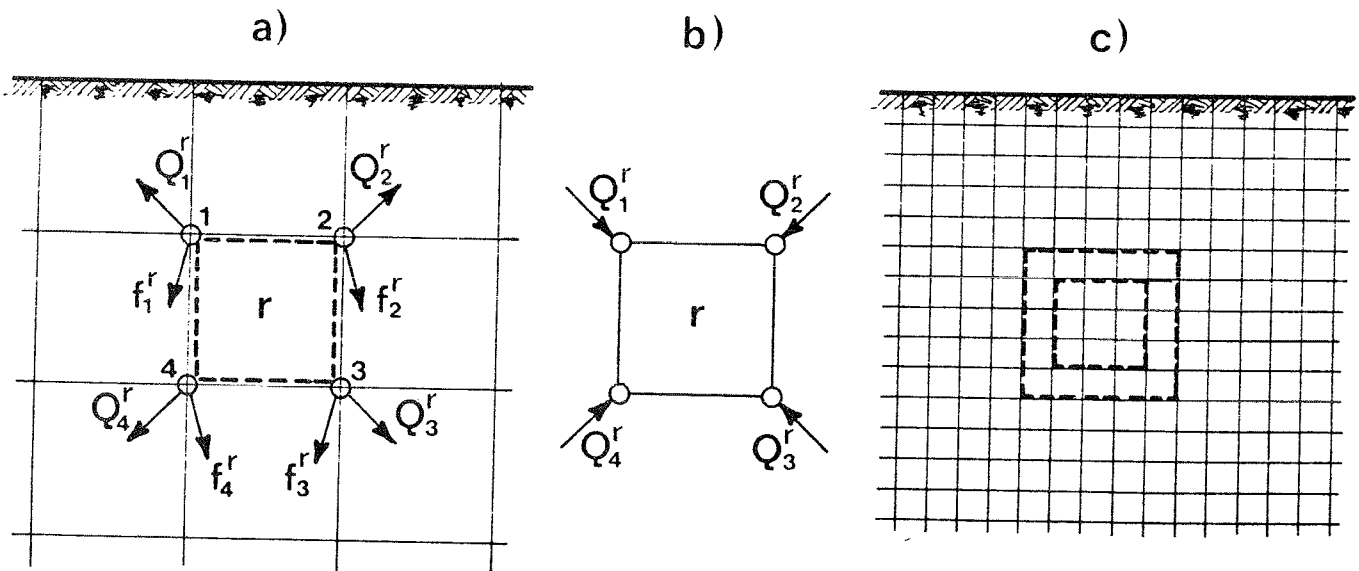


FIG. 2 - (a) Forze nodali causate dall' elemento r ; (b) elemento r in equilibrio; (c) scavo in fasi successive.

le forze nodali opposte a quelle prima esercitate dall'elemento

$$\{R\} = \{Q^r\} - \{f^r\} \quad (11)$$

Si può in tal modo (Fig. 2c) modellare con fedeltà l'effettiva sequenza delle operazioni di scavo, com'è richiesto dalla nonlinearietà del sistema.

4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Viene analizzato lo scavo (Fig. 3a) di una galleria con piccolo ricoprimento, in terreno trattato mediante iniezioni al fine di rendere l'operazione di scavo più semplice e sicura e di limitare il disturbo allo stato tensionale e deformativo preesistente allo scavo stesso. La zona di terreno trattato ha forma quadrata con spessore minimo di 2 m. Si sono esaminati i seguenti casi:

- scavo con condizioni iniziali di sforzo geostatico;
- successiva realizzazione di un prerivestimento in calcestruzzo proiettato dello spessore di 20 cm ed applicazione di un sovraccarico sul piano stradale;
- scavo in prossimità di una fondazione.

Si è ipotizzato di poter trattare il problema come piano negli spostamenti.

La procedura di calcolo è costituita dalle seguenti fasi:

- a) determinazione dello stato di sforzo antecedente lo scavo;
- b) calcolo delle forze di scavo;
- c) cambiamento delle caratteristiche meccaniche degli elementi compresi nella zona trattata;
- d) eliminazione degli elementi corrispondenti alla parte scavata e seguente applicazione delle forze di scavo;
- e) eventuale ripetizione delle fasi (b) e (d) se lo scavo viene eseguito in più riprese;
- f) introduzione del prerivestimento in calcestruzzo;
- g) applicazione di un sovraccarico sul piano stradale.

4.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Si è considerato, per semplicità, un terreno incoerente omogeneo e secco, anche se si potrebbe facilmente rappresentare una qualsiasi stratigrafia. Le miscele iniettate possono essere di varia natura (malta cementizia, silicati con reagenti) e composizione; in ogni caso il loro effetto è principalmente quello di aumentare la coesione (e quindi la resistenza) del terreno e diminuirne la deformabilità; l'angolo di attrito non viene invece sensibilmente modificato. Il valore del modulo elastico iniziale, dato dall'Eq. (2), viene limitato inferiormente dal valore di $E_{i \min}$ per tenere conto della rigidità che il materiale presenta anche in assenza di pressione di confinamento. Si sono considerati tre tipi di terreno trattato, che vengono individuati dal rapporto K_r tra il valore del parametro K per il terreno trattato e quello normale.

I valori assunti nell'analisi sono i seguenti:

- a) terreno normale

$$c = 0, \quad \phi = 35^\circ, \quad K = 500, \quad K_{ur} = 625, \quad n = 0.5, \quad R_f = 0.9, \quad \nu = 0.35, \\ \gamma = 19 \text{ KN/m}^3;$$

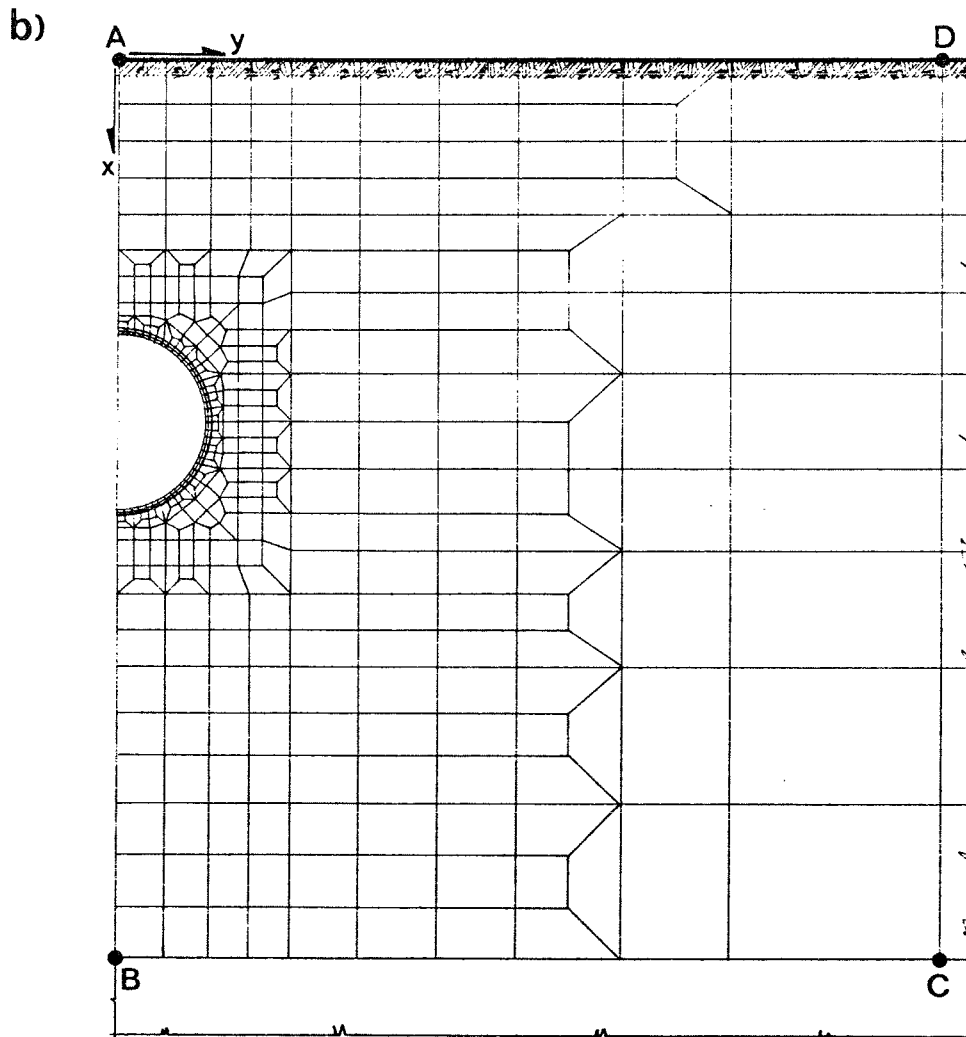
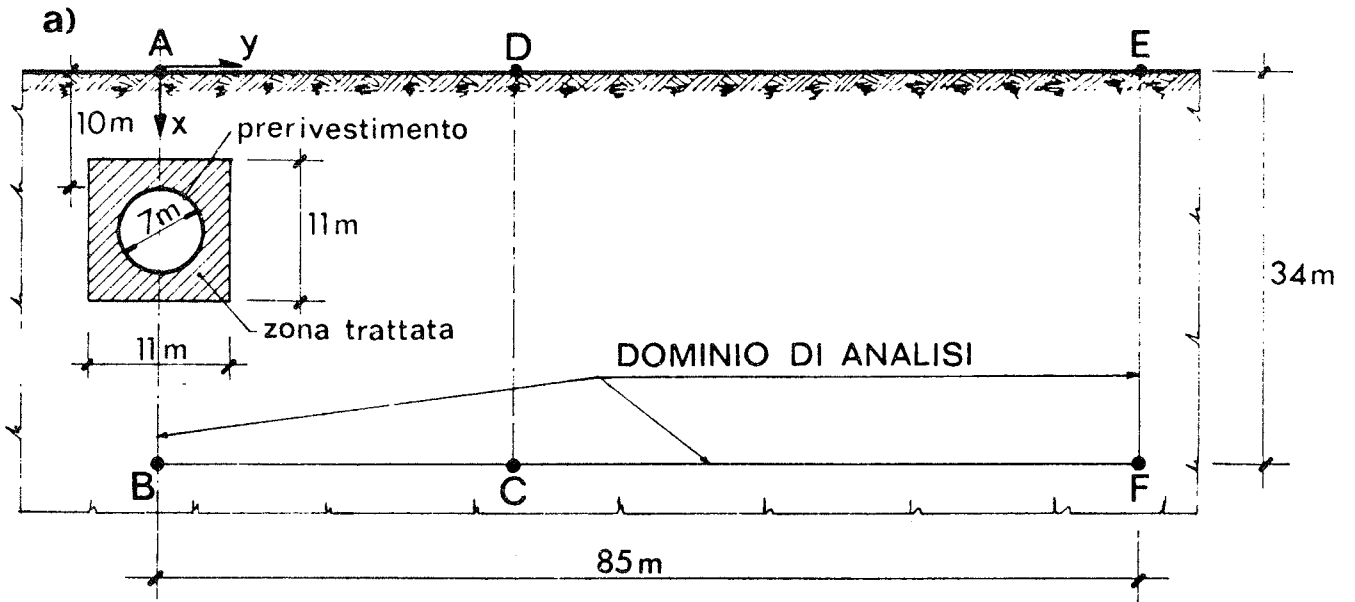
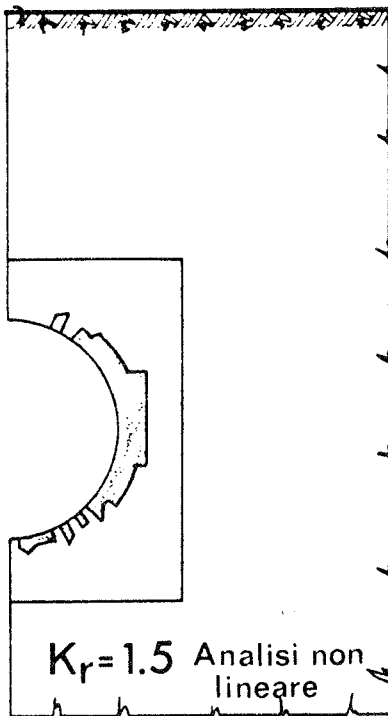
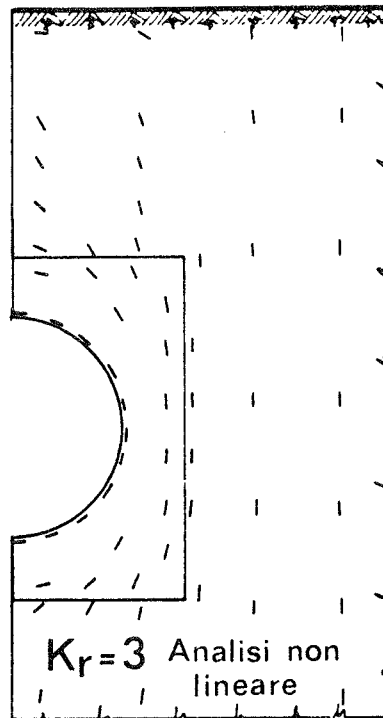


FIG. 3 - (a) Scavo di galleria in terreno trattato e dominio ABFE di analisi; (b) particolare ABCD della mesh per elementi finiti.

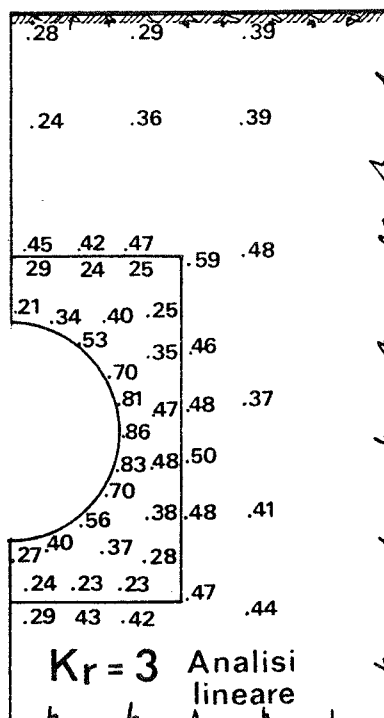
a)



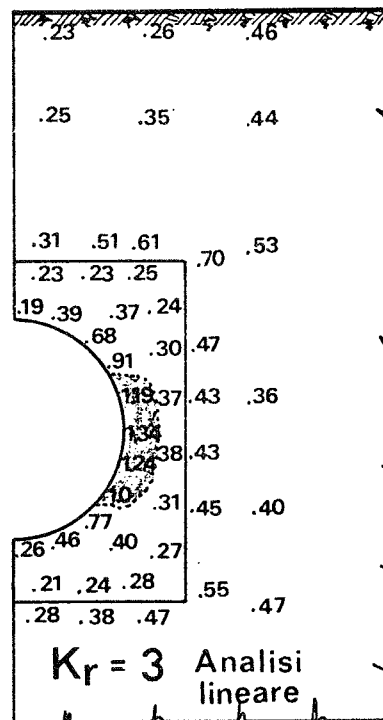
b)



c)



d)



$$S = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

FIG. 4 - Applicazione delle forze di scavo: (a) zona di crisi per $K_r = 1.5$; (b) direzioni sforzi principali; (c), (d) valori del livello di sforzo S .

b) terreno trattato

- valori comuni ai tre tipi di terreno trattato:

$$\phi = 35^\circ, n = 0.4, R_f = 0.9, \nu = 0.35, \gamma = 19 \text{ KN/m}^3;$$

- altri parametri:

$$(K_r = 1.5)$$

$$c = 30 \text{ KPa}, f_t = 12.5 \text{ KPa}, K = 750, K_{ur} = 940, E_{i \text{ min}} = 20 \text{ MPa}$$

$$(K_r = 3)$$

$$c = 130 \text{ KPa}, f_t = 50 \text{ KPa}, K = 1500, K_{ur} = 1875, E_{i \text{ min}} = 50 \text{ MPa}$$

$$(K_r = 5)$$

$$c = 200 \text{ KPa}, f_t = 100 \text{ KPa}, K = 2500, K_{ur} = 3125, E_{i \text{ min}} = 80 \text{ MPa}$$

4.2 Suddivisione in elementi finiti

Il dominio analizzato deve comprendere interamente la zona di terreno interessata dalle variazioni dello stato tensionale e deformativo indotte dallo scavo. Un criterio adottabile per la sua determinazione consiste nell'estendere il dominio di analisi sino a che si verifichi che le condizioni sul contorno non influenzano le analisi eseguite. Inoltre, qualora sia presente uno strato roccioso (bedrock) di modesta profondità, l'estensione verticale del campo di analisi può essere limitata da tale strato, vincolando le componenti di spostamento dei nodi all'interfaccia terreno-bedrock. Nel caso in esame (Fig. 3a) si è sfruttata la simmetria del sistema, studiando il dominio ABFE; il particolare ABCD della mesh è rappresentato in Fig. 3b dove si è evitato, per chiarezza, di mostrare la suddivisione in elementi finiti del suolo nella fase antecedente lo scavo. Sui lati AB ed EF sono state vincolate le componenti di spostamento in direzione y , sul lato BF vincolate entrambe le componenti di spostamento.

4.3 Scavo con sforzo iniziale geostatico

Si è supposto che lo scavo sia stato eseguito in un'unica fase. Le forze di scavo sono però state applicate gradualmente, con incrementi pari a 0.2, 0.2, 0.15, 0.15, 0.1, 0.1, 0.1; all'interno di ciascun incremento sono state eseguite due iterazioni.

Una prima analisi, eseguita considerando il terreno trattato identificato da $K_r = 1.5$ (scarso miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno), mostra (Fig. 4a) l'esistenza di una estesa zona di crisi ($S = 1$), che può essere spiegata considerando il comportamento strutturale attivato dallo scavo. Questo infatti provoca un aumento di compressione in direzione circonferenziale, ed uno scarico in direzione radiale dovuto alla realizzazione di uno stato di sforzo nullo sulla superficie della cavità; gli elementi che si affacciano su questa superficie si trovano pertanto in una condizione di compressione non confinata alla quale, se la coesione ottenuta con il trattamento non è sufficiente, corrisponde una condizione di crisi.

Una seconda analisi, effettuata considerando il terreno trattato con $K_r = 3$, conduce ad uno stato di sforzo ovunque ammissibile, come si può rilevare dai valori di S riportati nella Fig. 4c. Dalla Fig. 4b, che riporta le direzioni delle tensioni principali a scavo ultimato, si può constatare la tendenza, prima rilevata, della zona trattata a funzionare come un anello compresso.

L'analisi lineare dello stesso caso $K_r = 3$, svolta assumendo

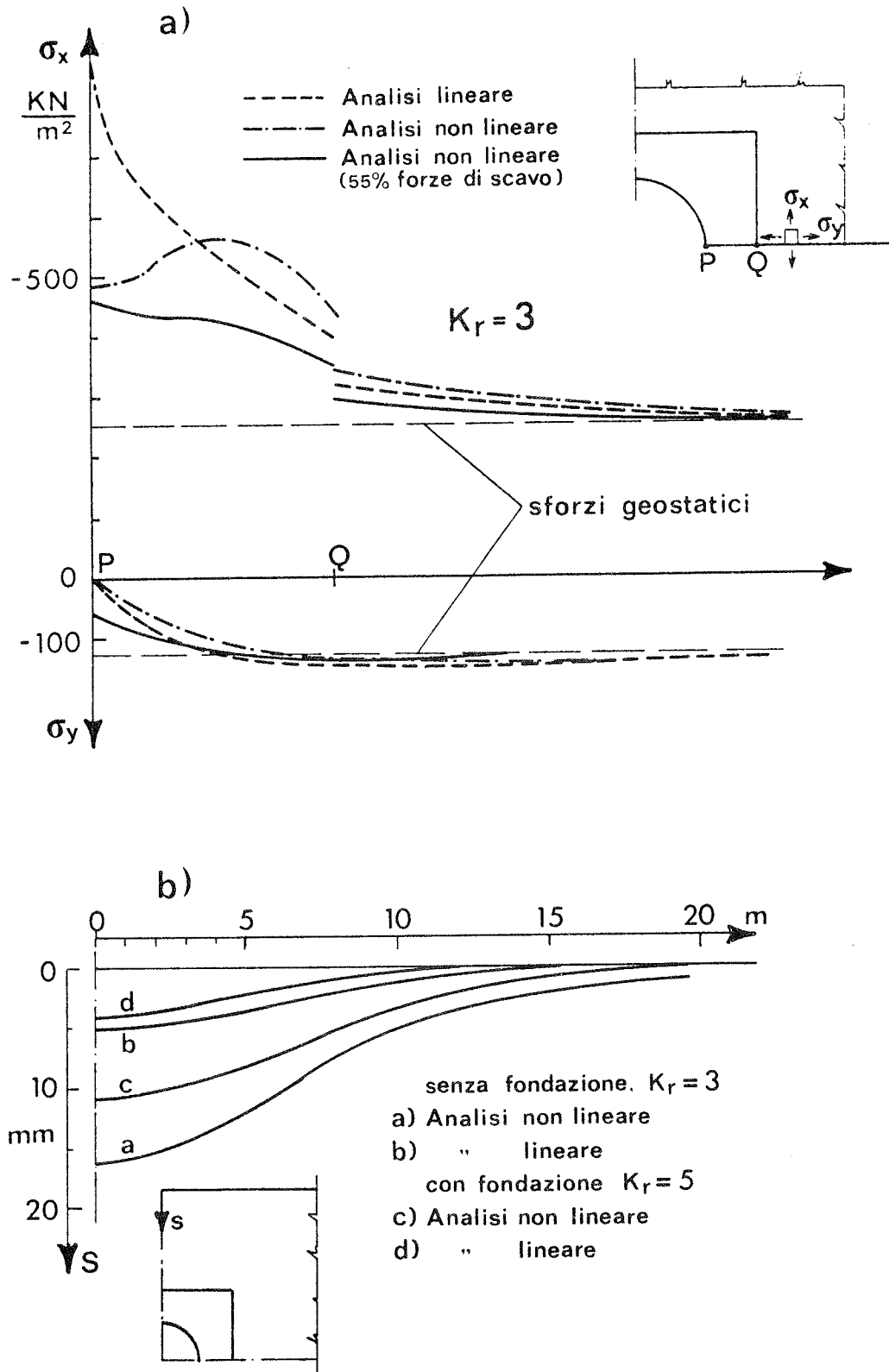


FIG. 5 - Applicazione delle forze di scavo : (a) distribuzione sforzi su retta PQ ; (b) abbassamenti superficie topografica.

come valore per il modulo di Young quello dato dall'Eq. (2), dà luogo invece ad un'estesa zona di crisi, come risulta dalla Fig. 4d. Questo può essere spiegato esaminando le distribuzioni degli sforzi lungo lo spessore della zona trattata (Fig. 5a), ottenute con i due tipi di analisi, e riportata per il caso non lineare anche in corrispondenza dell'applicazione del 55% delle forze di scavo. L'assenza di stati di sforzo al limite di rottura nel caso dell'analisi non lineare risulta chiaramente dovuto alla ridistribuzione degli sforzi verticali σ_x , che diminuiscono nella zona più vicina allo scavo dove si ha uno sforzo laterale σ_y minore.

Per quanto riguarda l'abbassamento della superficie topografica, la Fig. 5b (curve con $K_r = 3$) evidenzia la notevole differenza dei risultati ottenuti con le analisi non lineare e lineare. In Fig. 6a viene poi mostrato come l'abbassamento della superficie in corrispondenza dell'asse della galleria, calcolato nei due modi, diverga sempre più all'aumentare della percentuale di forze di scavo applicate.

4.4 Costruzione del prerivestimento e sovraccarico stradale

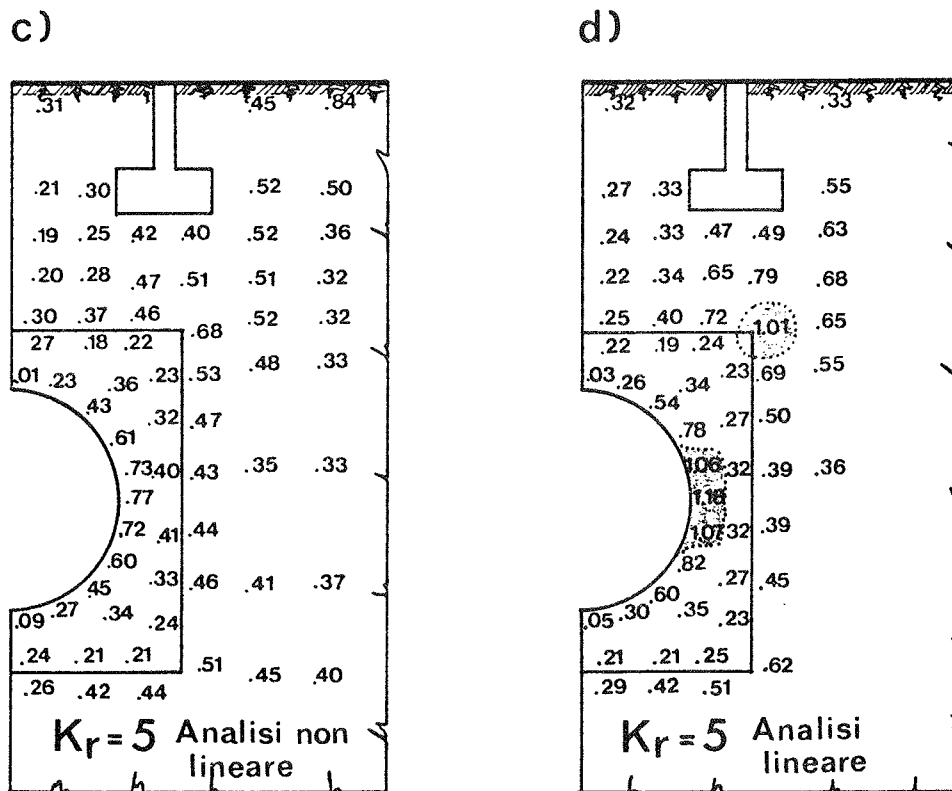
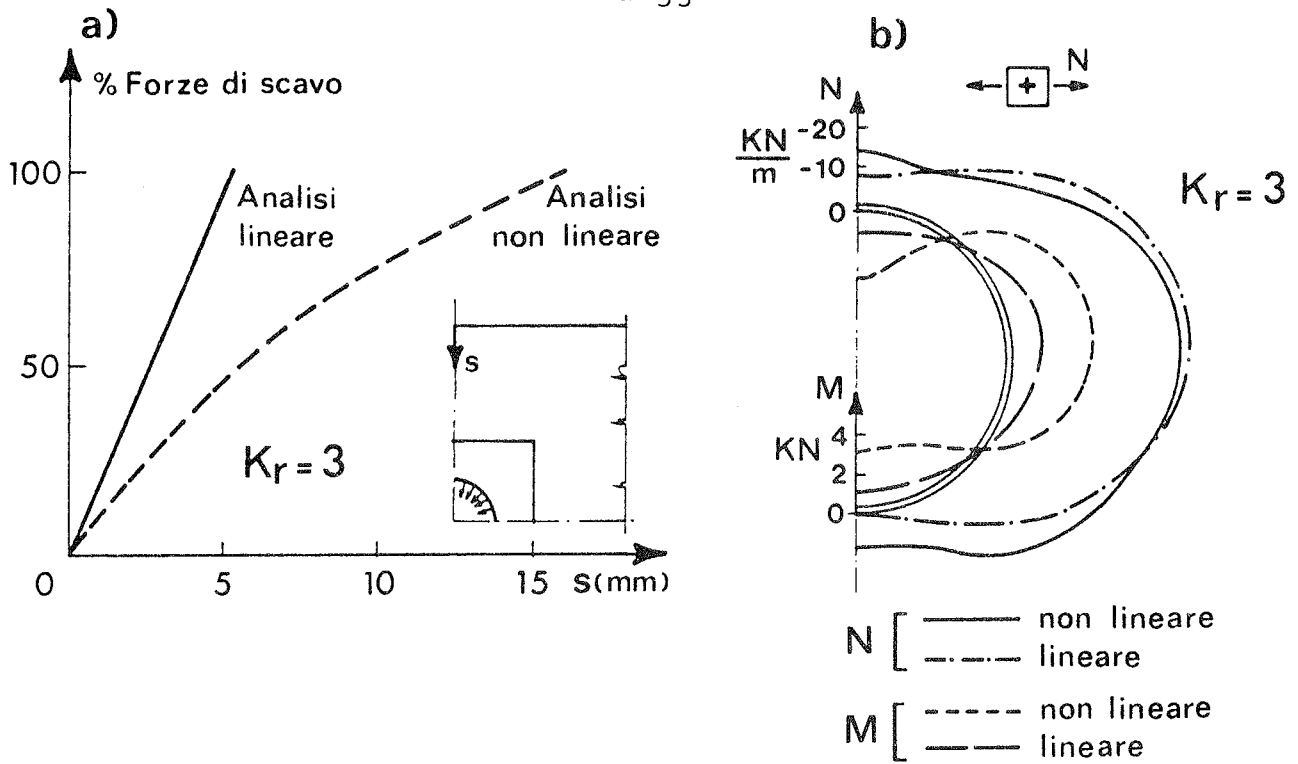
L'analisi per $K_r = 3$ viene poi completata con l'aggiunta di elementi che modellano un prerivestimento in calcestruzzo proiettato, dello spessore di 20 cm, e la successiva applicazione di un sovraccarico (10 KPa) sulla superficie topografica. Per il calcestruzzo si è assunto $E_0 = 25 \text{ KN/mm}^2$ (valore iniziale del modulo di Young) e $\nu_0 = 0.2$ (valore iniziale del coefficiente di Poisson). In Fig. 6b si sono riportate le sollecitazioni N (azione assiale), M (momento flettente) nel prerivestimento ottenute con l'analisi lineare e non lineare.

4.5 Scavo in prossimità di una fondazione

Viene analizzata la fase di scavo della galleria nell'ipotesi che esista in prossimità una fondazione, con lo scopo di valutare in modo realistico l'interazione scavo - fondazione. Verranno quindi calcolati lo stato di sforzo indotto dallo scavo per verificare che esso non oltrepassi la resistenza del terreno e l'abbassamento della fondazione per poterne studiare gli effetti sulla struttura cui la fondazione appartiene.

Nell'analisi si è considerato un terreno trattato con $K_r = 5$. Lo stato di sforzo preesistente allo scavo è stato determinato applicando sulla fondazione un carico corrispondente ad una pressione media di 150 KPa. Si sono poi determinate le forze di scavo, modificate le caratteristiche meccaniche della zona di terreno trattato, eliminati gli elementi di terreno all'interno della galleria ed applicate le forze di scavo con le modalità prima descritte.

Dall'esame dei valori di S (Fig. 6c e 6d) si rileva come con l'analisi elastica lineare si ottengano due zone di crisi, dovute alla mutua influenza dello scavo e della fondazione, mentre con l'analisi non lineare è ovunque rispettata la condizione di resistenza. Gli spostamenti in superficie dovuti allo scavo sono riportati in Fig. 5b (curve con $K_r = 5$). Per quanto riguarda il cedimento della fondazione, le due analisi forniscono valori sensibilmente differenti: infatti con l'analisi non lineare si ottiene un cedimento di 8.5 mm, mentre con l'analisi lineare si perviene ad un valore di 2.5 mm.



$$S = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

FIG. 6 - (a) Abbassamento in funzione della percentuale di forze di scavo applicate; (b) azioni interne nel prerivestimento dovute a sovraccarico stradale; (c), (d) valori del livello di sforzo S per l'applicazione delle forze di scavo.

4.6 Tempi di calcolo

Le analisi sono state effettuate utilizzando un personal computer avente 512 Kbyte di memoria e hard disk da 10 Mbyte, operante sotto sistema operativo MS DOS. La mesh dell'esempio considerato è costituita da 509 elementi e presenta circa 2410 spostamenti incogniti. Ogni iterazione (consistente nel calcolo matrici di rigidità, risoluzione del sistema, calcolo degli sforzi) richiede circa 1 ora e 10 minuti. L'analisi dello scavo secondo le modalità innanzi descritte richiede pertanto circa 15 ore di elaborazione, non necessariamente continuativa, eseguita di norma durante le ore notturne.

CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato presentato un metodo di calcolo dell'interazione terreno - struttura basato su una procedura di tipo incrementale ed un legame sforzo - deformazione del terreno di tipo iperbolico. Esso è stato tradotto in un programma di calcolo per elementi finiti (scritto in linguaggio standard ed operante anche su personal computer) in grado di tenere conto automaticamente delle variazioni di geometria conseguenti alle varie fasi costruttive. Tale programma consente di tenere conto dell'effettivo comportamento del terreno in tutta la fase non lineare che precede la crisi locale del materiale, ed appare quindi particolarmente adatto per valutare realisticamente lo stato deformativo e tensionale (e quindi la sicurezza) di opere di scavo e di sostegno, anche con riferimento alle varie fasi della loro esecuzione. La sua applicazione a problemi di scavo di gallerie metropolitane consente di mettere in rilievo la profonda differenza dei valori calcolati dello stato tensionale e dei cedimenti della superficie topografica rispetto ad analisi di tipo lineare, e la facilità di inclusione di effetti dovuti a trattamenti del terreno, sovraccarichi stradali, esistenza di fondazioni.

BIBLIOGRAFIA

- I) WILSON, E.L.: "Structural Analysis on Microcomputers", Engineering Software for Microcomputers, Proceedings First Int. Conf., Venice, Italy, April 1984.
- II) CEDOLIN, L., DEI POLI, S.: "Finite Element Studies of Shear Critical R/C Beams", Journal of the Engineering Mechanics Div. ASCE, Vol. 103, No. EM3, Proc. Paper 12968, June 1977, pp. 395-410.
- III) BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L.: "Finite Element Modeling of Crack Band Propagation", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 1, Jan. 1983.
- IV) CEDOLIN, L.: "La meccanica della frattura nell'analisi per elementi finiti delle strutture in cemento armato", Studi e Ricerche, Vol. 1, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1979, pp. 5-41.

- V) CEDOLIN, L., MULAS, M.G.: "Biaxial Stress-Strain Relation for Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol. 110, No. 2, Feb. 1984.
- VI) CEDOLIN, L., MULAS, M.G.: "Calcestruzzo in stato di tensione piano: una legge costitutiva per un programma di analisi strutturale", Studi e Ricerche, Vol. 4, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1982, pp. 111-127.
- VII) CEDOLIN, L., CRUTZEN, Y.R.J., DEI POLI, S.: "Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol. 103, No. EM3, Proc. Paper 12969, June 1977, pp. 423-439.
- VIII) DUNCAN, J.M., CHANG, C.-Y.: "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, Proc. Paper 7513, Sept. 1970, pp. 1629-1653.
- IX) CHANG, C.-Y., DUNCAN, J.M.: "Analysis of Soil Movements Around Deep Excavation", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, Proc. Paper, Sept. 1970.
- X) TAN, D.Y., CLOUGH, W.G.: "Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting", Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 106, No. GT9, Sept. 1980.
- XI) MIGLIACCI, A. et al.: "Il cavo metropolitano di Milano realizzato in terreno cementato", Giornate AICAP '85, Riva del Garda, 2-4 maggio 1985.
- XII) JANBU, N.: "Soil Compressibility as Determined by Oedometer Test and Triaxial Tests", Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Weisbaden, Germany, 1963, pp. 19-26.
- XIII) CLOUGH, G.W., DUNCAN, J.M.: "Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 97, No. SM12, Dec. 1971.
- XIV) IRONS, B.: "A Frontal Solution Program for Finite Element Analysis", Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 2, 1970.
- XV) CEDOLIN, L., GALLAGHER, R.H.: "A Frontal-Based Solver for Frequency Analysis", Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 12, 1978.

AMMISSIBILITA' DEI CEDIMENTI DI SOVRASTRUTTURE E DI FONDAZIONI
IN COSTRUZIONI INDUSTRIALI E CIVILI

Francesco COLLESELLI; Alberto MAZZUCATO; Paolo PREVIATELLO; Maurizio SORANZO

Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica
Università di Padova

SOMMARIO

L'articolo illustra le correnti metodologie adottate nello stabilire l'entità e l'ammissibilità dei cedimenti di diverse tipologie strutturali. Vengono poi considerati alcuni casi significativi nei quali i cedimenti, in relazione al tipo di opera, sono risultati di notevole entità analizzando le previsioni di progetto ed il comportamento delle strutture nel tempo.

SUMMARY

The allowable settlements of civil works are considered in this paper; they are related to the structural characteristics of civil and industrial buildings. A number of case histories is presented in order to verify the design hypothesis and to analyze the overall behaviour of the various structures.

1. PREMESSE

L'affrontare il calcolo dei cedimenti di strutture costituisce il primo atto per lo studio dell'interazione terreno-struttura. In questa fase l'ingegnere geotecnico ricorre ad un bagaglio di conoscenze teoriche e sperimentali e di ipotesi di lavoro che si sono andate sviluppando e definendo negli ultimi quarant'anni; le esperienze e le conoscenze di opere e di terreni simili risultano utili nella definizione del problema.

I fattori che intervengono in queste valutazioni sono :

- la ricostruzione stratigrafica del sottosuolo;
- i parametri meccanici determinati con prove in situ ed in laboratorio opportunamente scelte in relazione allo stato tensionale in

dotto dall'opera;

- la geometria ed i carichi della struttura;
- le metodologie ed i modelli di calcolo.

Le maggiori incertezze si riferiscono soprattutto alla caratterizzazione stratigrafica ed alla scelta dei parametri del terreno; queste possono essere notevolmente ridotte ricorrendo ad indagini e studi adeguati ed a sperimentazioni corrette, in situ ed in laboratorio, che siano aderenti al problema in esame.

Più definiti risultano gli aspetti connessi con le metodologie di calcolo.

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con riferimento a schematizzazioni del tipo :

- strato sottile compressibile nella sola direzione verticale ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$);
- strato libero di deformarsi in tutte le direzioni.

Nel primo caso di adoterà l'espressione :

$$s = RR H \log \frac{p'_c}{p'_o} + CR H \log \frac{p'}{p_c} \quad (1)$$

dove i simboli RR e CR sono rispettivamente i rapporti di ricompresione e di compressione valutati, nelle zone di sovraconsolidazione e di normalconsolidazione, con prove di compressibilità edometrica, p'_o , p'_c e $p' = p'_c + \Delta p$ rappresentano rispettivamente la tensione litostatica, la tensione di consolidazione e lo stato di tensione indotto dalla struttura.

L'impiego di uno o due termini a secondo membro della relazione (1) è legato all'entità dell'incremento di carico ed alla storia tensionale del campione.

Si osserva che al terreno è stato assegnato un comportamento elastico non lineare, plastico incrudente che corrisponde alla caratterizzazione fisica dei terreni argillosi nelle condizioni di deformazione laterale impedita o parzialmente impedita.

Nel secondo caso si utilizzerà l'espressione :

$$s = \frac{q B}{E} I (1 - \mu^2) \quad (2)$$

dove nel fattore I sono compresi la geometria della fondazione, la profondità del piano di fondazione e lo spessore dello strato compressibile. In questo caso i parametri di deformazione supposti elastici, nell'intervallo di sollecitazione considerato, sono determinati con prove drenate e non, corrispondenti alle condizioni di lungo e breve termine, ed ad una riproduzione dello stato tensionale che approssimi le sollecitazioni indotte nel terreno dalla sovrastruttura. A titolo di esempio qualitativo si riportano in fig. 1a alcuni percorsi tensionali caratteristici per illustrare i concetti esposti. In particolare i tratti AB ed AC rappresentano, nel piano di Mohr-Coulomb, situazioni che si riferiscono rispettivamente a deformazioni laterali impedita e parzialmente impedita. In fig. 1b sono riportate le corrispondenti curve sforzi-deformazioni e definiti gli intervalli per il calcolo dei moduli di deformazione del terreno.

I cedimenti così calcolati si riferiscono ad un sistema di fondazio-

TABELLA I

CRITERIO	CONDIZIONE	AUTORI:
$K = \frac{1}{6} \frac{(1-\mu_s^2)}{(1-\mu_c^2)} \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot \left(\frac{t}{R}\right)^3$	$K = \infty$ (rigido)	Borowicka (1936) (I)
	$K = 0$ (flessibile)	
$K = 0.03 \frac{\pi(1-\mu_c^2)}{(1-\mu_s^2)} \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{R}{t}\right)^3$	$K = 0$ (rigido)	Barden (1965) (II)
	$K = 5$ (flessibile)	
$K = \frac{E_c \cdot I}{E_s \cdot B^3}$	$K = 0.5$ (rigido)	A.C.I. (1966) (III)
	$K = 0$ (flessibile)	
$K = (1-\mu_s)^2 \frac{E_c}{E_s} \cdot \left(\frac{t}{R}\right)^3$	$K = 10$ (rigido)	Brown (1969) (IV)
	$K = 0.1$ (flessibile)	
$K = \frac{\pi L^4}{16} \frac{(1-\mu_c^2)}{(1-\mu_s^2)} \frac{E_s}{E_c I \cdot B}$	$K \approx 0.54$ (rigido)	Lee (1974) (V)

dove :

- K = Fattore di rigidità relativa
- μ_c = Rapporto di Poisson del calcestruzzo
- μ_s = Rapporto di Poisson del terreno
- E_c = Modulo elastico del calcestruzzo
- E_s = Modulo di deformazione del terreno
- t = Spessore della struttura di fondazione
- R = Raggio della struttura di fondazione
- I = Momento di inerzia per unità di lunghezza
- B = Larghezza della struttura di fondazione
- L = Lunghezza della struttura di fondazione

ni flessibili; qualora sia lecito considerare la struttura come rigida i cedimenti vengono ottenuti moltiplicando i massimi cedimenti, valutati come già detto, per un coefficiente inferiore all'unità (0.7 ÷ 0.8).

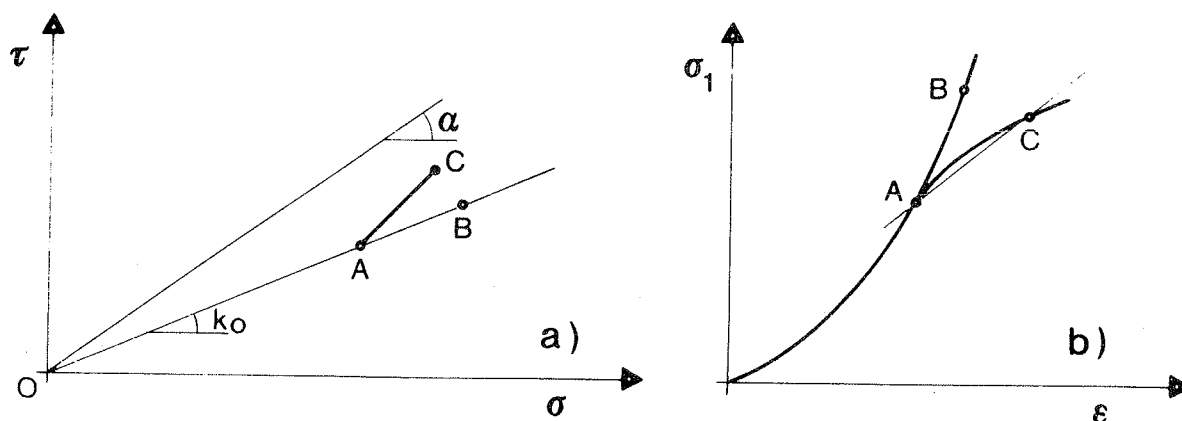


Fig. 1

Spesso le situazioni reali corrispondono a casi intermedi. Questi ca si possono venire analizzati ricorrendo al concetto di rigidezza relativa. Con riferimento alle fondazioni superficiali tradizionali e sistono vari criteri per definire la flessibilità del complesso strutturale basati sulle caratteristiche geometriche delle fondazioni e delle strutture in elevazione nonchè sui moduli di elasticità del calcestruzzo e di deformazione del terreno.

A questo proposito si riportano in tabella I i criteri più noti proposti dalla bibliografia internazionale.

Nei criteri proposti dall'A.C.I. e da Lee è possibile introdurre il contributo della rigidezza dei vari elementi strutturali, con un'espressione del tipo :

$$E_c \cdot I = E_c \cdot I_f + E_c \cdot I_b + E_c \cdot \frac{ah^3}{12} = E_c \cdot (I_f + I_b + \frac{ah^3}{12})$$

dove I_f e I_b sono rispettivamente i momenti di inerzia della fondazione e delle strutture in elevazione e l'ultimo termine è il momento di inerzia delle pareti.

Per quanto riguarda il modulo di deformazione del terreno si deve fare riferimento alle più opportune prove in situ e in laboratorio che riproducano condizioni tensionali e deformazionali prossime a quelle delle sollecitazioni indotte.

Dalla fig. 2 si può infine rilevare che i valori di K sono influenzati, più che dalle variazioni del modulo di deformazione, dalla rigidezza dei vari elementi strutturali correttamente valutati.

Per quanto riguarda le deformazioni della struttura, vari autori hanno definito, mediante analisi effettuate su diverse tipologie strutturali, i limiti entro i quali queste debbono essere contenute (VI), (VII), (VIII), (IX), (X).

In particolare, vengono spesso considerati come termine di confronto i rapporti (vedi fig. 3) :

- rotazione relativa = δ / L

- rapporto di inflessione (o distorsione angolare) = Δ / L .

Nella tabella II sono riportati i limiti di ammissibilità della rotazione relativa secondo Bjerrum (IX), mentre nella tabella III i limi

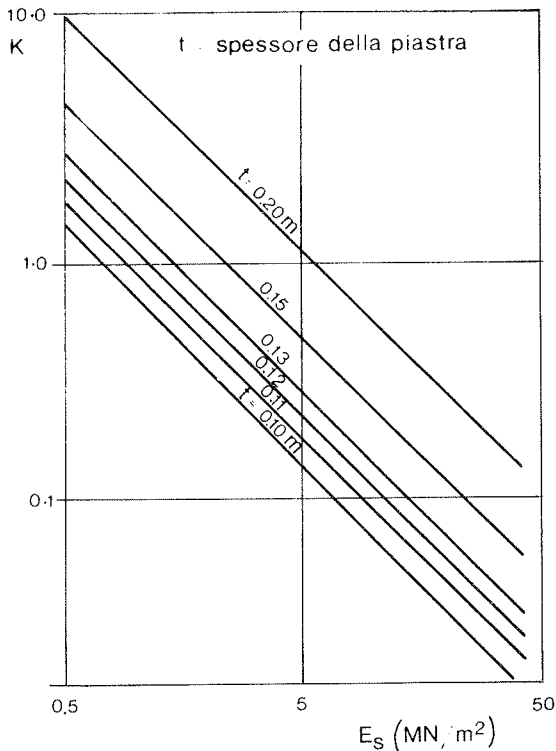


Fig. 2

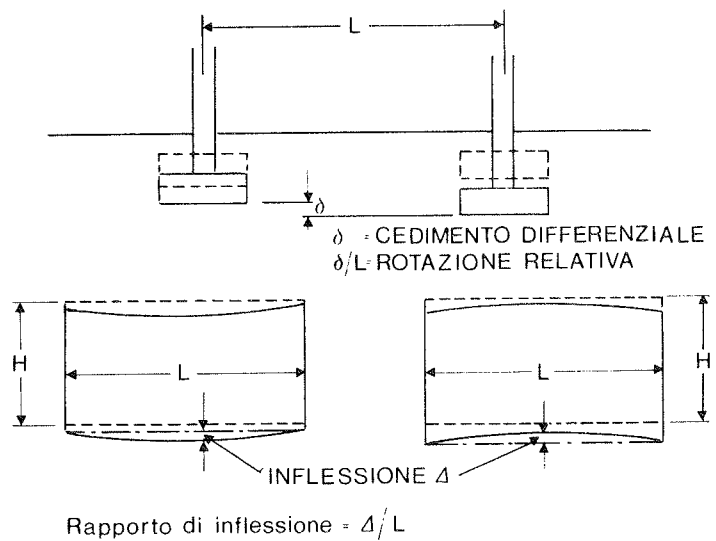


Fig. 3

ti di ammissibilità del rapporto di inflessione secondo Polshin e Tokar (VIII).

Non bisogna inoltre dimenticare che, dato il collegamento esistente tra cedimenti totali e differenziali, si può fare riferimento, per un accettabile comportamento delle strutture, ai soli cedimenti totali. In particolare si ricorda che Terzaghi e Peck (XI) suggeriscono per fondazioni in terreni granulari i limiti massimi di 2.5 cm e 5.0 cm rispettivamente per fondazioni isolate e continue; mentre Skempton e Mac Donald (VI) consigliano per i terreni coesivi i corrispondenti limiti massimi di 6.5 e 10 cm.

I dati dei vari autori che hanno considerato questo problema sono tra loro confrontabili. Va ricordato che questi si riferiscono a tipologie strutturali e tecnologie costruttive tipiche delle nazioni considerate dagli autori (Gran Bretagna, Stati Uniti, Svezia, URSS). Queste tecnologie possono non coincidere con quelle adottate nelle varie parti del nostro paese. A tale proposito è auspicabile che studi e sintesi sul comportamento di opere in vera grandezza vengano sviluppati anche con riferimento alla situazione italiana, scindendo le opere costruite con tecnologie "storiche" da quelle realizzate con criteri più "moderni".

TABELLA II (IX)

ROTAZIONE RELATIVA	TIPO DI PROBLEMA STRUTTURALE
1/500	Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni.
1/300	Limite oltre il quale possono apparire le prime fessurazioni sui muri di tamponamento.
1/250	Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni di edifici alti.
1/150	Notevoli fessurazioni in muri di tamponamento e nei muri portanti in laterizio.
1/150	Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici.

TABELLA III (VIII)

RAPPORTO DI INFLESSIONE		CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE PARETI IN MURATURA
SABBIE E ARGILLE COMPATTE	ARGILLE POCO CONSISTENTI	
3×10^{-4}	4×10^{-4}	per $L/H \leq 3$
5×10^{-4}	7×10^{-4}	per $L/H \geq 5$

L = lunghezza della parete
H = altezza della parete

2. CASISTICA

Nel seguito vengono esaminate cinque diverse strutture che hanno presentato cedimenti rilevanti nel corso della loro storia.

I metodi di indagine e le verifiche di progetto sono quelli illustrati nelle premesse.

Per ogni opera vengono presi in esame, in maniera sintetica, le strutture in elevazione, le caratteristiche del terreno, le fondazioni, i cedimenti ed il comportamento in generale.

Si tenta, infine, di inquadrare questi casi, che tra loro presentano sostanziali diversità, in un discorso di sintesi che tenga presente anche le esperienze internazionali citate.

2.1 Il serbatoio di Fusina (Venezia)

Si tratta di un serbatoio per olio combustibile, in acciaio, di forma cilindrica, alto 19 m, del diametro interno di 85.3 m, per una capacità di 100,000 mc, realizzato nel 1983.

Il serbatoio ha il fondo in acciaio dello spessore di 15 mm che appoggia su uno strato di stabilizzato dello spessore variabile tra 0.80 m e 1.50 m. Le virole, alla base, hanno uno spessore di 8 mm e poggiano su un cordolo di calcestruzzo armato, largo 1.00 m ed alto 1.50 m, del diametro esterno di 86 m, interrato per 0.70 m nel terreno superficiale che è stato sostituito, anche per consentire la movimentazione, per uno spessore di 1.00 m (Fig. 4).

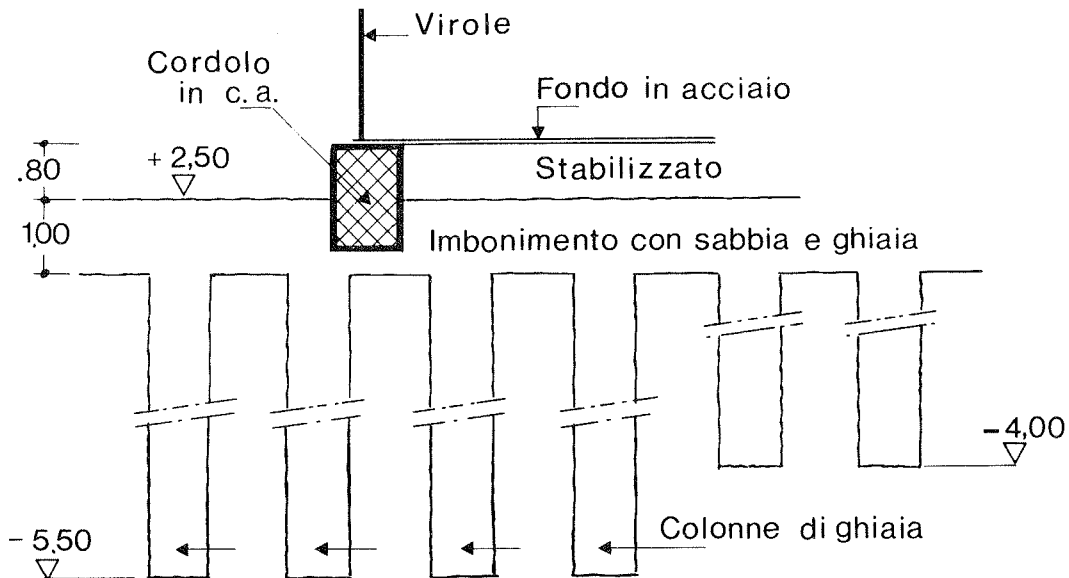


Fig. 4

La pressione media sul terreno, a serbatoio pieno, è di circa 170 kN/m^2 , tuttavia i calcoli previsionali dei cedimenti sono stati fatti ipotizzando una pressione di 186 kN/m^2 , considerando quale fluido di riempimento l'acqua, come previsto dal collaudo.

L'indagine geotecnica in un primo tempo consistette in 12 prove penetrometriche statiche spinte a profondità variabili tra i 25 e 40 m dal p.c. ed in un sondaggio profondo 30.50 m; altre prove penetrometriche profonde 12 m furono eseguite successivamente. La figura 5 illustra le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno sottostante all'area interessata dal serbatoio. Come si può osservare il terreno più superficiale, sino a circa 4-5m di profondità, presentava caratteristiche piuttosto scadenti, tali da consentire un carico ammissibile di 60-80 kN/m^2 e quindi non compatibile con la pressione esercitata dal serbatoio pieno. Fu pertanto deciso di migliorare le caratteristiche di tale terreno con vibro sostituzione inserendo nello strato superficiale elementi in ghiaia con funzione portante. Tali elementi, con disposizione a maglia triangolare equilatera con lato di 2.0 m sono lunghi 6.5 m fatta eccezione per una striscia, larga 7 m sotto il cordolo di fondazione, dove la lunghezza arriva a 8 m.

La verifica della capacità portante dei pali di ghiaia fu condotta seguendo il criterio proposto da Hughes et alii (XII) ed il coefficiente di sicurezza ricavato, considerando il serbatoio con un cari-

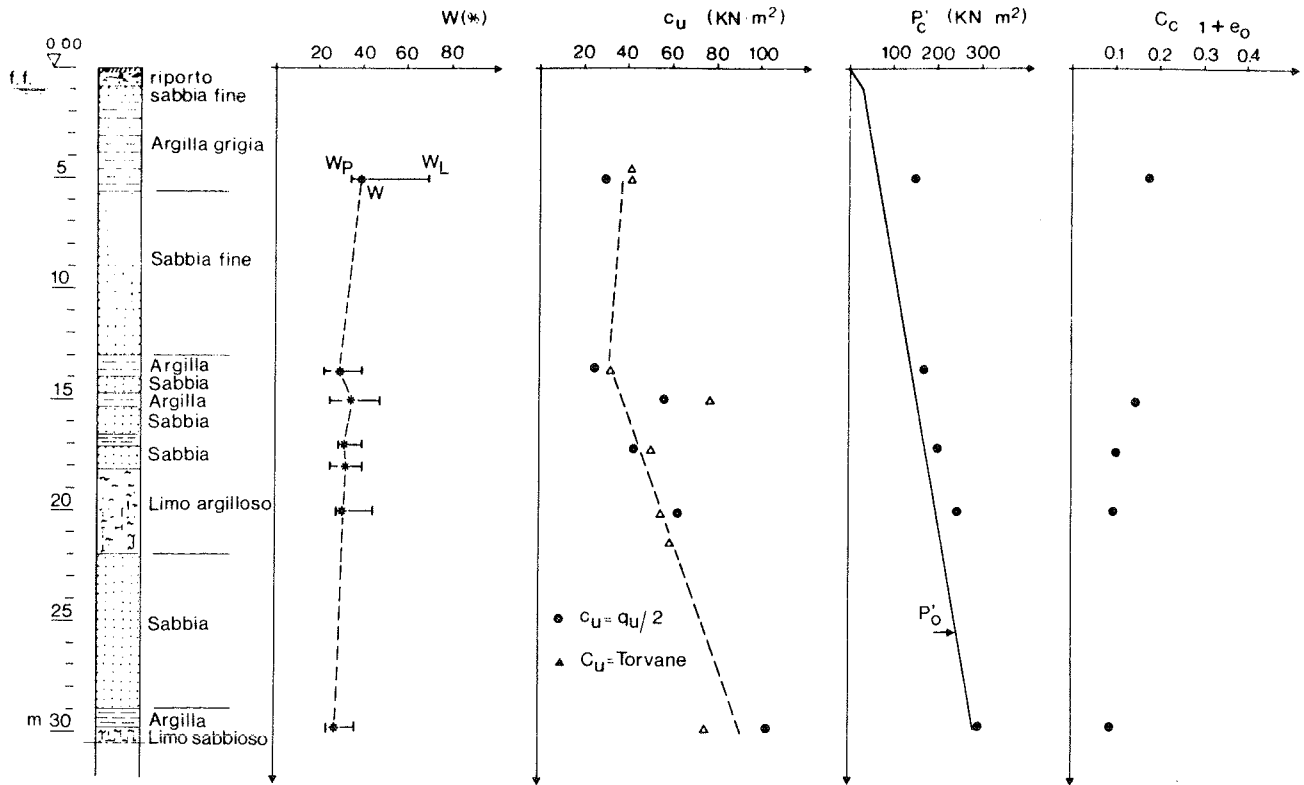


Fig. 5

co di esercizio pari al 60% del totale, risultò pari a 2.3; questo valore fu ritenuto ammissibile tenendo conto anche del contributo alla stabilità del terreno naturale di fondazione migliorato dall'intervento.

Il calcolo previsionale dei cedimenti pertinenti ai primi 40 m di profondità, utilizzando i risultati delle prove di laboratorio per i primi 30 m e le prove penetrometriche per l'intervallo 30-40 m, venne eseguito con la relazione (1). Pertanto si prevedero cedimenti massimi per consolidazione di 65 cm sotto il centro del serbatoio e di 42 cm sotto il bordo.

A tali cedimenti andavano aggiunti quelli iniziali, dovuti a distorsione del terreno, valutati con la relazione (2) che risultavano 15 cm al centro del serbatoio e 7 cm al bordo.

Per il controllo dei cedimenti furono installate 16 piastrine sul cordolo di calcestruzzo, 24 piastrine sul mantello metallico, 4 assestimetri telescopici ed un inclinometro orizzontale disposto lungo un diametro del serbatoio (Fig. 6). Furono inoltre posti in opera 4 piezometri per controllare l'evoluzione delle pressioni interstiziali durante la consolidazione dello strato più superficiale. La figura 6 riporta il diagramma dei cedimenti assoluti e del carico nel tempo, rilevati durante la fase di collaudo dell'opera. E' da osservare che la durata del collaudo (circa 7 mesi) non ha consentito il maturarsi dei cedimenti nella loro totalità, ma ha comunque evidenziato una compressibilità notevole degli strati che ha portato ad un cedimento massimo assoluto di 54 cm sotto il centro del serbatoio. Gli assestimetri hanno indicato cedimenti, al bordo del serbatoio, imputabili al primo strato compressibile, variabili tra 15 e 27 cm.

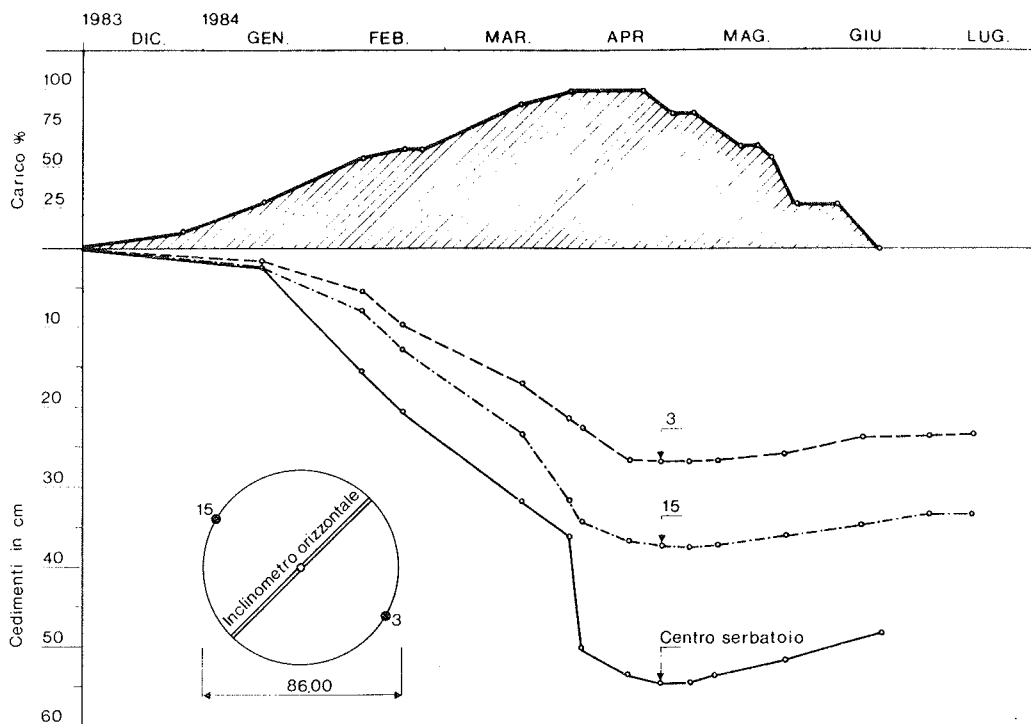


Fig. 6

Poichè il cedimento massimo relativo a questo strato, per il bordo del serbatoio era stato calcolato in circa 35 cm si può ritenere che l'intervento di vibrosostituzione abbia migliorato le caratteristiche di resistenza meccanica dello strato, ma si sia dimostrato poco efficace per quel che riguarda la diminuzione dei cedimenti come era già stato rilevato da Colleselli et alii (XIII).

La massima distorsione angolare del fondo del serbatoio, ricavata dalle misure del tubo inclinometrico orizzontale, è risultata di $1/170$; quella massima riscontrata sul cordolo di calcestruzzo di $1/560$.

2.2 Il capannone di Castelgomberto (Vicenza)

Il capannone in esame fu realizzato nel 1974 allo scopo di proteggere un deposito di maturazione di argille da supporto in cotto per piastrelle.

Occupava un'area con dimensioni 40 x 91 m. La copertura dell'opera è costituita da una serie di archi a struttura reticolare in acciaio posti ad interasse di 5.5 m.

L'arco risultava unito, con un vincolo di incastro, ad un muro a contrafforti alto 5.5 m che costituisce sia l'opera di contenimento del materiale di stoccaggio che la struttura di fondazione dell'intero capannone.

Le dimensioni significative del muro-fondazione sono riportate in fig. 7.

Il terreno di fondazione è costituito da formazioni colluviali e alluvionali di plasticità medio-alta.

Si incontrano continue alternanze di argille, argille limose e ghiaie argillose fino alla massima profondità indagata che è di circa 35 m.

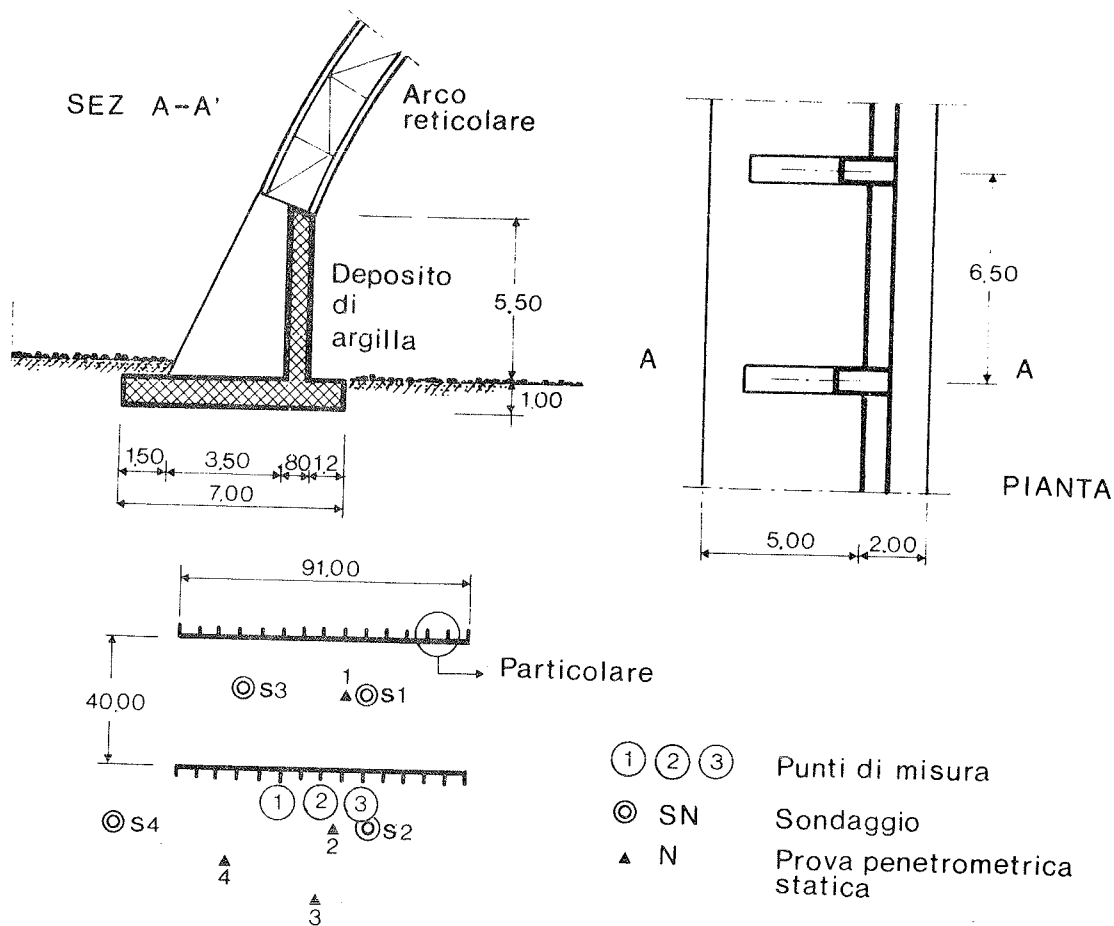


Fig. 7

L'analisi della storia delle sollecitazioni, ricostruita dal confronto tra la pressione verticale effettiva e la pressione di consolidazione, indica che i terreni posti a profondità maggiori di 5 m dal piano campagna sono sostanzialmente normal-consolidati.

Ciò è anche confermato dall'andamento, linearmente crescente con la profondità, della resistenza al taglio non drenata.

Le principali caratteristiche geotecniche dei terreni sono rappresentate in fig. 8 e si riferiscono alla situazione incontrata nel sito prima della costruzione del capannone e rispettivamente a 2 e 7 anni di distanza dall'inizio dell'azione dei carichi accidentali entro il capannone.

Lo schema della trave di fondazione continua in c.a. è già stato illustrato in fig. 7. La trave si sviluppa per una lunghezza di 91 m ed ha una sezione di forma pressochè ad elle con elemento di base largo 7.0 m.

Le sollecitazioni indotte dalla copertura sono compatibili con la portata ammissibile del terreno che risulta essere, per la fondazione in esame, dell'ordine di 80-100 kN/m².

Non esistono, a livello delle fondazioni, collegamenti in senso trasversale per cui i carichi accidentali nel capannone, che risultano di entità considerevole e comunque ben maggiori di quelli indotti

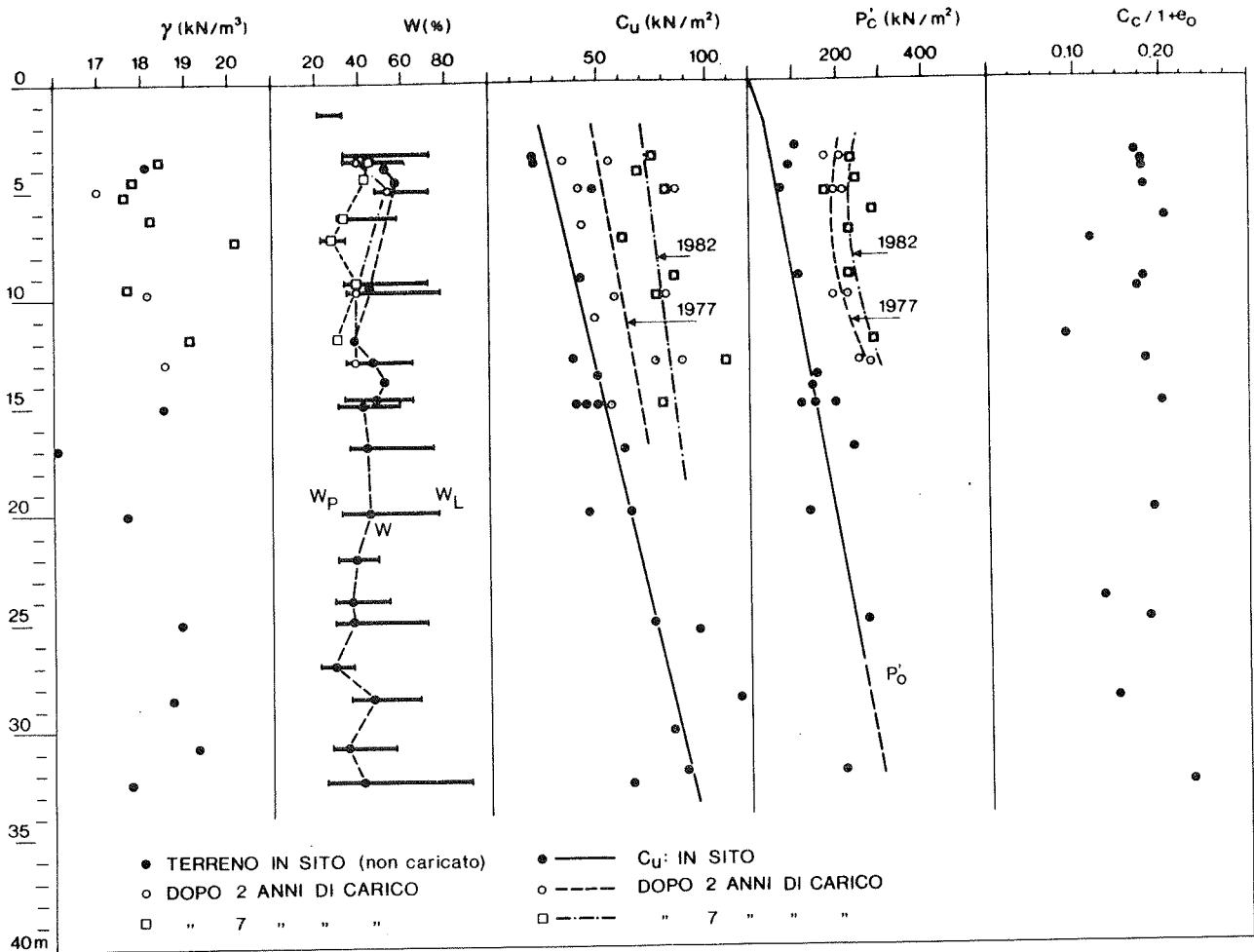


Fig. 8

dalla sovrastruttura, agiscono direttamente sul terreno all'interno dell'opera.

Lo stoccaggio di argilla iniziò nel mese di maggio 1975 e raggiunse il massimo valore (12 m di altezza) verso il mese di ottobre dello stesso anno, rimanendo ad altezza pressochè costante sino al gennaio 1976 per poi diminuire sino quasi ad uno scarico completo avvenuto verso aprile.

Seguì poi un'ulteriore fase di ricarico nell'anno 1976 con modalità analoghe a quelle dell'anno precedente.

In conseguenza all'applicazione dei carichi accidentali, si osservano evidenti rotazioni degli speroni dei muri con instabilità dei correnti compressi dell'arco reticolare della copertura. Le rotazioni misurate risultarono di circa 1/70 - 1/140.

I cedimenti differenziali, in senso longitudinale, imputabili alla compressibilità del terreno, non considerati in sede di progetto, furono dell'ordine di 4 - 8 cm.

Si decise di estendere l'indagine geognostica (i cui principali risultati sono stati riassunti in figura 8) e di valutare i cedimenti totali che risultarono, lungo il bordo ed in relazione dei carichi previsti compresi tra 25 e 45 cm.

Dato che il fenomeno in atto non poteva ritenersi esaurito, a causa della consolidazione non completa degli strati coesivi di notevole spessore, fu deciso di strumentare il muro di contenimento con piastre assestometriche e con pendoli per la misura delle rotazioni. Gli strumenti furono posti a 32, 45 e 58 m da un'estremità della trave-muro e vennero su essi effettuate misure dal luglio 1977 al giugno 1981 (Fig. 9).

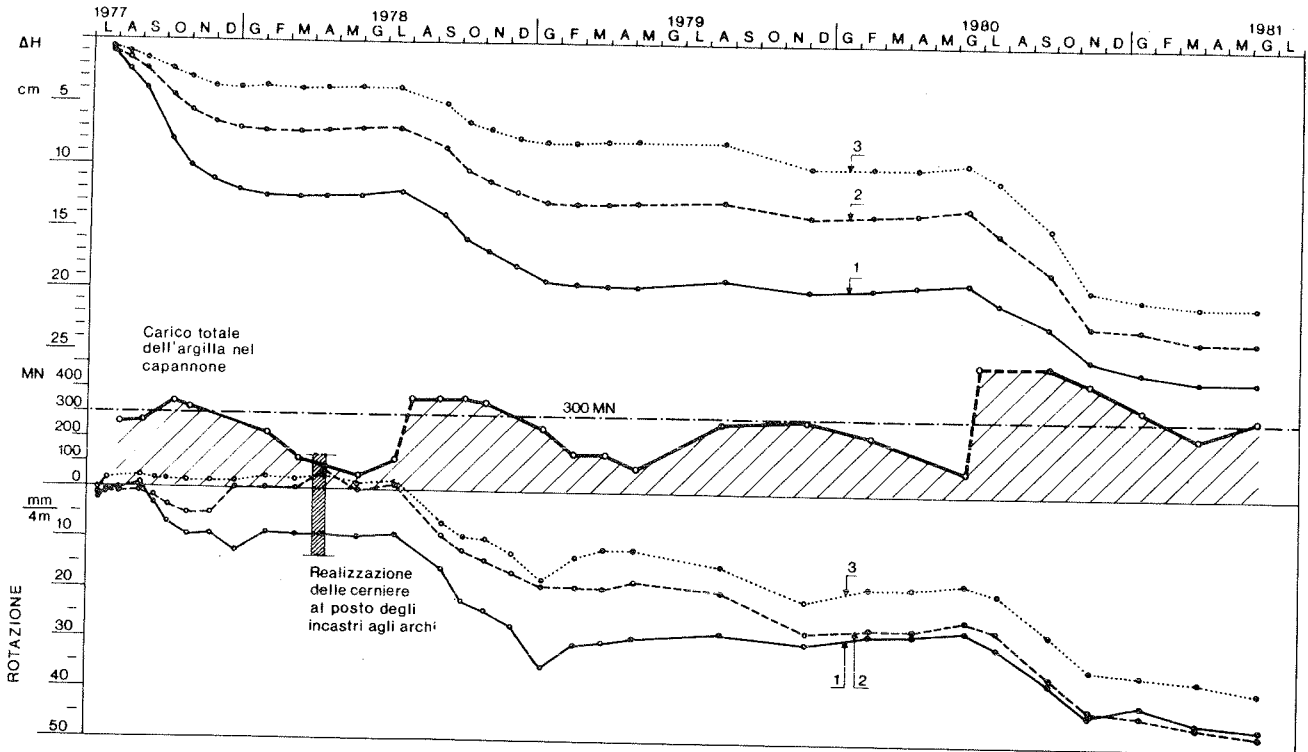


Fig. 9

Viste le instabilità strutturali riscontrate ed al fine di poter utilizzare pienamente la struttura fu deciso inoltre di trasformare i vincoli di incastro degli archi in cerniere.

Da allora pur essendo aumentato il carico massimo dello stoccaggio da 300 a 500 MN (corrispondente ad una pressione massima di 140 kN/m²) non sono state osservate ulteriori dissesti alle strutture anche se i cedimenti massimi sono ulteriormente aumentati, nel periodo di osservazione, di circa 27 cm, e così pure i cedimenti differenziali che sono cresciuti di ulteriori 6 cm.

L'intervento effettuato si è dimostrato sufficiente a limitare ulteriori danni strutturali all'opera di copertura mentre risulta visibile la rotazione dei muri perimetrali.

2.3 Edificio abitativo a Porto Tolle (Rovigo)

Il caso riferisce di un fabbricato di quattro piani realizzato in località Ca' Tiepolo di Porto Tolle nel 1978.

Il terreno di fondazione, fatta eccezione per uno strato dello spessore di 5-6 m di sabbia limosa di densità da sciolta a media, è costituito da argille ed argille limose normalconsolidate con presen-

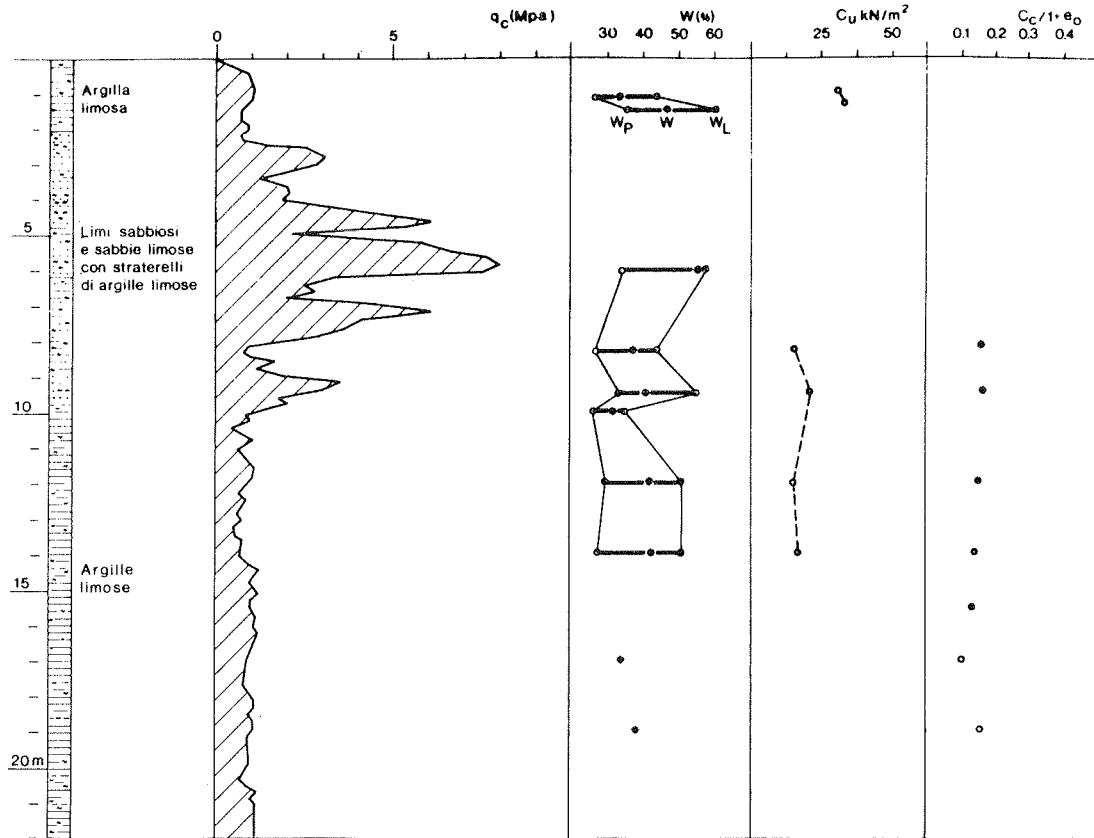


Fig. 10

ze torbose (Fig. 10).

Il fabbricato eseguito con la tecnica della costruzione a tunnel, con i setti portanti ad interassi compresi tra 4.00 e 4.88 m, ha uno sviluppo longitudinale di circa 72 m ed una larghezza di circa 15 m. Nella figura 11 è riportata la pianta delle fondazioni. Si può osservare che la struttura risulta notevolmente irrigidita sia in senso trasversale che longitudinale. La rigidità relativa K in senso longitudinale, considerando il solo contributo delle strutture di fondazione ed un modulo equivalente del terreno di 3000 kN/m² risulta pari a 0.50. In senso trasversale la struttura si può ritenere infinitamente rigida.

Il calcolo dei cedimenti condotto con l'espressione (1), nell'ipotesi di struttura di fondazione flessibile, fornì un abbassamento al centro ed ai bordi rispettivamente di 18 e 10 cm. Nell'ipotesi di struttura rigida il cedimento medio risultò di 14 cm.

L'esame dell'andamento degli assestamenti misurati evidenzia come il processo di consolidazione maturi già durante la fase costruttiva; in particolare riferendoci al cedimento finale misurato di 10 cm le percentuali di cedimento, a struttura portante completata ed a struttura con tamponamenti e tramezzature, sono pari rispettivamente al 50% e 80% (Fig. 11).

I rilievi nel corso dei lavori hanno mostrato cedimenti praticamente uniformi. Nel suo complesso la struttura in elevazione non ha evidenziato deformazioni apprezzabili.

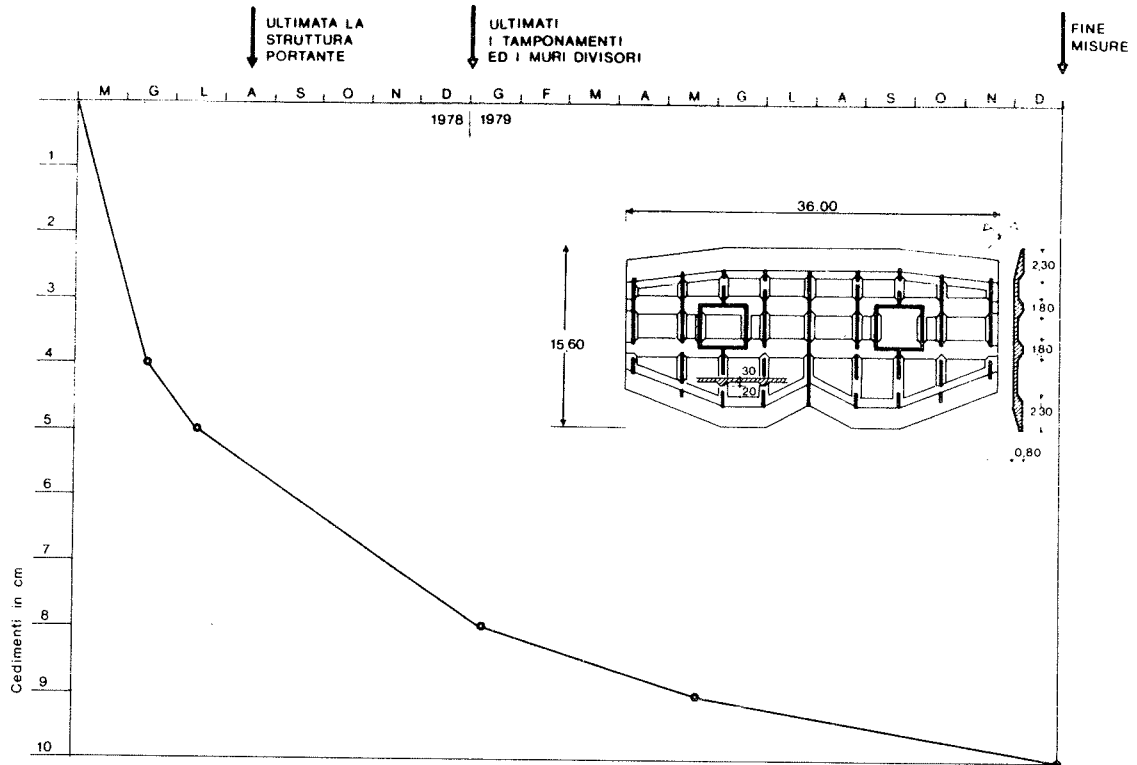


Fig. 11

2.4 Edificio abitativo a Padova

Il caso si riferisce ad un fabbricato di civile abitazione costruito in Padova nel 1982 su terreni di fondazione costituiti da alternanze piuttosto uniformi di argille compatte e di media consistenza e di sabbie dense (Fig. 12).

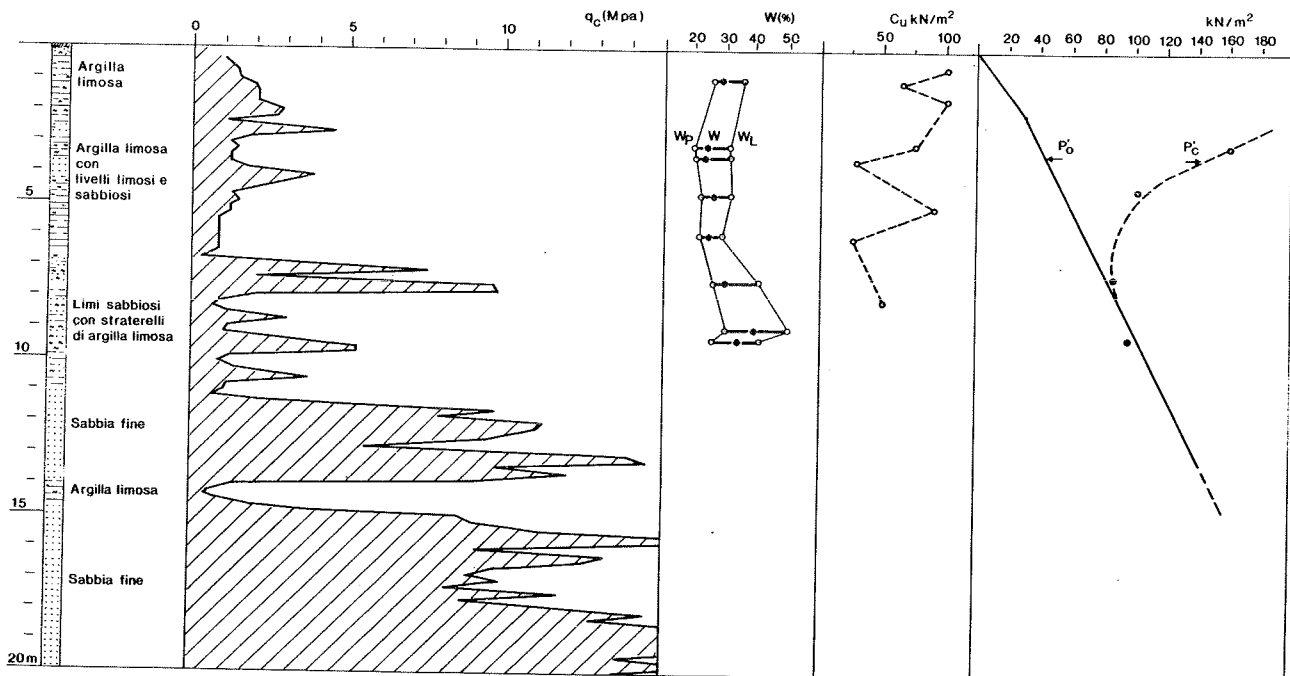


Fig. 12

Il fabbricato che ha dimensioni in pianta di 14 x 60 m si articola su otto piani fuori terra e trasmette una pressione media di 80 kN/m^2 . Il calcolo dei cedimenti svolto con l'espressione (1) porto' nell'i potesi di struttura flessibile ad abbassamenti al centro di 12 cm ed al bordo di 6 cm. Le deformazioni collegate apparvero, considerata il tipo di costruzione, non accettabili. La progettazione definitiva scelse come soluzione quella di una fondazione superficiale molto rigida e parzialmente compensata (Fig.13).

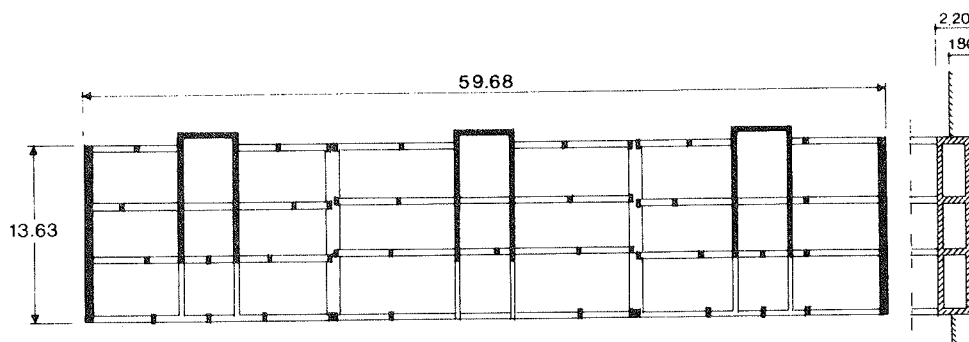


Fig. 13

La scelta strutturale assicurò un comportamento rigido sia in senso trasversale che longitudinale. Nel calcolo di K si considerò un modulo di deformazione equivalente di 8000 kN/m^3 e si valutò la rigidità considerando il solo contributo della struttura scatolare di fondazione.

Gli abbassamenti, determinati con l'espressione (1), risultarono dell'ordine di 4 cm. Nella figura 14 è diagrammato l'andamento dei cedimenti misurati nel corso della costruzione.

Si può osservare come gli stessi maturino già durante la realizzazione dell'opera risultando, alla fine dei lavori, pari all' 85% del cedimento massimo misurato, pari a 4.5 cm.

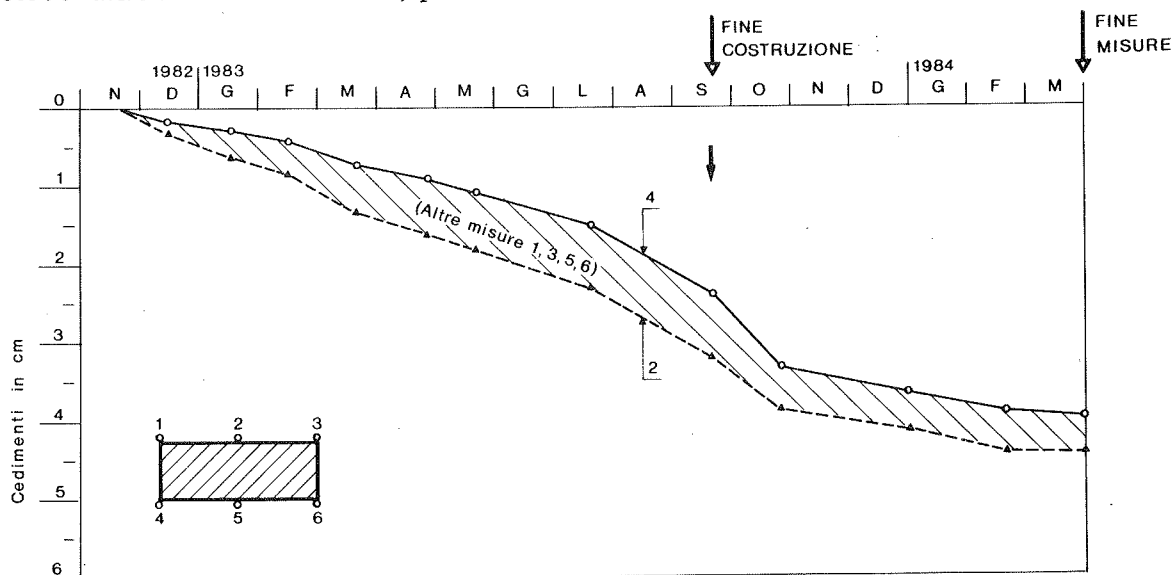


Fig. 14

2.4 Serbatoio pensile di Caorle (Venezia)

Il serbatoio per acquedotto, ubicato in un'area a nord est della laguna di Venezia è stato costruito nel periodo novembre 1955 - agosto 1956; si tratta di una struttura in c.a. di notevole rigidità ad im pronta circolare, che si sviluppa per circa 32 m di altezza con due vasche da 500 m³ a 13 e 25 m di altezza (Fig. 15). Il peso proprio della struttura è di 13.9 MN e, con i serbatoi pieni, di 23.9 MN; la fondazione è costituita da una platea nervata, di 17 m di diametro e 2 m di altezza, sostenuta da 162 pali, di 8.5 m di lunghezza spin ti sino a circa 10 m dal piano campagna, del tipo battuto costruito in opera con tubo forma da 400 mm e bulbo di base con una portata utile per singolo palo di 0.15 MN. Già durante la costruzione (Fig. 16) venne riscontrato un cedimento, con una rotazione rigida del piano di fondazione. Il cedimento totale a fine costruzione risultò variabile tra 30 e 45 mm con un differenziale massimo di 15 mm. Dopo il collaudo il cedimento totale raggiunse valori compresi tra 125 e 206 mm con differenziale massimo di 81 mm.

Nel tempo i cedimenti e l'inclinazione aumentavano seppur lievemente; per ridurre l'inclinazione, nel 1958, vennero infissi 3 pali di 11 m di lunghezza nella zona di maggiore cedimento e collegati alla platea. Nel 1967 venne realizzato un sovraccarico di ghiaia del peso di 0.75 MN nella zona di minore cedimento.

Le ultime misure hanno indicato cedimenti compresi tra 148 e 239 mm con differenziale massimo di 91 mm; alla fine del 1978 gli incrementi di cedimenti totali e differenziali sono da considerarsi praticamente esauriti a parte l'oscillazione di circa 5 mm tra serbatoio vuoto e pieno.

Durante il lungo periodo di osservazione il serbatoio è stato sempre utilizzato mediamente con circa il 50% del carico d'acqua.

Il terreno di fondazione, in fase di progetto (1955), venne indagato con un sondaggio spinto sino a 17.5 m di profondità; si rilevò la presenza di strati argillosi e torbosi sino a 10.5 m di profondità e poi strati sabbiosi; a seguito dell'evoluzione dei cedimenti, vennero eseguite (1966) 2 prove penetrometriche statiche nella zona di maggiore e minore cedimento che evidenziarono le disuniformità stratigrafiche del terreno di fondazione; disuniformità messe poi in maggiore evidenza dalle ulteriori indagini eseguite a scopo di studio nel 1979.

Nelle zone di maggiore o minore cedimento al disotto delle fondazioni lo strato compressibile di natura argillosa e torbosa si spinge sino a profondità variabili tra 14.5 e 11 m. Inoltre strati compressibili sono presenti oltre i 16.5 m di profondità.

Si osserva (Fig. 15) che i pali interessano per l'intera lunghezza, strati di terreno argilloso e torboso normalmente o leggermente sovraconsolidati; al disotto della punta si ha ancora terreno argilloso e torboso, per spessori variabili da 1 a 4 m, prima di raggiungere il banco di sabbia. Nel 1955 vennero eseguite 4 prove di carico su palo; si ebbero cedimenti variabili tra 1.8 e 3.0 mm con il carico di esercizio di 0.15 MN, di 19.1 e 92.5 mm con il carico di 0.30 MN e cedimenti residui di 13.1 e 82.8 mm; i cedimenti dei pali più

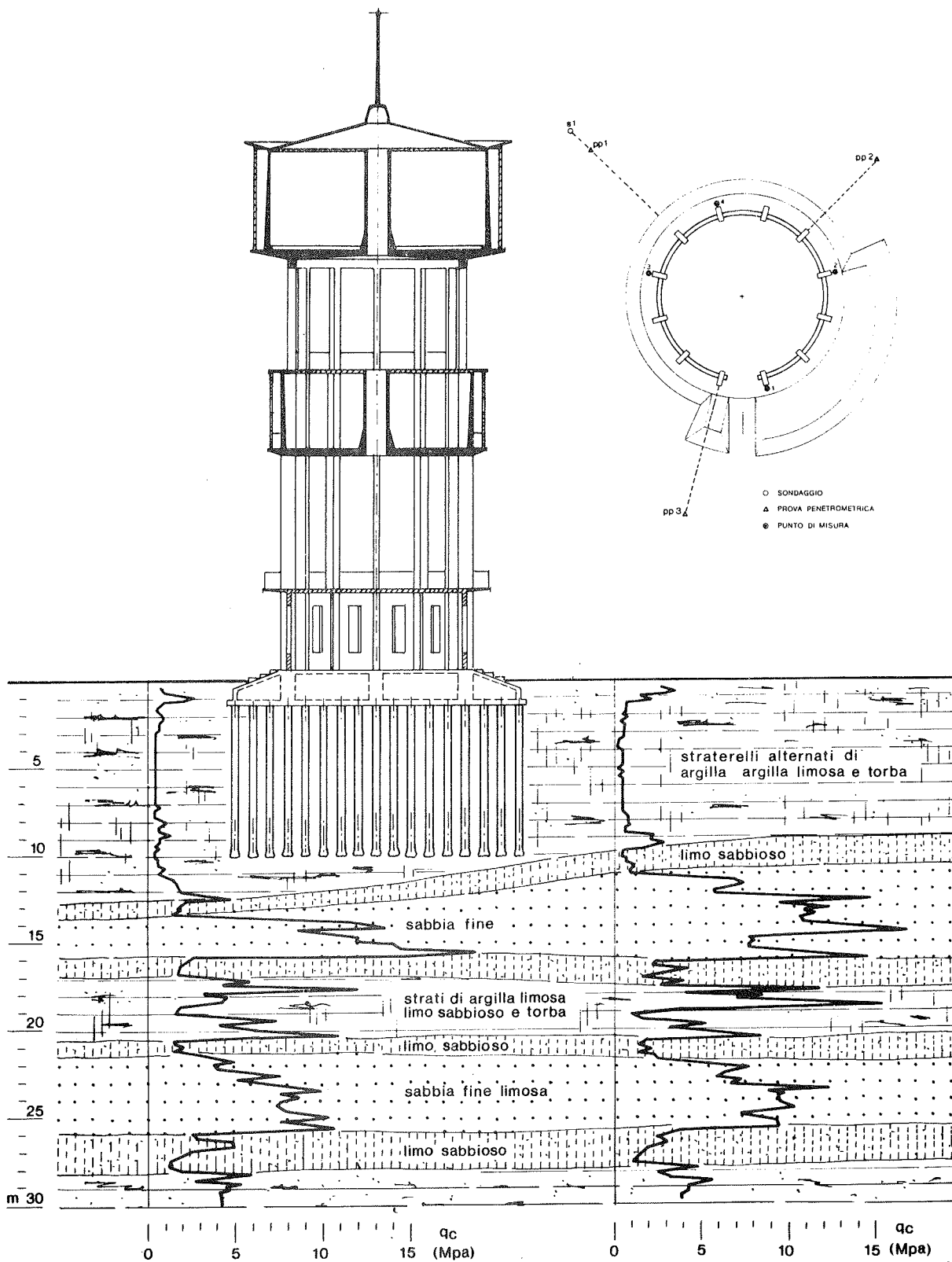


Fig. 15

elevati non si manifestano nella zona di maggiore cedimento. Va osservato che il comportamento della struttura di fondazione è quello di una palificata in cui il cedimento del singolo palo è solo indicativo. Il calcolo dei cedimenti, sulla base dei risultati delle varie indagini, è stato analizzato con la (1) ipotizzando una distribuzione del

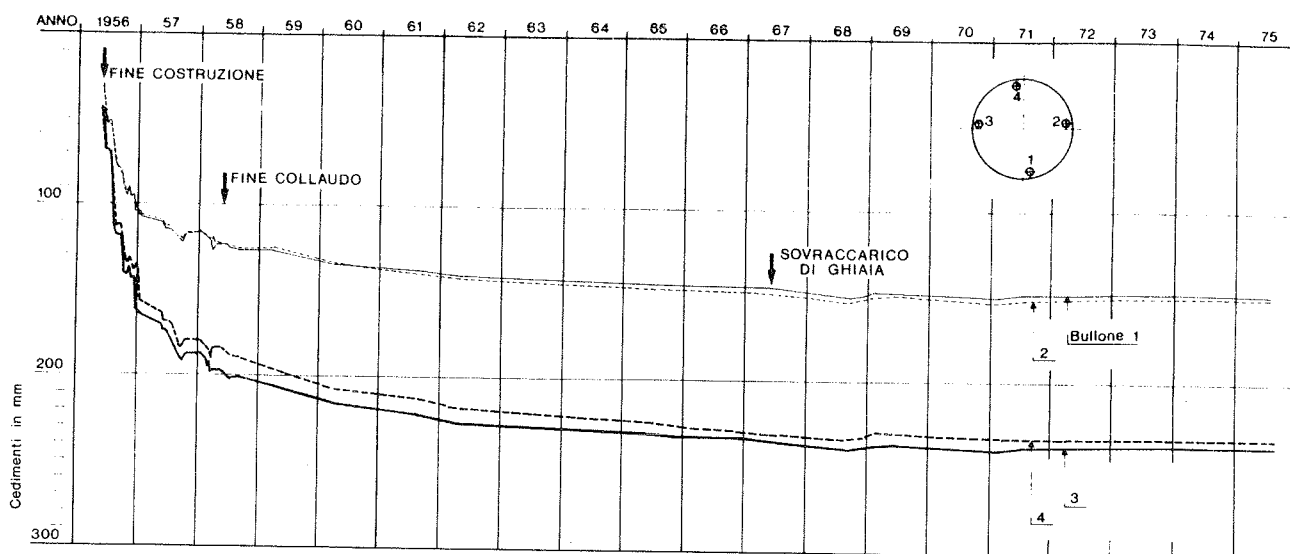


Fig. 16

la tensione della fondazione rigida a partire da 6 m di profondità con un carico medio del serbatoio di 18.9 MN. Tale valutazione porta a cedimenti totali di 225 e 180 mm rispettivamente nelle zone di maggiore e minore assestamento. A questo cedimento va aggiunto il contributo non trascurabile, data la natura dei terreni interessati ed i tempi considerati, dovuto alla consolidazione secondaria.

Con coefficienti $c_{\alpha} = 1 \div 4 \times 10^{-3}$ sono stati calcolati cedimenti, dopo 13 anni, variabili tra 26 e 20 mm; si è stimato un cedimento totale di 251 e 200 mm con un differenziale di 51 mm, quello misurato è stato di 91 mm. L'entità della rotazione rigida della platea di fondazione è pari a 1:210 dopo il collaudo e a 1:187 dopo 13 anni di esercizio. (Fig.16).

L'eccentricità del carico risultante dovuta alla rotazione rigida comporta una modesta variazione dello stato tensionale e quindi incrementi di cedimento trascurabili. Analoga considerazione comporta la modesta eccentricità dovuta all'effetto del vento, che nella zona in esame ha direzione e intensità maggiore lungo l'asse di rotazione del serbatoio.

I cedimenti totale e differenziale sono quindi principalmente dovuti alla presenza di strati compressibili di spessore variabile al disotto della punta dei pali; l'effetto dell'eccentricità, del vento e delle modalità costruttive sembrano invece contribuire in maniera trascurabile al cedimento differenziale.

3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nello studio presentato si è cercato di illustrare alcuni correnti ap-
procci all'analisi dell'interazione terreno-struttura.

La problematica oltremodo articolata richiede sovente contributi mul-
tidisciplinari dove le competenze degli ingegneri strutturisti e geo-
tecnici si sovrappongono e si integrano.

Gli aspetti più spiccatamente geotecnici sono stati considerati colle-
gandoli al comportamento di opere in vera grandezza e di vario tipo.
I casi presi in esame hanno descritto il comportamento di strutture
con tipologia, rigidità e dimensioni molto diverse.

I cedimenti totali, le rotazioni e le distorsioni nei casi n. 1, 2, 5
risultano rilevanti, mentre nei casi n. 3 e 4 i cedimenti sono rela-
tivamente contenuti e le distorsioni non apprezzabili. Nella tabella
IV sono riassunti i dati significativi del comportamento delle opere
prese in esame che, nei casi 1 e 2, è stato completamente condiziona-
to dall'entità dei sovraccarichi. I cedimenti totali sono da ritener-
si, per le varie strutture, nell'ambito di quelli ammissibili; analo-
ga considerazione va fatta per le rotazioni del serbatoio metallico
in cui lungo il bordo vengono usualmente accettate distorsioni massi-
me di 1/300 e di 1/150 tra centro e bordo.

TABELLA IV

CASO	CEDIMENTO MAX(cm)		ROTAZIONE	DISTORSIONE	H/B o D
	CALCOLATO	MISURATO			
1. Serbatoio metallico	80÷49	54÷36	-	1/170-1/560	0.22
2. Capannone Industr.	25÷45	20÷27	1/70-1/140	-	0.79
3. Edificio Civile	14	10	-	non apprezzabili	0.67
4. Edificio Civile	4	4.5	-	"	1.71
5. Serbatoio pensile	25	24	1/210-1/187	-	1.88

Le rotazioni rigide evidenziate nei casi 2 e 5 risultano invece mag-
giori di quelle consigliate e ritenute ammissibili, in queste strut-
ture si è intervenuti modificando nel primo caso la sovrastruttura e
rendendola idonea ad assorbire ulteriori rotazioni e nel secondo ca-
so tentando di ridurre gli incrementi di rotazione.

La casistica schematicamente presentata vuol solo servire ad esempi-
ficare alcune situazioni tipo e, pertanto, si esclude ogni ambizioso
tentativo di sintesi. Si può osservare che spesso l'interazione tra
terreno e sovrastruttura viene presa in esame quando si temono o ad-
dirittura si sono verificate situazioni di dissesto nelle opere.

Queste situazioni possono definire delle soglie di ammissibilità dei
comportamenti delle strutture solo quando siano state correttamente
progettate le fondazioni e le sovrastrutture. Sarebbe infatti oltre-

modo limitante cercare di stabilire limiti di ammissibilità quando il caso geotecnico o strutturale non sia stato correttamente affrontato.

Si osserva che cedimenti anche di discreta entità (10 cm o anche più) possono essere tollerati dagli edifici di civile abitazione quando siano dimensionati convenientemente gli elementi resistenti orizzontali e verticali.

Anche strutture con fondazioni di eccezionale flessibilità sopportano elevati cedimenti (e.g.: i serbatoi metallici). In questo caso si verificheranno oltre a cedimenti totali anche distorsioni nelle fondazioni. Sarà in questo caso necessario analizzare con attenzione i collegamenti tra le strutture in elevazione e quelle di fondazione. Tra i casi esaminati due strutture industriali hanno presentato distesi di entità apprezzabile.

BIBLIOGRAFIA

- I BOROWICKA, H. : Influence of rigidity of a circular foundation slab on the distribution of pressure over the contact surface. Proc. 1st I.C.S.M.F.E., Vol. 2, (1936), pp. 144-149.
- II BARDEN, L. : Contact pressure under circular slabs. Structural Engineer, Vol. 43,(1965), pp. 153-154.
- III A.C.I. COMMITTEE : Suggested design procedures for combined footing and mats. A.C.I. Communication, Am.C.Conc.Institute, N. 436, (1966), pp. 1041-57.
- IV BROWN, P.T. : Numerical analysis of uniformly loaded circular rafts on elastic layer of finite depth. Geotechnique, Vol. 19, N. 2, (1969), pp.301-306.
- V LEE, I.K. : Rational analysis of raft foundations. Proc. ASCE, J. of Geotech. Div., Vol. 100, GT7, (1974), pp. 843-860.
- VI SKEMPTON, A.W. - MACDONALD, D.H. : The allowable settlement of buildings. Proc. I.C.E., Part 3, N.5, (1956), pp. 727-784.
- VII MEYERHOF, G.G. : The settlement analysis of building frames. Structural Engineer, Vol. 25, (1947), pp. 309.
- VIII POLSHIN, D.E. - TOKAR, R.A. : Maximum allowable non-uniform settlement of structures. Proc. 4th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, (1957), pp. 402.
- IX BJERRUM, L. : Discussion of compressibility of soils. Proc. E.C.S.M.F.E., Vol. 2, (1963), pp. 16-17.
- X BURLAND, J.B. - WROTH, C.P. : Review Paper: Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. on Settlement of Structures, (1974), pp.611-654.
- XI TERZAGHI, K. - PECK, R.B. : Soil mechanics in engineering practice, Wiley, (1967), p. 491.
- XII HUGHES, J.M.O. - WITHERS, N.J. - GREENWOOD, D.A. : A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. Geotechnique, Vol. 25,(1975), pp. 31-44.
- XIII COLLESELLI, F. - MAZZUCATO, A. - PREVIATELLO, P. - SPALATRO, A. : Improvement of soil foundation by vibratory methods. Proc. 8th E.C.S.M.F.E., (1983), pp. 223-228.

CONSOLIDAMENTO DI UNA PENDICE FRANOSA SOVRASTANTE VIA DELLA MAGLIANA
IN ROMA

- COLOMBINI VITTORIO DOTT.ING. - PROGETTISTA
- DIAMANTI LUCIO DOTT.ING. - GEOSONDA S.p.A.
- PETROSELLI UMBERTO DOTT.ING.DIRETTORE DEI LAVORI - COMUNE DI ROMA

SOMMARIO

La memoria descrive un intervento di consolidamento di una pendice in frana sovrastante un'ansa del Fiume Tevere in Roma. L'opera di sostegno consiste in una doppia fila di pali trivellati rivestiti parzialmente con lamierino date le particolari caratteristiche del movimento collegati in testa di una trave in cemento armato e precompressi nella fila di monte.

SUMMARY

The paper is related to the stabilization of landslide in plastic clays in Rome. To stop the soil movements a double row of nailing large diameter piles was constructed connected by a concrete girder. All piles were partially cased and the upper row was prestressed in order to increase their resistance.

1. GENERALITA'

Nel tratto di Via della Magliana compresa tra Via delle Vigne e Via Lecce ed immediatamente sovrastante la linea ferroviaria Roma-Pisa si è manifestato nel febbraio 1983 un notevole movimento franoso.

Il fronte direttamente interessato presentava una lunghezza di circa 150 m con una larghezza di 35 m ed un dislivello di 15 m.

L'intervento progettato aveva carattere di urgenza considerando la presenza a monte del fronte di instabilità, di edifici destinati a civile abitazione; inoltre il traffico automobilistico su via della Magliana era stato

La memoria è stata seguita, per la parte tecnico progettuale, dall'Ing. Vittorio Colombini mentre, per la parte tecnico esecutiva, dall'Ing. Lucio Diamanti e dall'Ing. Umberto Petroselli.

interrotto a causa dell'avanzare del movimento franoso.

Immediatamente a valle con un dislivello di circa 10 m, permaneva il transito dei convogli ferroviari sulla linea Roma-Pisa.

2. MORFOLOGIA E GEOLOGIA

L'area dissestata è situata sulla sponda sinistra del fiume Tevere in corrispondenza di un'ampia ansa tra Via della Magliana e Monte delle Picche. A valle di Via della Magliana corre la linea ferroviaria Roma-Pisa, protetta da un muraglione in calcestruzzo, avente pendenza media del 100% ed altezza di circa 12 m, soggetto nel tempo, su vari tratti, ad opere di ripristino e rinforzo.

A monte della strada, protetta inizialmente da un muro in blocchi di tufo, vi è una pendice di circa 5 m con pendenza del 70%, quindi una zona pianeggiante della larghezza di circa 11 m, di qui la pendice risale con una pendenza dell'80%-100%, per una altezza di circa 17 m sino al culmine di Monte delle Picche.

Geologicamente la collina è caratterizzata dalla presenza di due formazioni distinte:

- formazione piroclastica costituita da pozzolane e cineriti molto degradate ed argillificate
- formazione fluvio palustre del Siciliano antico.

Quest'ultima formazione entro la quale si sviluppa il movimento franoso della collina è caratterizzata dalla presenza di tre orizzonti stratigrafici ben distinti:

- a) lo strato basale - ghiaia in matrice sabbiosa spesso limosa intercalata da livelli limosi o sabbiosi
($\gamma = 1,9 \text{ t/mc}$ $c = 0$ $\varphi = 28^\circ$)
- b) uno strato di sabbia fine molto addensata color grigio avana
($\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$ $c = 0$ $\varphi = 24^\circ$)
($\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$ $c = 2,5 \text{ t/mq}$ $\varphi = 16-18^\circ$)
- c) uno strato di limo argilloso grigio biancastro passante lateralmente a grigio con bande nerastre torbose
($\gamma = 1,57$ $c = 1,5 \text{ t/mq}$ ($c \text{ residua} = 1 \text{ t/mq}$) $\varphi = 13^\circ$)

La scarpata è inoltre ricoperta da una potente coltre di terreno di riporto derivante probabilmente dalla costruzione degli edifici in testa alla collina, costituita da pozzolane degradate

($\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$ $c = 0$ $\varphi = 30^\circ$).

La presenza di tale strato è stata determinante per l'innesco dei fenomeni di dissesto.

La falda d'acqua si manifesta come una serie di gemicazioni d'acqua a varie altezze, funzione della permeabilità locale dei vari strati.

3. DISSESTI

Il movimento, quale desunto dallo studio dell'andamento delle superfici di distacco a monte, dai rifluimenti visibili a valle e dall'interpretazione dei sondaggi, si evolve su più superfici di scorrimento che praticamente si congiungono in un'unica cerchio di scorrimento. I sondaggi hanno evidenziato la presenza di antiche superfici di scorrimento sulle quali si è riinnescato il movimento franoso.

Le cause immediate del dissesto si possono ricondurre alla presenza dei riporti recenti nonché, in maggior misura, all'aumento delle pressioni interstiziali conseguenti le precipitazioni invernali. Nel momento del parossismo il movimento era di qualche millimetro al giorno, cessate le condizioni meteoriche avverse il movimento si era progressivamente arrestato.

4. DETERMINAZIONE DELLE SUPERFICI DI SCORRIMENTO E DELLE FORZE

4.1 Determinazione della superficie di instabilità

Osservando le formazioni geologiche attraversate e la situazione in loco è apparso evidente che si trattava di un fenomeno di instabilità locale, sia pure di notevoli dimensioni, del tipo detto "scucchiamento".

L'avvio al movimento franoso, considerando lo stato limite naturale di instabilità propria presente, è imputabile oltre alla disposizione dei vari strati geologici già descritti anche a vari fattori esterni quali: esecuzione dei lavori dei fabbricati gravanti sul ciglio di monte con conseguente discarica dei materiali di risulta, infiltrazioni delle acque (anche reflue), mancanza di fossi di scolo, drenaggio e sistemazioni superficiali nelle zone di colmo.

Con tali premesse si è potuto verificare che la superficie di scorrimento del movimento coincideva a monte con il ciglio della scarpata e a valle con lo strato limo-argilloso presente, pertanto la superficie di scorrimento si poteva assimilare anche ad un cerchio. Ipotesi confermata anche dalle caratteristiche puntuali dei terreni interessati dai sondaggi.

4.2 Ipotesi sulle azioni agenti

Determinate le caratteristiche geometriche della superficie di scorrimento ricavate dalla posizione degli strati di terreno e dalla direzione delle componenti di spostamento del fronte di frana, si è effettuata la valutazione delle forze in gioco in base ai parametri caratteristici del terreno.

A tale proposito ed in considerazione del movimento franoso in atto, sono stati ipotizzati angoli di attrito interni e valori della coesione in modo

cautelativo.

La posizione dell'opera di sostegno è stata fissata in base a necessità plano-altimetriche e di viabilità. In tal modo è risultata determinata l'altezza e la posizione del fronte di spinta sull' opera stessa.

Con il metodo di calcolo precedentemente detto la scarpata è risultata instabile e avrebbe esercitato al limite dello scorrimento una forza di entità circa uguale al valore della spinta attiva.

Ai fini della sicurezza globale dell'opera (nella zona interessata dal movimento franoso in atto) si è assunto un valore maggiore della spinta non considerando il contributo stabilizzante del terreno della parte terminale della scarpata. (Tale valore è risultato essere inferiore al valore di spinta passiva).

La forma del diagramma di spinta agente è stata assimilata uguale a quella della spinta attiva.

Per quanto attiene i calcoli essi sono stati condotti sulla base del D.M. 21 gennaio 1981.

5. SCELTA DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Lo schema strutturale adottato è stato quello di un telaio a portale semplice i cui montanti sono costituiti da pali immersi adeguatamente nel terreno.

La scelta di tale struttura è stata motivata dalle seguenti necessità e considerazioni:

- rapidità, facilità e meccanizzazione di esecuzione in relazione anche alla sicurezza delle condizioni di lavoro della componente esecutiva;
- leggerezza delle strutture in modo da non sovraccaricare la scarpata ferroviaria di valle riportando il peso proprio in profondità e fornendo una buona resistenza alla componente dal basso verso l'alto della spinta della scarpata;
- esecuzione senza creare turbative sugli strati di terreno instabile quali sbancamenti e opere provvisionali;
- raggiungimento, con la zona di fondazione, di strati resistenti e profondi del terreno;
- effetto di cucitura degli strati del terreno a partire già dalla presa del cls. dei pali;
- flessibilità globale dell'opera in senso parallelo al movimento franoso;
- rigidità in senso trasversale con conseguente collaborazione ai fini resistenti della struttura anche nelle zone adiacenti al fronte di spinta;
- facilità del deflusso delle acque di percolazione.

Pertanto la struttura è stata realizzata con un solettone di c.a. di larghezza 3,75 m e di spessore 1.0 m gravante su due file di pali di diametro 1000 mm disposti a quinconce.

La disposizione dei pali a quinconce permette di ottenere a parità di materiali posti in opera una resistenza flessionale complessiva molto maggiore di una paratia a pali accostati dello stesso dimensionamento. Inoltre la presenza del lamierino di contenimento, dello spessore di 10 m/m, posto in opera nei primi metri, consentiva di ottenere un elemento chiodante, che realizzando la sua funzione resistente sin dall'atto della installazione impediva che il movimento franoso in atto potesse tagliare il palo quando il calcestruzzo è ancora in fase di presa e quindi incapace di esercitare un'azione resistente a pressoflessione.

I pali della fila di valle hanno una lunghezza totale di 17,50 m mentre quelli di monte sono lunghi 21,50 m.

Nelle zone di immersione dei pali nel terreno non interessato dalla spinta si è supposta valida l'ipotesi di resistenza su suolo elastico (WINKLER).

I pali di monte sono più lunghi di quelli di valle in quanto sono ovviamente, sottoposti ad una trazione mentre quelli di valle sono proporzionati per lo sforzo di compressione.

La fila dei pali di monte è stata inoltre precompressa, ciò porta ad una notevole diminuzione delle armature nonché a vantaggi agli effetti della fessurazione sul calcestruzzo.

I cavi usati per la precompressione sono in trecce ed hanno un tiro iniziale di 115 t/palo .

L'andamento dei cavi è baricentrico in quanto lo spazio libero interno del palo del 1000 m/m non consente un facile inserimento del cavo, sia per l'ingombro totale delle armature del palo; camicia, barre, staffe e soprattutto per la presenza degli anelli di irrigidimento (con traversi) e sia per la difficoltà di calare la gabbia ed effettuare il posizionamento, la sovrapposizione e la relativa giunzione delle armature mantenendo contemporaneamente corretto l'assetto e la posizione del cavo di precompressione. Va inoltre considerata l'esigenza operativa di impiego del tubo "contractor" per il getto dei pali.

Le due file di pali hanno una camicia metallica di adeguato spessore 10 m/m di cui solo 8 m/m considerati agli effetti di calcolo in modo da contribuire sia per le azioni di sforzo normale a flessione e sia a proteggere le armature metalliche del palo.

Inoltre la camicia metallica evita il fenomeno di attrito negativo che si sviluppa sul palo negli strati superiori e contribuisce sostanzialmente ad assorbire gli sforzi di taglio che agiscono lungo il palo soprattutto nelle zone di parzializzazione della sezione di cls.

I calcoli sono stati sviluppati con un programma di calcolo automatico su calcolatore Apple.

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono le seguenti:

Calcestruzzo R'bk 250

Acciaio armature Feb 38 K od Feb 44K

Acciaio camice Feb 32

Cavi di precompressione 6 - 4 BT 0,6".

5.1 Considerazioni sull'interazione terreno-struttura

La forza che agisce tra terreno e struttura è stata valutata, secondo quanto prima descritto, in modo da avere due valori numerici minori di quelli attribuibili con l'applicazione di spinta di tipo passivo.

In particolare la deformabilità dell'opera consente l'interazione tra terreno e struttura in modo che sulla superficie di scorrimento si possano sviluppare anche le forze stabilizzanti.

La deformabilità globale è stata realizzata impiegando una struttura composta da un traverso rigido (solettone) in confronto di montanti snelli ed elastici (pali) immersi in un mezzo elastico.

6. MODALITA' DI ESECUZIONE

I pali sono stati perforati con una macchina a rotazione con coppia di 20.000 t_{xm}, previo rivestimento con un avampozzo dei primi 7 m.

Tale precauzione, peraltro non applicata su tutti i pali, ha consentito di perforare gli strati, che essendo stati interessati dal movimento franoso, si presentavano particolarmente rilassati.

Successivamente si è realizzato il travone di collegamento e quindi la tesatura dei cavi di precompressione posti in opera. Agli effetti della sollecitazione sulle armature si è ipotizzato che, nel periodo intercorrente tra l'esecuzione dei pali e la precompressione dei pali di monte, il tasso di lavoro dell'acciaio non superasse il limite di snervamento.

7. CONCLUSIONI

Dopo due stagioni invernali particolarmente piovose si può affermare che l'intervento ha soddisfatto completamente le aspettative che si era proposto. Il movimento infatti si è completamente arrestato, ne vi è alcun segno di ulteriore allargamento delle preesistenti lesioni presenti sui manufatti murari che sono stati periodicamente controllati.

Poichè lo scopo del progetto era costruire una struttura resistente, avente una deformabilità tale da adeguarsi alla progressiva evoluzione del movimento sino ad arrestarlo completamente sempre nell'ambito di sollecitazioni elastiche dei materiali, anche tale risultato è stato completamente raggiunto.

BIBLIOGRAFIA

BROMS B.B.(1975)

Landslides - Foundation Engineering

Hand book - Van Nostrand - Reinhold N.Y.

CESTELLI GUIDI C. (1964)

Meccanica del Terreno Fondazioni

Opere in Terra

Ulrico Hoepli Milano

LEONHARDT FRITZ (1980)

C.A e C.A.P

E.T.S.

TERZAGHI K PECK R (1967)

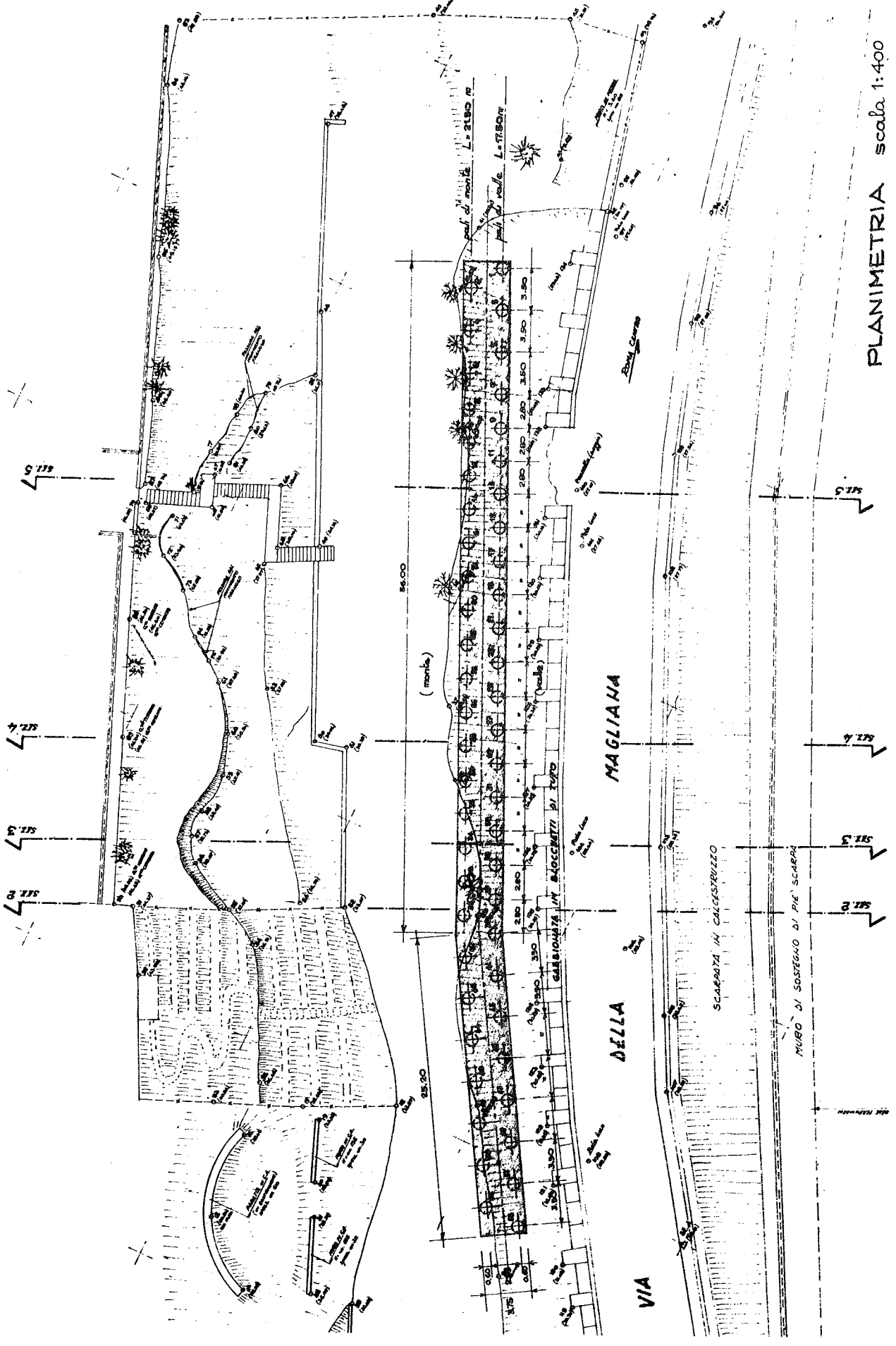
Soil Mechanics in Engineering Practice

John Wiley & Sons N.Y.

VEDER CH (1980)

Landslides and their.

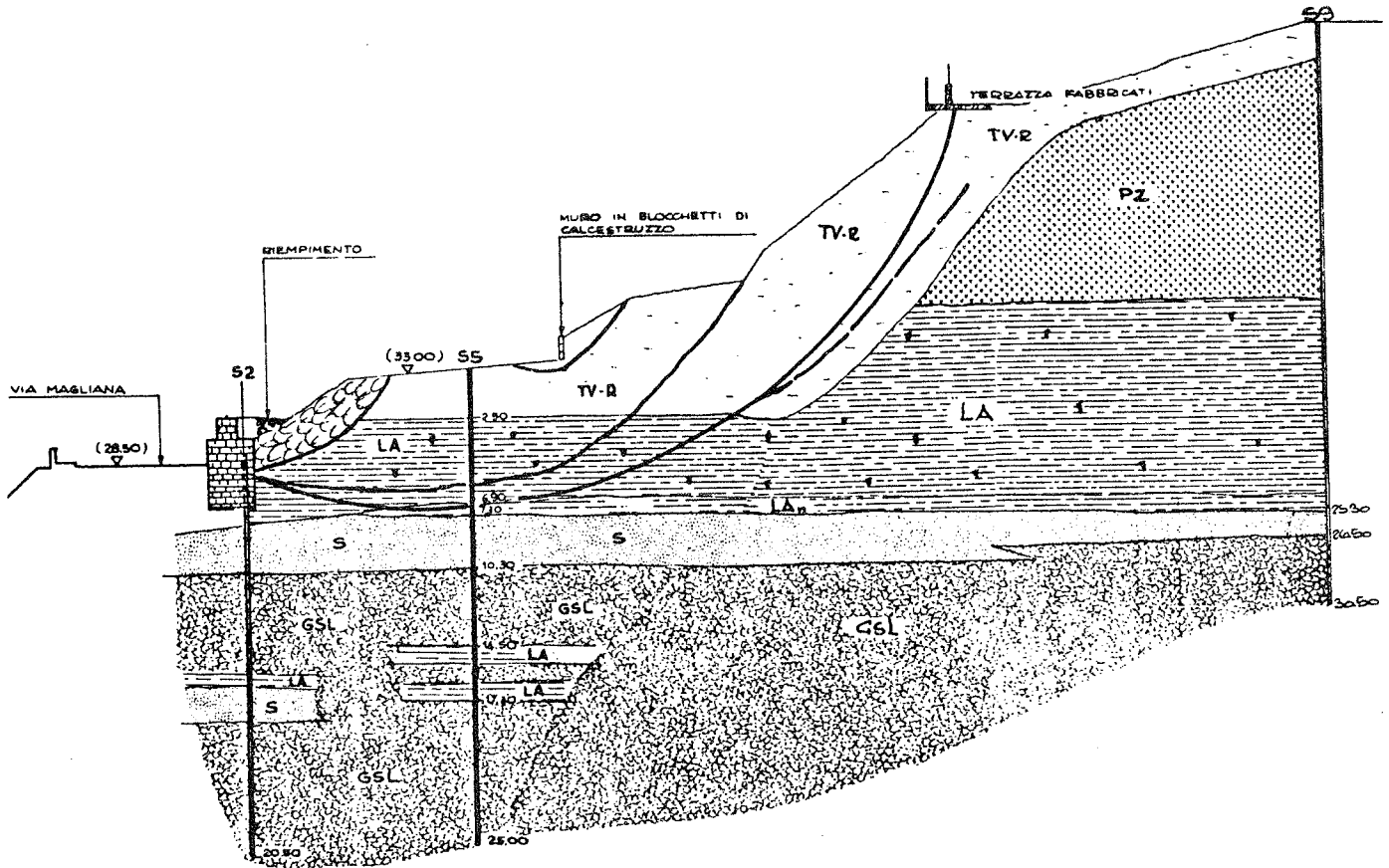
Stabilization Springer-Verlag N.Y



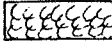
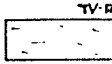







PLANIMETRIA scala 1:400

SEZIONE GEOLOGICA 2-2

scala 1:400

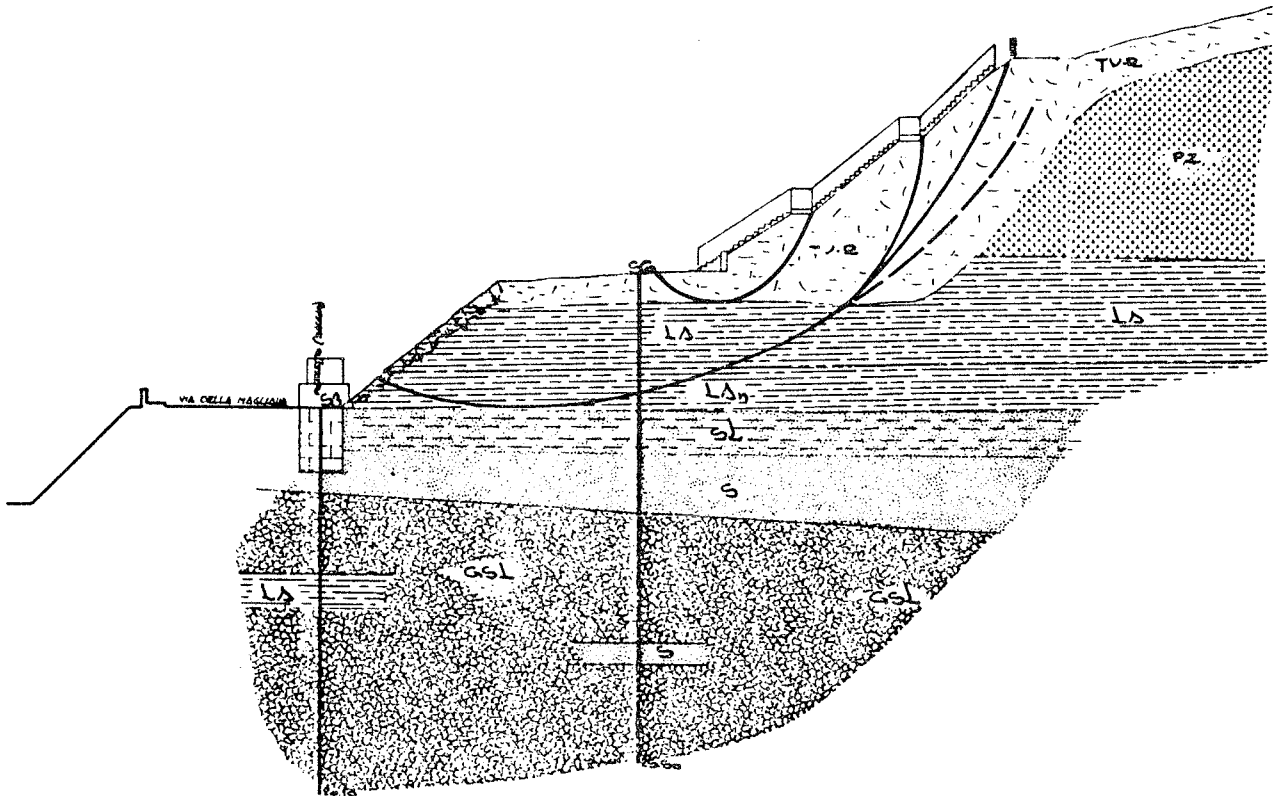


LEGENDA

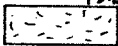

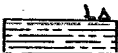






-  CUMULO DI FRANA RECENTE
-  TV-R TERRENO VEGETALE E ERBETO
-  PZ PODZOLA DEGRADATA ESPESO ARGILLIFICATA (CAPPELLACCIO)
-  LA LIMO ARGILLOSO GRIGIO-BIANCO TALORA TORBOSO
-  LA_n LIMO ARGILLOSO NERASTRO
-  S SABBIA TALORA POCO LIMOSA
-  GSL GHIAIA SABBIOSA TALORA LIMOSA
-  SUPERFICI DI SCORRIMENTO DI FRANA
-  PROBABILE SUPERFICIE DI SCORRIMENTO DI FRANA

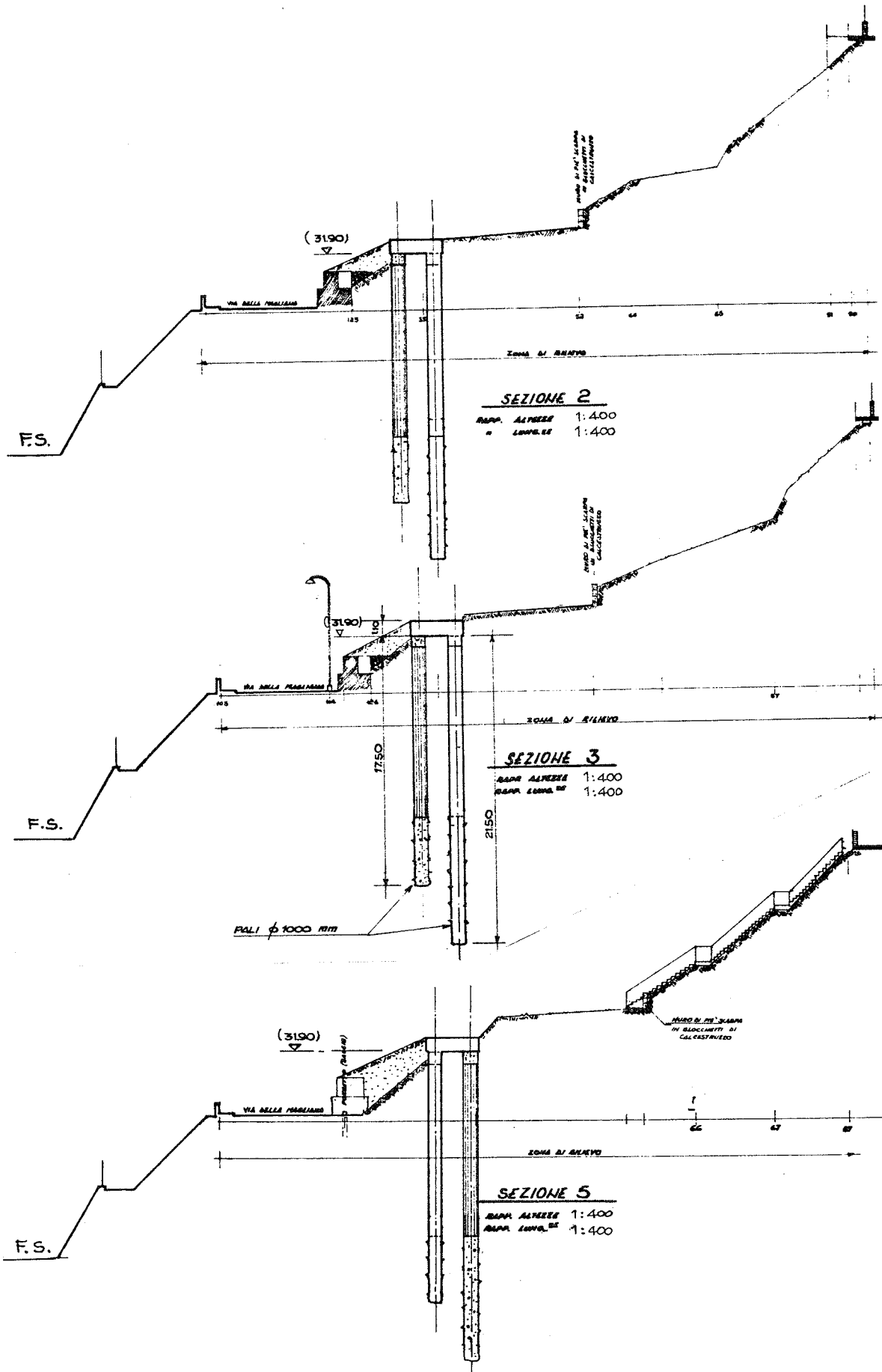
SEZIONE GEOLOGICA 5-5

Scala 1:400



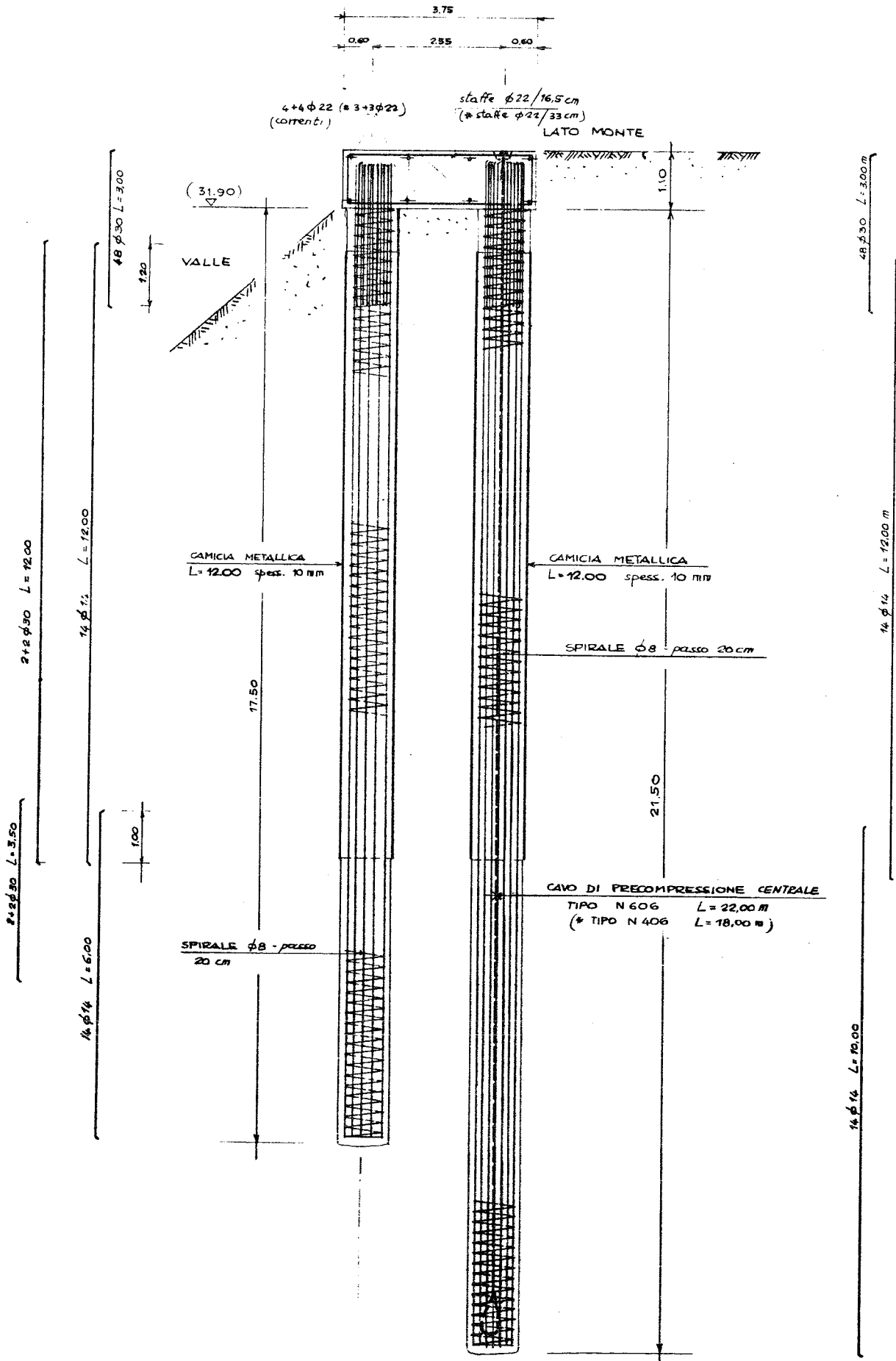
LEGENDA

-  TVR
TERRENO VEGETALE E RIPORTO
-  PZ
POZZOLANA
-  LA
LIMO ARGILLOSO GRIGIO-BIANCO
-  LA_n
LIMO CON ARGILLA NERASTRO
-  SL
SABBIA LIMOSA
-  S
SABBIA
-  GSl
GHIAIA SABBIOSA TALORA LIMOSA
-  SUPERFICIE DI SCORRIMENTO DI FRANA
-  PROBABILE SUPERFICIE DI SCORRIMENTO DI FRANA



SEZIONE TIPO

scala 1:100



EFFETTI DELLA VISCOSITA' DEL CONGLOMERATO E DEL TERRENO SULL'INTERAZIONE FRA STRUTTURA E FONDAZIONE

GIUSEPPE CREAZZA⁽¹⁾ - FRANCO MOLA⁽²⁾

- (1) Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni, Istituto Universitario di Architettura, Venezia
- (2) Professore Associato di Progetti di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

La presenza di deformazioni viscosi nei materiali ha una influenza a volte sensibile sull'interazione fra suolo e struttura. Nel presente lavoro, schematizzando il comportamento della struttura mediante un modello elasto-viscoso lineare e quello del suolo attraverso la generalizzazione in campo viscoso del modello elastico di Winkler, viene dedotta l'equazione generale che governa l'equilibrio di travi viscoelastiche interagenti con un suolo pure viscoelastico. Viene successivamente presentata la formulazione approssimata del problema che permette di ottenere rapidamente la soluzione quale combinazione lineare di soluzioni elastiche nelle quali i parametri elastici dei materiali sono opportunamente variati. Alcune applicazioni ed i confronti con i risultati ottenuti dalla soluzione esatta mostrano la rapidità di applicazione e la precisione dei risultati che discendono dalla soluzione approssimata.

SUMMARY

Creep deformations have sometimes great influence on the interaction between the soil foundation and the overhanging structure. In this paper, describing the structural behaviour by means of a viscoelastic model and the soil behaviour through the generalization to the viscoelastic range of Winkler's elastic model, the general equilibrium equation of a viscoelastic beam resting on a viscoelastic soil is deduced. An approximate solution, based on an algebraic formulation of the creep law is then proposed. This formulation allows to obtain rapidly the solution as a linear combination of elementary elastic solutions in which the elastic coefficients are adequately varied. Some numerical examples and the comparison with the results derived from the exact solution show the good precision of the algebraic formulation.

1. PREMESSE

L'analisi della interazione fra suolo e struttura è influenzata in maniera decisiva dalle caratteristiche di deformabilità dei materiali. In presenza di azioni sia di tipo statico che geometrico, il sistema di azioni che la struttura scambia con il complesso fondazione-suolo, escluso il caso invero particolare di struttura collegata isostaticamente alla fondazione, deve essere determinato imponendo la congruenza degli spostamenti delle parti a contatto, il che implica ap-

punto di dovere mettere in conto la deformabilità dei materiali. Quando si trattano strutture in cemento armato e relativamente alle situazioni di esercizio, la schematizzazione più correntemente impiegata consiste nell'adottare un modello di comportamento elastico lineare sia per il materiale costituente la struttura che per quello del suolo. Riguardo il suolo, nei confini della teoria elastica lineare possono prospettarsi svariati modelli per descriverne il funzionamento e fra questi si ricordano il semispazio elastico (I), lo strato elastico con caratteristiche variabili con la profondità (II), il letto elastico costituito da elementi lineari indipendenti, altrimenti denominato suolo di Winkler, (III). Con riferimento a quest'ultimo modello e per fondazioni lineari, aventi funzionamento a trave, si è sviluppata la teoria della trave su suolo elastico di Winkler, la quale costituisce un mezzo di calcolo sufficientemente rapido ed affidabile per lo studio dell'interazione suolo-struttura. In particolare, con riferimento a travi appoggiate su suolo di Winkler e soggette a condizioni di carico del tutto generali, sono state determinate le corrispondenti soluzioni ed i risultati sono ampiamente riportati e tabellati ad esempio in (IV), (V), (VI), mentre in (VII), (VIII), sono fornite informazioni e schematizzazioni semplificate che permettono di valutare l'interazione suolo-struttura in modo sufficientemente approssimato, senza dover ricorrere a calcolazioni particolarmente laboriose. In presenza di azioni di tipo permanente, occorre tenere conto che nel conglomerato costituente la struttura e la fondazione si manifestano deformazioni viscosi che danno luogo all'insorgere di uno stato di coazione fra il complesso struttura-fondazione ed il suolo. Inoltre, anche nel suolo, come riconosciuto in (VIII), possono nascere deformazioni viscosi aventi in genere caratteristiche ed intensità differenti rispetto a quelle del complesso struttura-fondazione. Una analisi più precisa della interazione suolo-struttura, pur nell'ambito della schematizzazione del suolo alla Winkler, può farsi considerando il complesso struttura fondazione come un insieme viscoelastico, soggetto ad una distribuzione continua di vincoli viscoelastici o più semplicemente elastici allorché il suolo sia esente da fenomeni viscosi. Operando in questo modo le equazioni che governano il problema divengono di tipo integrale e la loro risoluzione comporta oneri computazionali non indifferenti. A tale riguardo si mostrano particolarmente utili quelle schematizzazioni del comportamento dei materiali che permettono di ricondurre le equazioni integrali a forme di più semplice soluzione. Per perseguire questo obiettivo, in (IX), nel caso particolare di suolo puramente elastico, il problema è stato affrontato schematizzando il conglomerato come materiale solo invecchiante, il che, come è ben noto, permette di ricondurre le equazioni integrali a forme differenziali. La descrizione del comportamento viscoso mediante il modello di invecchiamento risulta però troppo restrittiva e può portare ad errori non tollerabili specialmente nei casi in cui la costruzione della struttura soprastante la fondazione avvenga in tempi lunghi e pertanto al complesso struttura-fondazione sono applicate quote di carico in tempi avanzati, quando il comportamento prevalente del conglomerato è di tipo ereditario. Vi è inoltre da osservare che la risoluzione del problema, ricondotta a quella di un sistema di equazioni differenziali, deve essere affrontata per via numerica ed in

questa ottica non appare razionale apportare semplificazioni nella descrizione del comportamento dei materiali, potendosi procedere per via generale mediante soluzione numerica delle equazioni integrali cui si perviene ricorrendo ad una descrizione appropriata ed affidabile del comportamento viscoso dei materiali. Al contrario appaiono estremamente efficaci i metodi che ricorrono a formulazioni approssimate della legge di viscosità, riconducendola ad una forma algebrica pseudo-elastica lineare. Tali metodi hanno il pregio di potere considerare senza alcuna difficoltà il reale comportamento dei materiali e permettono di risolvere il problema in fase elasto-viscosa mediante la combinazione lineare di soluzioni di tipo elastico ottenute facendo riferimento sia ai reali parametri elastici dei materiali sia a parametri opportunamente variati, onde tenere conto delle deformazioni viscoso che si manifestano nel tempo. In (X) sono riportate le soluzioni esatte ed approssimate relative alle travi viscoelastiche appoggiate su suolo pure viscoelastico, nelle più generali situazioni di carico e di topologia del problema (travi con sezioni variabili, suolo con caratteristiche variabili lungo l'asse delle travi) e sono discussi i gradi di approssimazione cui si giunge adottando le formulazioni semplificate, mentre in (XI) sono svolti numerosi esempi ed applicazioni ed è affrontato nella sua completezza il problema della interazione fra il suolo e la struttura. Nel presente lavoro, con riferimento a travi di sezione costante e di terreno omogeneo, vengono presentate le soluzioni esatta e quella approssimata del problema, mostrando attraverso semplici esempi la grande precisione del metodo approssimato e la sua veramente semplice modalità di applicazione.

2. SOLUZIONE GENERALE

Si consideri la trave di sezione costante di Fig.1a, costituita da materiale omogeneo elasto-viscoso lineare, appoggiata ad un suolo omogeneo pure elasto-viscoso lineare. Alla trave, la cui sezione trasversale è mostrata in Fig.1b, sono applicate azioni statiche genericamente variabili nel tempo.

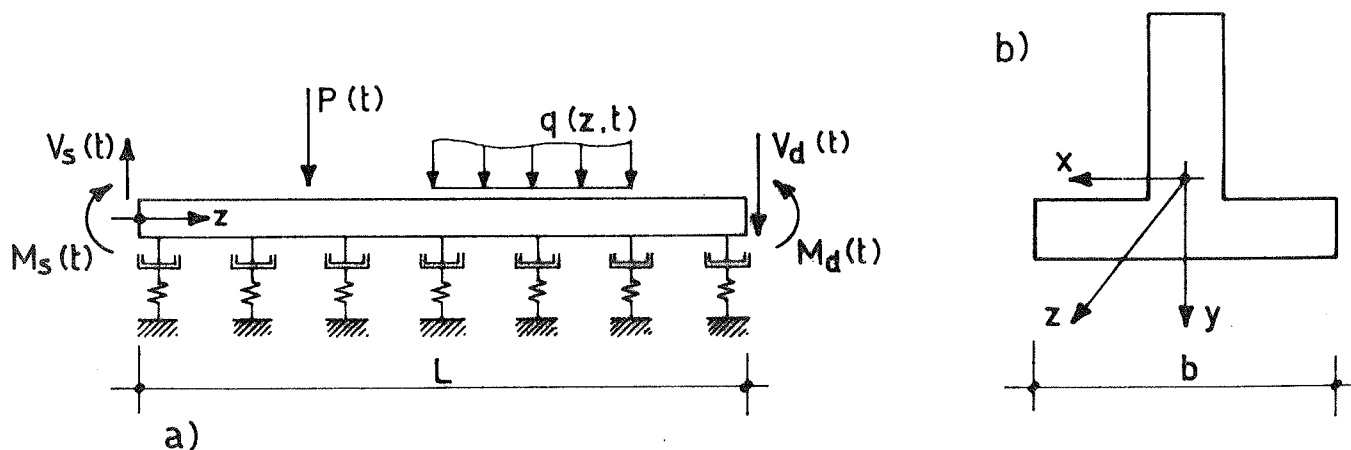


Fig.1 Schema della trave e sua sezione trasversale.

Indicate con $f(t, \tau)$, $f^*(t, \tau)$ le funzioni di viscosità del materiale della trave e del suolo, nella sezione di ascissa z ed al tempo t valgono le relazioni:

$$\begin{aligned} -\int_0^t dM(z, \tau) f(t, \tau) &= J \partial^2 y(z, t) / \partial z^2 \\ \int_0^t d\rho(z, \tau) f^*(t, \tau) &= y(z, t) \end{aligned} \quad (1)$$

avendo indicato con $M(z, t)$ il momento flettente, con $\rho(z, t)$ la reazione del suolo riferita all'unità di superficie e con $y(z, t)$ l'abbassamento verticale comune della trave e del suolo. Gli integrali che compaiono nelle (1) sono da considerarsi quali integrali di Stieltjes ed il simbolo d indica il differenziale totale rispetto alla variabile τ esprimente il tempo di applicazione degli incrementi di sollecitazione alla trave ed al suolo.

Per l'equilibrio risulta:

$$-\partial^2 M(z, t) / \partial z^2 = q(z, t) - \rho(z, t) b \quad (2)$$

cosicchè, combinando le (1) e (2) si ottiene:

$$\begin{aligned} \int_0^t \partial^4 / \partial z^4 (\partial r(z, \tau) / \partial \tau) f^*(t, \tau) d\tau / b + (1/J) \int_0^t \partial r(z, \tau) / \partial \tau f(t, \tau) d\tau = \\ (1/J) \int_0^t \partial q(z, \tau) / \partial \tau f(t, \tau) d\tau \end{aligned} \quad (3)$$

avendo posto:

$$r(z, t) = \rho(z, t) b \quad (4)$$

Le condizioni al contorno del problema, in virtù delle (1), sono fornite dalle relazioni:

$$\begin{aligned} -\int_0^t dM_s(\tau) f(t, \tau) &= (J/b) \int_0^t \partial / \partial \tau (\partial^2 r(z, \tau) / \partial z^2)_{z=0} f^*(t, \tau) d\tau \\ -\int_0^t dV_s(\tau) f(t, \tau) &= (J/b) \int_0^t \partial / \partial \tau (\partial^3 r(z, \tau) / \partial z^3)_{z=0} f^*(t, \tau) d\tau \\ -\int_0^t dM_d(\tau) f(t, \tau) &= (J/b) \int_0^t \partial / \partial \tau (\partial^2 r(z, \tau) / \partial z^2)_{z=L} f^*(t, \tau) d\tau \\ -\int_0^t dV_d(\tau) f(t, \tau) &= (J/b) \int_0^t \partial / \partial \tau (\partial^3 r(z, \tau) / \partial z^3)_{z=L} f^*(t, \tau) d\tau \end{aligned} \quad (5)$$

L'insieme delle (3) e (5) fornisce la soluzione del problema nella funzione incognita $r(z, t)$, rappresentante la reazione del suolo riferita all'unità di lunghezza della trave. Una volta determinata tale funzione, per integrazione diretta della seconda delle (1) si ottiene la funzione di spostamento $y(z, t)$ e quindi, risolvendo l'equazione integrale di Volterra nell'incognita $M(z, t)$ rappresentata dalla prima delle (1), oppure, integrando due volte lungo z la (2) e tenendo conto delle condizioni al contorno, si ricava lo stato di sollecitazione nella trave. Nel caso particolare in cui il suolo sia solamente elastico il problema si semplifica considerevolmente, in quanto la seconda delle (1) assume la forma algebrica lineare:

$$\rho(z, t) = k_0 y(z, t) \quad (6)$$

ove si è indicato con k_0 la costante di sottofondo del suolo.

In tal modo la (3) diviene:

$$\partial^4 y(z,t)/\partial z^4 + (k_0 b/J) \int_0^t \partial y(z,\tau)/\partial \tau f(t,\tau) d\tau = (1/J) \int_0^t \partial q(z,\tau)/\partial \tau f(t,\tau) d\tau \quad (7)$$

ed anche le condizioni al contorno (5), in virtù della (6), si esprimono direttamente nella variabile $y(z,t)$. L'incognita del problema è quindi rappresentata dalla funzione di spostamento $y(z,t)$, la cui determinazione deriva dalla risoluzione della (7) con le condizioni al contorno (3). Mediante la (6) si ottiene poi immediatamente la reazione del suolo, che, inserita nella (2) permette dopo una doppia integrazione lungo z , di ricavare lo stato di sollecitazione nella trave. Si osservi inoltre che, qualora il materiale costituente la trave sia anch'esso puramente elastico, risulta $f(t,\tau)=1/E$ e la (7) si riduce alla ben nota equazione della trave su suolo elastico di Winkler:

$$d^4 y(z)/dz^4 + (k_0 b/EJ)y(z) = q(z)/(EJ) \quad (8)$$

La risoluzione della (3), che rappresenta una equazione integro-differenziale alle derivate parziali, con le condizioni al contorno (5), costituite da equazioni integrali di Volterra, deve essere necessariamente affrontata per via numerica, discretizzando opportunamente il problema nello spazio e nel tempo. A tale scopo, si mostra particolarmente efficace l'algoritmo numerico mediante il quale le derivate spaziali vengono espresse alle differenze finite, mentre gli integrali temporali sono approssimati utilizzando la regola dei trapezi, (XII). Operando in questo modo, ed indicato con $\Delta \underline{r}_k$ il vettore colonna contenente gli incrementi della reazione del suolo che si manifestano nei punti di suddivisione spaziale della struttura al passo temporale generico (indice k), si ottiene il seguente sistema algebrico lineare, \underline{r}_i corrente nel tempo:

$$\underline{G}_k \Delta \underline{r}_k = \Delta \underline{U}_k - \sum_{j=1}^{k-1} \underline{G}_{j,k-1} \Delta \underline{r}_j \quad (9)$$

Nella (9) la matrice \underline{G}_k dipende dalle proprietà viscoelastiche dei materiali relative ai tempi t_k e t_{k-1} , le matrici $\underline{G}_{j,k-1}$ sono funzioni delle proprietà viscoelastiche dei materiali relative al tempo t_{k-1} ed al generico tempo t_j ($j < k-1$), di suddivisione temporale, mentre il vettore $\Delta \underline{U}_k$ rappresenta l'incremento al passo temporale k del vettore contenente gli effetti prodotti dai carichi esterni. La (9) riconduce la risoluzione del problema a quella di una sequenza di problemi pseudo-elastici incrementali, nei quali, il secondo termine a secondo membro della (9), può essere considerato alla stregua di una deformazione impressa dipendente dalla storia di carico e rappresentante gli effetti prodotti dalla viscosità dei materiali. Risolvendo la (9) si ottiene

$$\Delta \underline{r}_k = \underline{G}_k^{-1} \Delta \underline{U}_k - \underline{G}_k^{-1} \sum_{j=1}^{k-1} \underline{G}_{j,k-1} \Delta \underline{r}_j \quad (10)$$

cosicchè dalla seconda delle (1) e dalla (2) si ricava:

$$\underline{y}_k = \sum_{j=1}^k \Delta \underline{r}_j \underline{c}_{j,k} / b$$

$$\underline{M}_k = \underline{A}^{-1} (\underline{Q}_k - \sum_{j=1}^k \Delta \underline{r}_j) \quad (11)$$

essendosi indicati con $c_{j,k}$ i coefficienti dello sviluppo in forma trapezia dell'integrale che compare a primo membro della seconda delle (1), con \underline{A} la matrice, costante nel tempo, che correla alle differenze finite i momenti flettenti con i carichi trasversali agenti lungo la trave e con \underline{Q}_k il vettore dei carichi esterni al tempo $t=t_k$.

3. SOLUZIONE APPROSSIMATA

Sempre con riferimento alla trave di fig.1, descrivendo il comportamento elasto-viscoso dei materiali mediante la forma algebrica indicata in (XIII), (XIV), le (1) assumono la forma:

$$-M(z,t)/(E'J) - M(z,t_0)/(E''J) = \partial^2 y(z,t)/\partial z^2 \quad (13)$$

$$\rho(z,t)/k' + \rho(z,t_0)/k'' = y(z,t)$$

ove, con evidente significato dei coefficienti $\phi, \phi^*, \chi, \chi^*$, si è posto:

$$E' = E(t_0)/(1+\chi(t,t_0)\phi(t,t_0)) \quad (14)$$

$$E'' = E(t_0)/(\phi(t,t_0)(1-\chi(t,t_0)))$$

$$k' = k_0/(1+\chi^*(t,t_0)\phi^*(t,t_0)) \quad (15)$$

$$k'' = k_0/(\phi^*(t,t_0)(1-\chi^*(t,t_0)))$$

e si è indicato con t_0 il tempo di applicazione del carico. Ponendo l'indice 0 alle grandezze relative all'istante t_0 e nessun indice a quelle all'istante t , tralasciando di indicare la dipendenza da z , la combinazione delle (2) e (13), in assenza di carichi esterni distribuiti ($q(z,t)=0$), fornisce:

$$y^{IV} + 4\alpha^{-4}y = 4\alpha^{-4}c^*y_0 \quad (16)$$

ove si è posto:

$$4\alpha^{-4} = k'b/(E'J) \quad (17)$$

$$c^* = k_0/k'(-E'/E'' + k'/k'')$$

Poichè all'istante t_0 risulta:

$$y_0^{IV} + 4\alpha^4 y_0 = 0 \quad (18)$$

con

$$4\alpha^4 = k_0 b/(E(t_0)J) \quad (19)$$

se si indica ora con \bar{y} l'integrale generale della equazione omogenea associata alla (16) e posto:

$$\mu = c^*\alpha^{-4}/(\alpha^{-4} - \alpha^4) \quad (20)$$

in virtù della (18), l'integrale generale della (16) si scrive:

$$y = \bar{y} + \mu y_0 \quad (21)$$

e dalla prima delle (13) e dalla relazione differenziale sussistente fra il momento flettente M e la forza di taglio V, si ricava:

$$M = -E'J\bar{y}'' - E'Jy_0'' \mu - (E'/E'')M_0 \quad (22)$$

$$V = -E'J\bar{y}''' - E'Jy_0''' \mu - (E'/E'')V_0$$

Ma poichè al tempo $t=t_0$ risulta:

$$M_0 = -E(t_0)Jy_0'' \quad (23)$$

$$V_0 = -E(t_0)Jy_0'''$$

le (22) assumono la forma

$$M = -E'J\bar{y}'' - M_0(E'/E'' - \mu E'/E(t_0)) \quad (24)$$

$$V = -E'J\bar{y}''' - V_0(E'/E'' - \mu E'/E(t_0))$$

Posto pertanto:

$$\lambda = E'/E'' - \mu E'/E(t_0) \quad (25)$$

le condizioni al contorno si scrivono:

$$\begin{aligned} -E'J\bar{y}''|_{z=0} &= M_s + \lambda M_{so} \\ -E'J\bar{y}'''|_{z=0} &= V_s + \lambda V_{so} \\ -E'J\bar{y}''|_{z=L} &= M_d + \lambda M_{do} \\ -E'J\bar{y}'''|_{z=L} &= V_d + \lambda V_{do} \end{aligned} \quad (26)$$

Indicato quindi con \bar{y}_e l'integrale generale della equazione omogenea associata alla (16) che soddisfa alle condizioni al contorno rappresentate dalle sollecitazioni ivi applicate al tempo t e con \bar{y}_{eo} l'analogo quando al contorno sono applicate le sollecitazioni valutate per $t=t_0$, in virtù del principio di sovrapposizione, le (26) sono soddisfatte dall'integrale generale \bar{y} avente espressione:

$$\bar{y} = \bar{y}_e + \lambda \bar{y}_{eo} \quad (27)$$

In virtù delle (17), (24), (21) e della seconda delle (13), lo stato di spostamento e di sollecitazione nella trave nonchè la reazione del terreno assumono la forma definitiva:

$$y = \bar{y}_e + \lambda \bar{y}_{eo} + \mu y_0 \quad (28)$$

$$M = -E'J\bar{y}_e'' + \lambda J(E(t_0)y_0'' - E'\bar{y}_{eo}'')$$

$$V = -E'J\bar{y}_e'''' + \lambda J(E(t_0)y_0'''' - E'\bar{y}_{e0}'''') \quad (29)$$

$$\rho = k'(\bar{y}_e + \lambda\bar{y}_{e0}) + k_0y_0(-k'/k'' + \mu k'/k_0)$$

La risoluzione del problema per mezzo delle (28), (29) è pertanto ricondotta alle seguenti operazioni:

- si risolve il problema elastico all'istante iniziale t_0 , determinando lo stato di spostamento y_0 , dipendente dalle grandezze $E(t_0), k_0, \alpha$;
- si determinano i coefficienti $\bar{\alpha}, \mu, \lambda$, e si risolve il problema elastico al tempo t , con riferimento ad una trave avente modulo E' ed ad un suolo avente costante k' , in presenza delle sollecitazioni al contorno al tempo t , determinando lo stato di spostamento \bar{y}_e ;
- si risolve il problema elastico analogo al precedente, ma in presenza delle sollecitazioni al contorno relative al tempo t_0 , ricavando lo stato di spostamento \bar{y}_{e0} ;
- si applicano le (28) e (29) e si ricava lo stato di spostamento totale al tempo t nonchè quello di sollecitazione al medesimo tempo.

In presenza di azioni costanti nel tempo, risulta ovviamente $\bar{y}_e = \bar{y}_{e0}$ e le (28), (29) assumono la forma:

$$y = \bar{y}_{e0}(1+\lambda) + \mu y_0 \quad (30)$$

$$M = -E'J\bar{y}_{e0}''(1+\lambda) + \lambda JE(t_0)y_0''$$

$$V = -E'J\bar{y}_{e0}'''(1+\lambda) + \lambda JE(t_0)y_0''' \quad (31)$$

$$\rho = k'\bar{y}_{e0}(1+\lambda) + k_0y_0(-k'/k'' + \mu k'/k_0)$$

Dalle (30), (31) possono desumersi interessanti casi particolari. Innanzitutto, in presenza di un suolo puramente elastico risulta $\phi^*=0$ e dalle (15), (17) si ricava:

$$1/k''=0, k' = k_0, c^* = -\phi(1-\chi)/(1+\chi\phi) \quad (32)$$

mentre dalle (14), (17), (19) discende:

$$\bar{\alpha}^4/\alpha^4 = 1+\chi\phi \quad (33)$$

Risulta allora:

$$\mu = -(1-\chi)/\chi \quad (34)$$

$$\lambda = (1-\chi)/\chi$$

e le (30), (31) divengono:

$$\bar{y} = \bar{y}_{e0} + ((1-\chi)/\chi)(\bar{y}_{e0} - y_0) \quad (35)$$

$$M = -E'J\bar{y}_{e0}'' + ((1-\chi)/\chi)(-E'J\bar{y}_{e0}'' + E(t_0)Jy_0'')$$

$$V = -E'J\bar{y}_{e0}''' + ((1-\chi)/\chi)(-E'J\bar{y}_{e0}''' + E(t_0)Jy_0''') \quad (36)$$

$$\rho = k_0(\bar{y}_{e0} + ((1-\chi)/\chi)(\bar{y}_{e0} - y_0))$$

Qualora il materiale della trave presenti un comportamento elasto-viscoso di tipo ereditario, allorchè il tempo t diviene molto grande, (teoricamente quando $t \rightarrow \infty$), si ha $\chi=1$, (XIV), e le (35), (36) assumono la forma particolarmente semplice:

$$Y = \bar{Y}_{eo} \quad (37)$$

$$M = - E' J \bar{Y}_{eo}''$$

$$V = - E' J \bar{Y}_{eo}''' \quad (38)$$

$$\rho = k_o \bar{Y}_{eo}$$

coincidente con la soluzione elastica relativa ad una trave elastica di modulo $E' = E(t_o) / (1 + \phi)$, appoggiata su un suolo con costante di sottofondo k_o e si riconosce in essa l'affermazione delle ben note proprietà asintotiche del modello viscoso ereditario. Infine, se il materiale della trave e del suolo hanno un comportamento elasto-viscoso identico, ($\phi = \phi^*$, $\chi = \chi^*$), dalla (17), per le (14), (15) risulta subito $c^* = 0$, $\mu = 0$, $\alpha = \alpha$, cosicchè la (21), tenendo conto della (22) scritta in presenza di azioni costanti fornisce semplicemente:

$$Y = \bar{Y}_{eo} (1 + \lambda) \quad (39)$$

Dalle condizioni al contorno (26), tenuto conto delle (23) risulta poi:

$$\bar{Y}_{eo} = Y_o (1 + \chi \phi) \quad (40)$$

cosicchè, ricordando la (25), le (30) e (31) si scrivono:

$$Y = Y_o (1 + \phi) \quad (41)$$

$$M = -E(t_o) Y_o''$$

$$V = -E(t_o) Y_o''' \quad (42)$$

$$\rho = k_o Y_o$$

e si evidenziano facilmente nelle (41) e (42) le proposizioni del primo teorema della viscosità lineare, ovvia conseguenza dell'omogeneità di comportamento elasto-viscoso dei materiali costituenti la trave ed il suolo.

4. APPLICAZIONI

Le relazioni precedenti sono state utilizzate per la risoluzione di una trave sottoposta ad un carico concentrato P costante nel tempo, applicato ad un estremo oppure in mezzzeria della trave stessa. Si sono inoltre considerate le due situazioni di suolo puramente elastico oppure di suolo viscoelastico ereditario. Il comportamento elasto viscoso del conglomerato della trave è stato descritto mediante il modello ACI, (XV), ed i valori numerici assunti sono:

$$t_0 = 7 \text{ giorni}; E(7) = 24,685 \text{ GPa}; k_0 = 0,02943 \text{ N/mm}^3;$$
$$\phi(\infty, 7) = 3,0; \phi^*(\infty, 7) = 1,2; \chi = 0,8; \chi^* = 0,9;$$
$$J = 7,36 \times 10^{10} \text{ mm}^4; b = 2 \times 10^3 \text{ mm}; L = 10 \times 10^3 \text{ mm}$$

Le figure 2+5 si riferiscono alla situazione di suolo solamente elastico mentre le figure 6+9 illustrano il caso di suolo elasto-viscoso ereditario. La viscosità della trave dà luogo ad un incremento dello stato di spostamento la cui entità è pressochè indipendente dal punto di applicazione del carico, avendosi nel caso di carico in mezzzeria, (fig.2), uno spostamento sotto il carico, a fenomeni viscosi esauriti, pari a 1,43 volte quello iniziale, mentre nel caso di carico sul bordo tale spostamento risulta essere 1,44 volte quello iniziale. All'incremento di spostamento fa riscontro un aggravio dello stato tensionale nel suolo, cui consegue una riduzione dello stato di sollecitazione nella trave. Dovendosi mantenere l'equilibrio globale della struttura, il diagramma delle pressioni sul suolo, in questo caso coincidente a meno di un fattore di scala con quello degli spostamenti, nel tempo cambia di segno in alcune zone della trave per compensare l'aumento di reazione che si ha in corrispondenza dei punti di applicazione del carico. La variazione dello stato di sollecitazione della trave assume valori non trascurabili, anche in funzione del punto di applicazione del carico, avendosi per carico in mezzzeria una diminuzione del 36% del momento flettente di valor massimo, mentre per carico sul bordo tale diminuzione risulta del 54%. In presenza di suolo elasto-viscoso, si assiste ad un marcato aumento della deformabilità globale del complesso suolo-struttura, mentre la variabilità dello stato tensionale sia nel suolo che nella trave risulta più contenuta. Nella fig.6 e nella fig.8 si osserva che il rapporto fra lo spostamento finale e quello iniziale nelle sezioni in corrispondenza al carico vale 2,56 per carico in mezzzeria e 2,34 per carico sul bordo, mentre dalle figure 7 e 9 si rileva che la variazione percentuale del momento flettente massimo vale 16% per carico in mezzzeria e 19% per carico sul bordo. Questo fatto risulta del resto facilmente spiegabile ricordando che nel caso di suolo elasto viscoso la non omogeneità del complesso struttura-suolo risulta più contenuta di quella che si ha allorchè il suolo si comporta solo elasticamente, cosicchè lo stato di sollecitazione e di spostamento risulta più vicino a quello previsto dal primo principio della viscosità lineare. Ciò è peraltro in accordo alle considerazioni generali che possono farsi riguardo il comportamento di strutture viscoelastiche con vincoli pure viscoelastici, (XVI), (XVII), (XVIII). Precisamente, quando il suolo è puramente elastico risulta massima la eterogeneità strutturale, cui consegue la minima deformabilità globale e la massima variabilità dello stato di sollecitazione sia nei vincoli che nella struttura. Viceversa, quando i vincoli presentano un comportamento elasto-viscoso identico a quello della struttura, risulta nulla la eterogeneità del complesso e si ha la massima deformabilità globale accompagnata dall'assenza di variazione dello stato tensionale sia nei vincoli che nella struttura. Nei casi intermedi, ove il comportamento del vincolo è di tipo elasto-viscoso differente da quello della struttura, la deformabilità e la variabilità dello stato tensionale risultano intermedi a quelli dei due casi limite anzidetti. Si osservi infine che i risultati riportati nelle figure con linea tratteggiata sono quelli

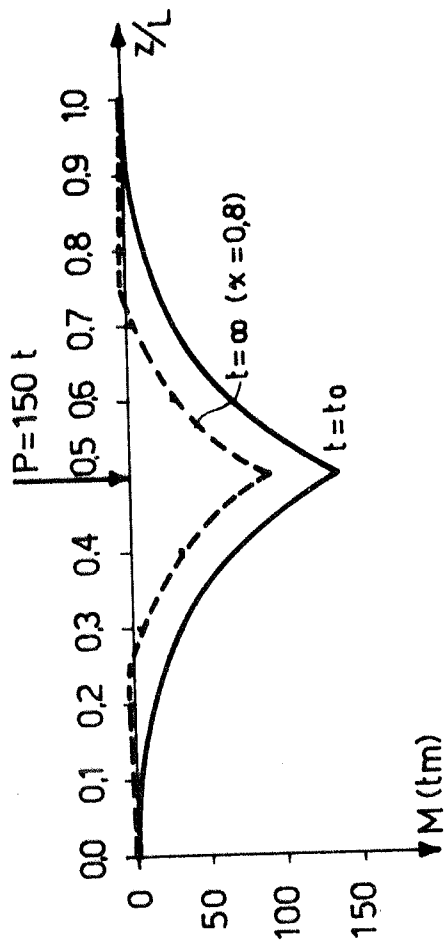


Fig. 3 Momento flettente, carico in mezzzeria.

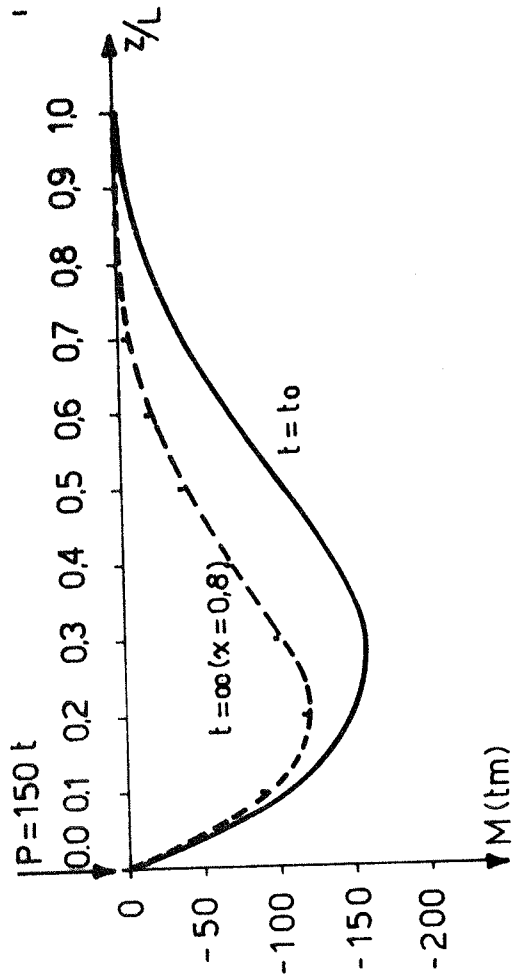


Fig. 5 Momento flettente, carico sul bordo.

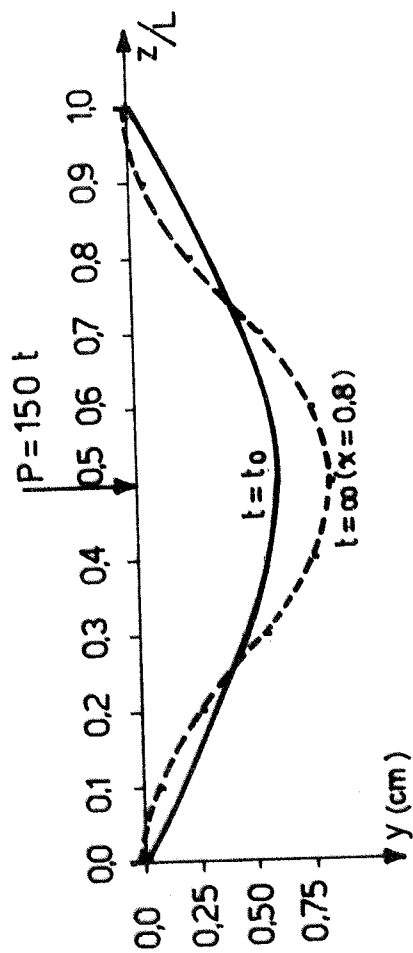


Fig. 2 Spostamenti, carico in mezzzeria.

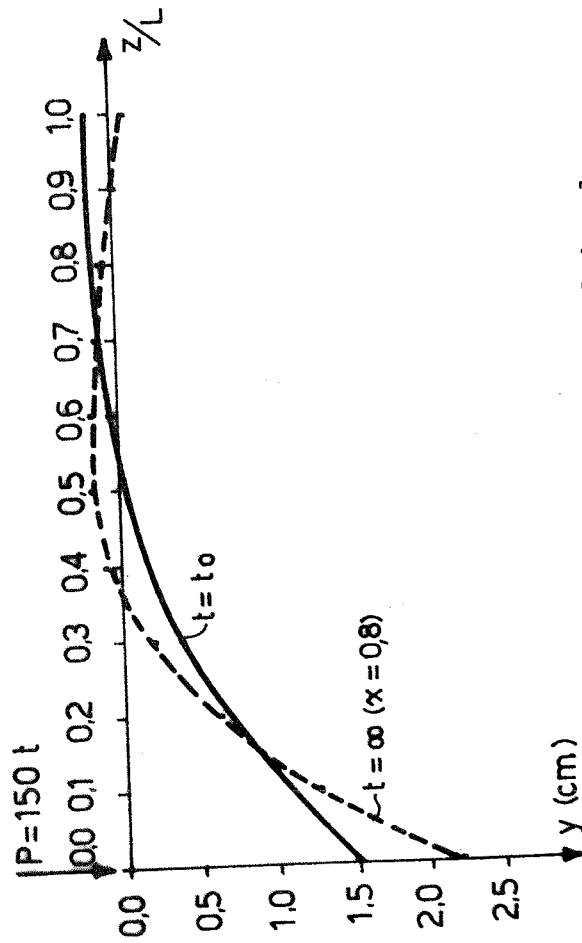


Fig. 4 Spostamenti, carico sul bordo.

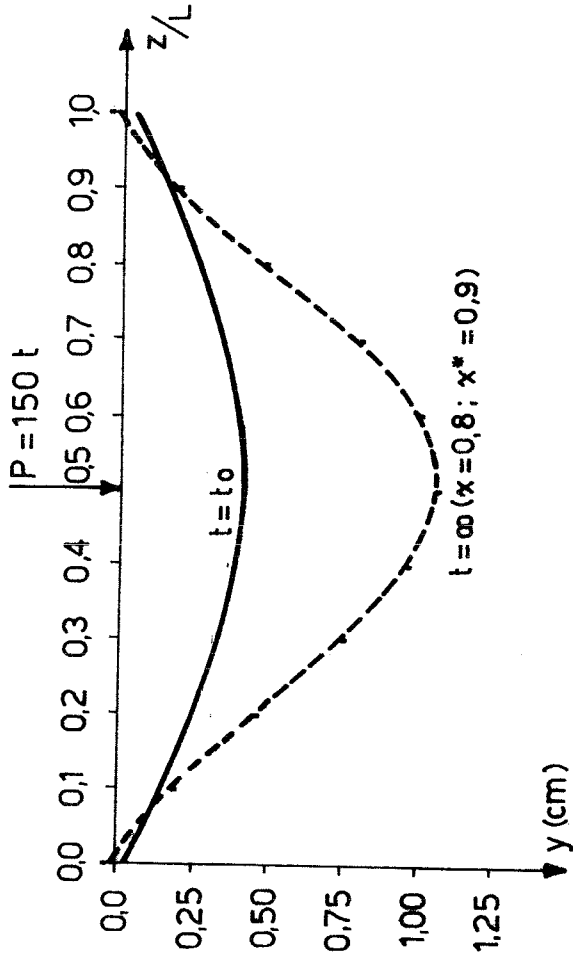


Fig. 6 Spostamenti, carico in mezzzeria.

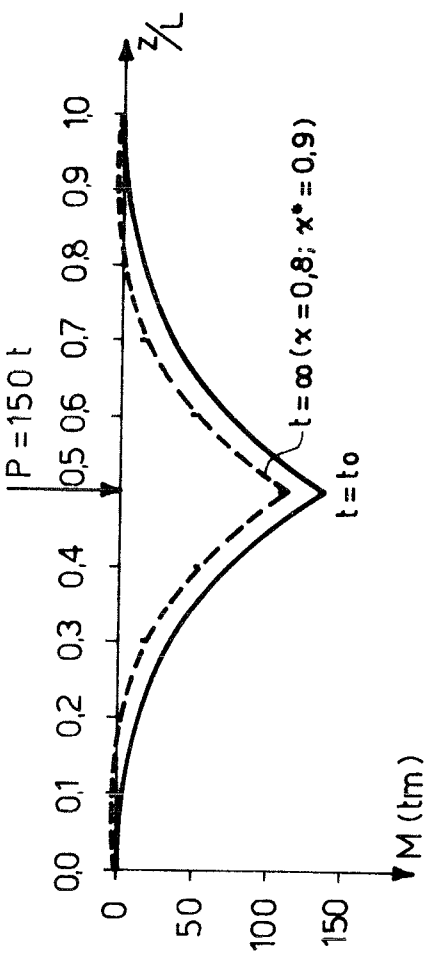


Fig. 7 Momento flettente, carico in mezzzeria.

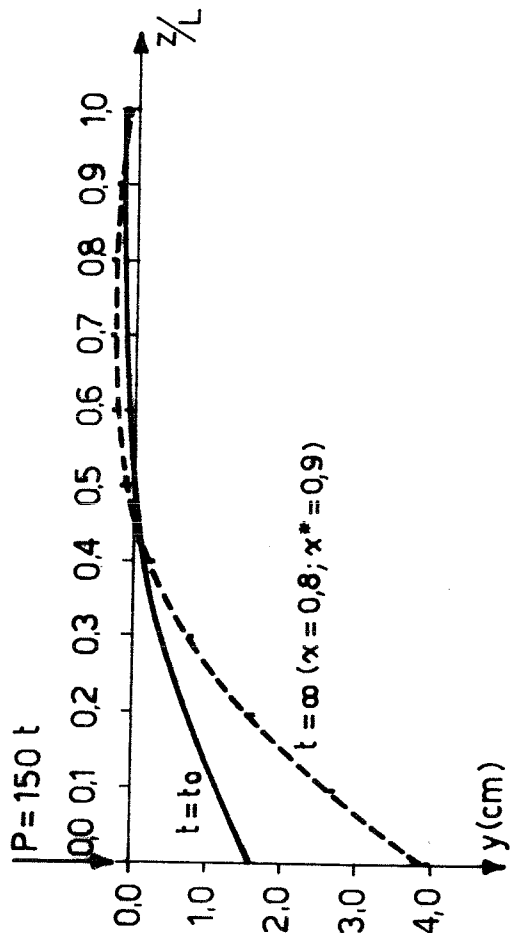


Fig. 8 Spostamenti, carico sul bordo.

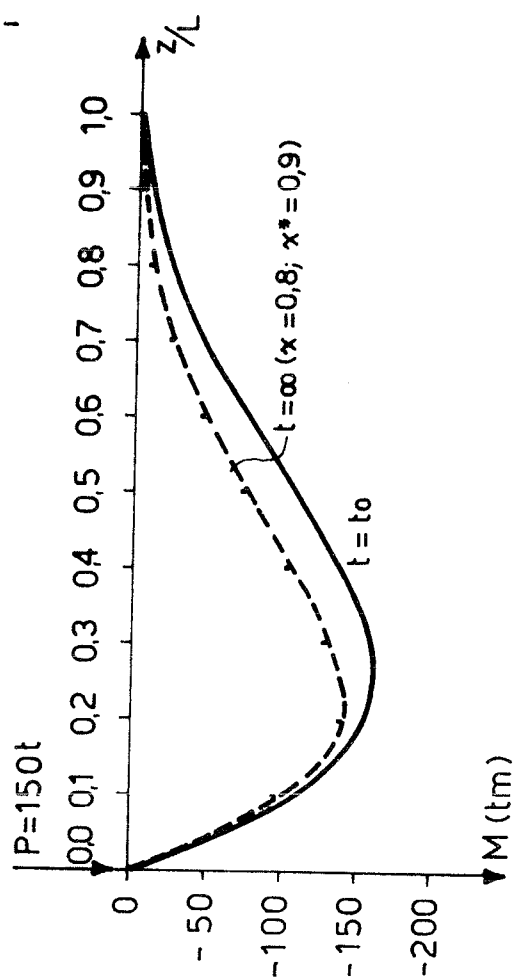


Fig. 9 Momento flettente, carico sul bordo.

derivati dall'applicazione della trattazione approssimata del problema, mentre quelli relativi alla soluzione esatta sono rappresentati da punti isolati. L'esame dei diagrammi mostra chiaramente l'ottimo livello di precisione della soluzione approssimata, avendosi nei due casi scarti massimi rispetto alla soluzione generale inferiori all'1,5% sia nei riguardi della valutazione dello stato di spostamento che di sollecitazione. Alla luce di questo fatto, e considerata la semplicità ed agilità di applicazione, la soluzione approssimata può essere utilmente e vantaggiosamente applicata nell'analisi pratica dei problemi relativi all'interazione suolo-struttura.

RINGRAZIAMENTO

Gli autori desiderano ringraziare il Dr. Arch. R. Celadin, ricercatore presso l'Istituto Superiore di Architettura di Venezia ed il Dr. Ing. M. A. Pisani, studente di dottorato di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano per le elaborazioni numeriche relative agli esempi svolti.

5. BIBLIOGRAFIA

- (I) BOUSSINESQ, J., MICHELL, J.H., Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Gauthier-Villars, Paris, 1885;
- (II) GIBSON, R.E., The analytical method in Soil Mechanics, Geotechnique, Vol. 24, 1974.
- (III) WINKLER, E., Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Prag, 1867.
- (IV) ZIMMERMANN, H., Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin, 1930.
- (V) BOWLES, J.E., Foundations Analysis and Design, Mc Graw-Hill, New York, 1968.
- (VI) HETENYI, M., Beams on Elastic Foundation, The University of Michigan Press, Ann Arbor, 1946.
- (VII) POZZATI, P., Metodi per il calcolo delle fondazioni, Zanichelli, Bologna, 1953.
- (VIII) CESTELLI GUIDI, C., Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, Hoepli, Milano, 1984.
- (IX) GATTI, G.F., IORI, I., Influenza della viscosità nei problemi di interazione fondazione-terreno, Rivista Italiana di Geotecnica, N.2, 1980.
- (X) CREAZZA, G., MOLA, F., Analisi generale in fase elasto-viscosa lineare di strutture di fondazione, I.U.A.V., Venezia, in corso di stampa.
- (XI) CREAZZA, G., MOLA, F., Interazione suolo-struttura in presenza di fenomeni viscosi nei materiali, I.U.A.V., Venezia, in corso di stampa.
- (XII) FIP/CEB, Manual "Structural Effects of time-dependent behaviour of concrete", Bulletin d'Information N.142, 142bis, 1984.

- (XIII) BAZANT,Z.P., Prediction of Concrete Creep using Age-Adjusted-Effective-Modulus-Method, ACI Journal,N.4,1972.
- (XIV) MOLA,F., Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. in fase elasto-viscosa lineare, Studi e Ricerche, Vol.3, Italcementi, Bergamo, 1981.
- (XV) ACI, Committee 209, Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI SP 27, Detroit,1971.
- (XVI) MIGLIACCI,A., Applicazioni dei Principi di viscosità, Tamburini, Milano, 1971.
- (XVII) MOLA,F., Applicazione del metodo delle funzioni di rilassamento ridotte all'analisi di strutture viscoelastiche non omogenee, Studi e Ricerche, Vol.4, Italcementi, Bergamo, 1982.
- (XVIII) MOLA,F., Viscosità, Analisi Strutturale, Atti del Corso di aggiornamento sul Progetto agli Stati Limite delle Strutture in Cemento Armato, Politecnico di Milano,1981, Edizioni CLUP, Milano, 1984.

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN UN EDIFICIO
IN C.A. INTERESSATO DA MOVIMENTO FRANOSO

GIORGIO CROCI - GIUSEPPE CARLUCCIO

SOMMARIO

Viene descritta la metodologia utilizzata per gli interventi.

Si è provveduto con urgenza a dare attuazione ad un programma di indagini (letture piezometriche, inclinometriche, livellazioni, ...). Contemporaneamente sono state previste tre fasi successive di intervento, in modo che in ciascuna di esse potessero essere utilizzati i risultati delle indagini fin lì acquisiti, in termini sia di definizione del fenomeno, sia di risposta del complesso suolo-struttura ad ogni singolo intervento. Le fasi hanno seguito i seguenti criteri:

- 1) intervento immediato sulle strutture di fondazione in modo da limitare l'evolversi del danno;
- 2) interventi in elevazione in cui è stato possibile limitare l'estensione basando la verifica di sicurezza sul controllo dei margini di duttilità anziché sui margini locali di resistenza;
- 3) interventi sul terreno per la sistemazione idraulica della zona e per arrestare definitivamente il movimento franoso.

SUMMARY

The choices made were governed by these criteria:

- 1) emergency intervention to limit damage development;
- 2) operations on the standing structures whose extent could be limited, safety assessment being based on checks on ductility margins rather than on local strength margins;
- 3) after a long period of observation of the landslippage, and after having clearly determined its caused, the stabilization of the soil itself is to be proceeded to.

1. PREMESSA

L'edificio è situato su un terreno con pendenza media di circa l'otto per cento. Il terreno di fondazione è costituito, come meglio precisato in seguito, da uno strato limo-argilloso-sabbioso con intercalazioni di elementi lapidei e da un sub-strato di argille scagliose consistenti.

L'edificio è stato costruito circa tredici anni orsono con struttura a telaio in cemento armato. Ha forma a T, con un corpo di fabbrica principale delle dimensioni di circa 50x20 m, ed uno trasversale 30x15 m, separati da un giunto strutturale realizzato mediante il raddoppio dei pilastri. Le fondazioni sono su plinti; in elevazione l'edificio è costituito da quattro solai e dal tetto.

A seguito di un movimento franoso, che interessa la zona su cui sorge l'edificio, si sono prodotte traslazioni e rotazioni relative che hanno causato lesioni diffuse nelle travi ai vari piani e manifestazioni fessurative più evidenti nelle tamponature e nelle tramezzature.

Lo studio e gli interventi sono stati articolati in tre fasi:

- la prima fase aveva lo scopo, da un lato di dare attuazione ad un piano d'indagini per individuare le caratteristiche del suolo (esecuzione di sondaggi, rilievi, pozzi piezometrici, ...) e l'evoluzione dei fenomeni ancora in atto (rilievi inclinometrici, livellazioni, ...), dall'altro di intervenire tempestivamente sulle strutture di fondazione (esecuzione di setti irrigidenti -v. paragrafo 3.) in modo da limitare l'evolversi dei danni sulle strutture in elevazione.
- la seconda fase, sulla base dei primi risultati delle indagini di cui si è fatto cenno, iniziate nell'ottobre 1982 ed ancora in corso, ha consentito di completare in elevazione l'intervento globale di rinforzo, (il ripristino del funzionamento del giunto imperfettamente costruito -v. paragrafo 4.1.- e l'inserimento di cavi pretesi in alcuni solai -v. paragrafo 4.2.). Oltre a ciò si è proceduto al rinforzo di quei nodi e travi del telaio principale in cemento armato ove i margini di sicurezza erano diventati insufficienti (ingabbiamento con profili metallici -v. paragrafo 4.3.).
- la terza fase, tuttora in corso di progettazione, riguarda infine la sistemazione idraulica del suolo per arrestare definitivamente i movimenti del suolo stesso (rete di drenaggi in profondità -v. paragrafo 5.).

La scelta di questa successione temporale, portando avanti gradualmente diversi interventi sulle strutture e sul suolo, è stata consigliata dall'esigenza di potersi avvalere dei dati resi via via disponibili, sia dalle indagini, sia dalle stesse della risposta del complesso suolo-struttura ad ogni singolo intervento.

2. PROGRAMMA DI INDAGINI E CONTROLLI

Le indagini hanno interessato sia il terreno che la costruzione.

Sul terreno sono stati installati 12 inclinometri e 10 piezometri, con la disposizione indicata in fig. 1. Il riconoscimento dei terreni attraversati durante la posa in opera della strumentazione, ha permesso di individuare, come già accennato, due strati geologici significativi, di cui il primo, superficiale, limo argilloso-sabbioso, dello spessore compreso tra 4 e 10 m, è separato mediante una superficie estremamente irregolare ed ondulata dal sub-strato consistente costituito da argilla limosa scagliosa. Nello strato superficiale sono state individuate intercalazioni molto irregolari di elementi lapidei e ciottolame calcareo, di granulometria molto variabile, segno di assetto caotico e testimonianza di probabili fenomeni di instabilità a scala più grande.

In fig. 2 sono riportate due sezioni geologiche caratteristiche.

Le misurazioni periodiche effettuate sugli inclinometri hanno indicato differenti superfici di scorrimento di cui due, principali, poste rispettivamente a 3-4 m ed a 8-12 m dal piano di campagna. La prima è dovuta sostanzialmente allo scorrimento di strati limo-argillosi su strati più compatti limo-sabbiosi e ghiaiosi; la seconda coincide con la superficie di separazione tra gli strati superficiali ed il sub-strato di argille scagliose molto consistenti. La fig. 3 riporta il grafico degli spostamenti ricavati dalle misurazioni effettuate su un inclinometro.

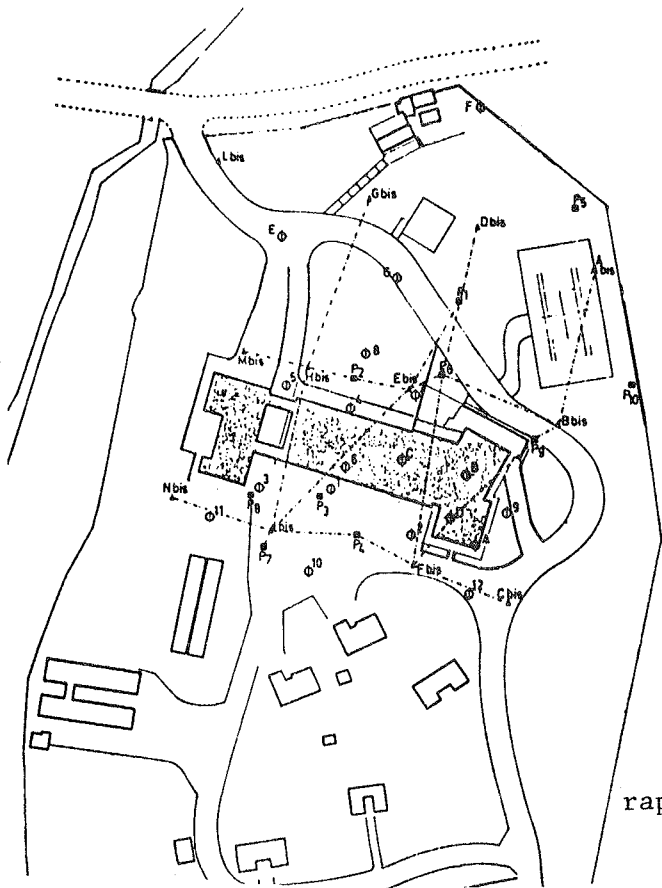


Fig. 1 : Indicazione planimetrica della strumentazione

PLANIMETRIA DELLA ZONA SOGGETTA A MOVIMENTO FRANOSO

- legenda: ● sondaggi
 ● piezometri
 ▲ inclinometri

rapp. 1 : 2000

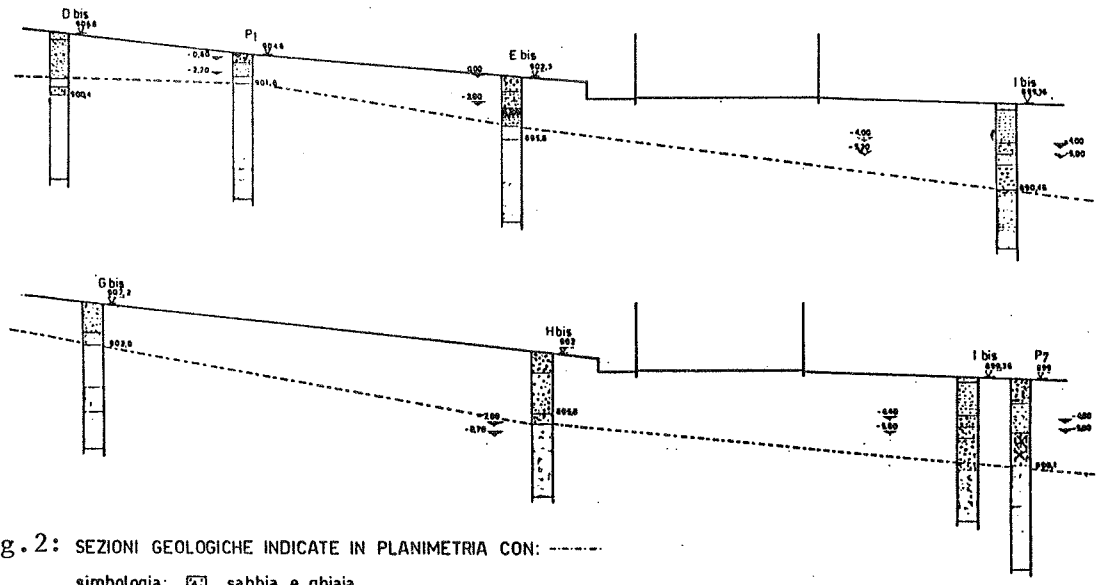


Fig. 2: SEZIONI GEOLOGICHE INDICATE IN PLANIMETRIA CON: - - - -

- simbologia: sabbia e ghiaia
 limo argilloso
 terreno vegetale
 ciottoli
 calcare fessurato
 argilla limosa scagliosa

Gli orientamenti dei vettori spostamento, visibili sulla sinistra della fig. 3, hanno evidenziato più direzioni preferenziali di scorrimento, di cui due prevalenti. Il meccanismo di deformazione risultante, imposto alle fondazioni dell'edificio, ha generato allontanamenti relativi dei pilastri, provocando, unitamente ai cedimenti differenziali, sollecitazioni di trazione e tenso-flessione con effetti chiaramente visibili nelle travi di facciata dell'edificio (fig. 4).

Sulla costruzione sono state effettuate misurazioni di precisione, da un lato per apprezzare le deformazioni accumulate dall'inizio del fenomeno (valutando i difetti di orizzontalità dei solai e di verticalità degli spigoli), dall'altro, con carattere periodico, per misurare l'evoluzione dei cedimenti differenziali e nel contempo verificare l'efficacia degli irrigidimenti eseguiti.

In fig. 5a è riportato il diagramma dei cedimenti del corpo regolare dell'edificio, rilevati in un periodo di circa 8 mesi prima degli interventi di irrigidimento; il confronto con i cedimenti di fig. 5b, sviluppatasi negli 11 mesi successivi all'intervento sulle strutture di fondazione, mostra quanto gli stessi siano risultati attenuati a seguito dell'irrigidimento operato.

3. INTERVENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

La prima fase degli interventi di consolidamento ha avuto inizio contemporaneamente all'avviamento delle indagini, in modo da conferire alla struttura maggiore rigidità e limitare quindi gli ulteriori cedimenti differenziali dovuti sia all'evoluzione del fenomeno, sia alle eventuali perturbazioni che si fossero presentate nel corso dei lavori definitivi.

L'intervento è costituito da un graticcio di setti in c.a. che collegano tra loro i pilastri, estesi dai plinti alle travi del primo orizzontamento (fig. 6). La costruzione dei setti è stata preceduta dall'asportazione di uno strato di un metro di terreno superficiale, ed integrata dalla realizzazione di campi di platea resi solidali alle attuali strutture di fondazione (fig. 7). Ciò ha consentito, da un lato di ridurre le tensioni unitarie sul terreno per compensare il peso degli elementi strutturali aggiunti, dall'altra di realizzare una struttura scatolare molto rigida.

In mancanza di dati significativi, il calcolo dei setti di irrigidimento è stato effettuato secondo un procedimento approssimato, ipotizzando che i diagrammi delle pressioni di contatto potessero subire delle alterazioni di tipo sinusoidale con incrementi e decrementi dell'ordine del 20% rispetto ai valori iniziali (fig. 8).

Controlli successivi, misurando le curvature effettivamente sviluppatasi dopo l'intervento, hanno mostrato che dopo due anni, con il fenomeno in attenuazione (fig. 9), si sono raggiunte nei setti tensioni pari al 60% dei valori di progetto.

4. INTERVENTI SULLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Gli interventi sono sostanzialmente di tre tipi:

- regolarizzazione del giunto strutturale;
- rinforzo globale della struttura mediante l'inserimento di cavi pretesi;
- rinforzo locale di alcuni nodi e travi del telaio in cemento armato.

4.1. La regolarizzazione del giunto strutturale si è resa necessaria a causa di un difetto costruttivo originario in quanto il cornicione era continuo attraverso il giunto stesso. Dopo aver tagliato questo elemento si è recuperata la deformazione anomala che avevano subito alcuni pilastri mediante barre pretese; le figg. 10 e 11 illustrano l'intervento effettuato.

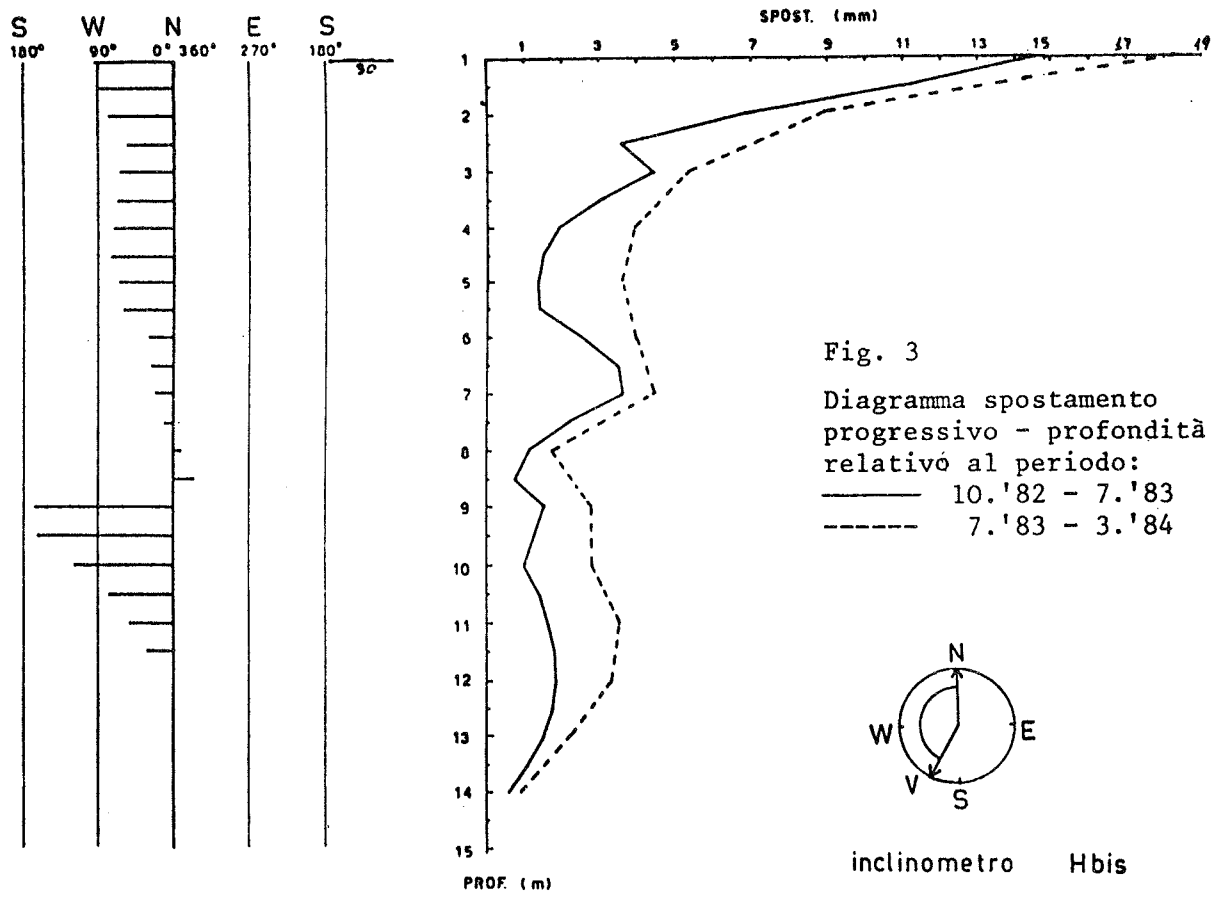


Fig. 4 : Veduta d'insieme del telaio di facciata

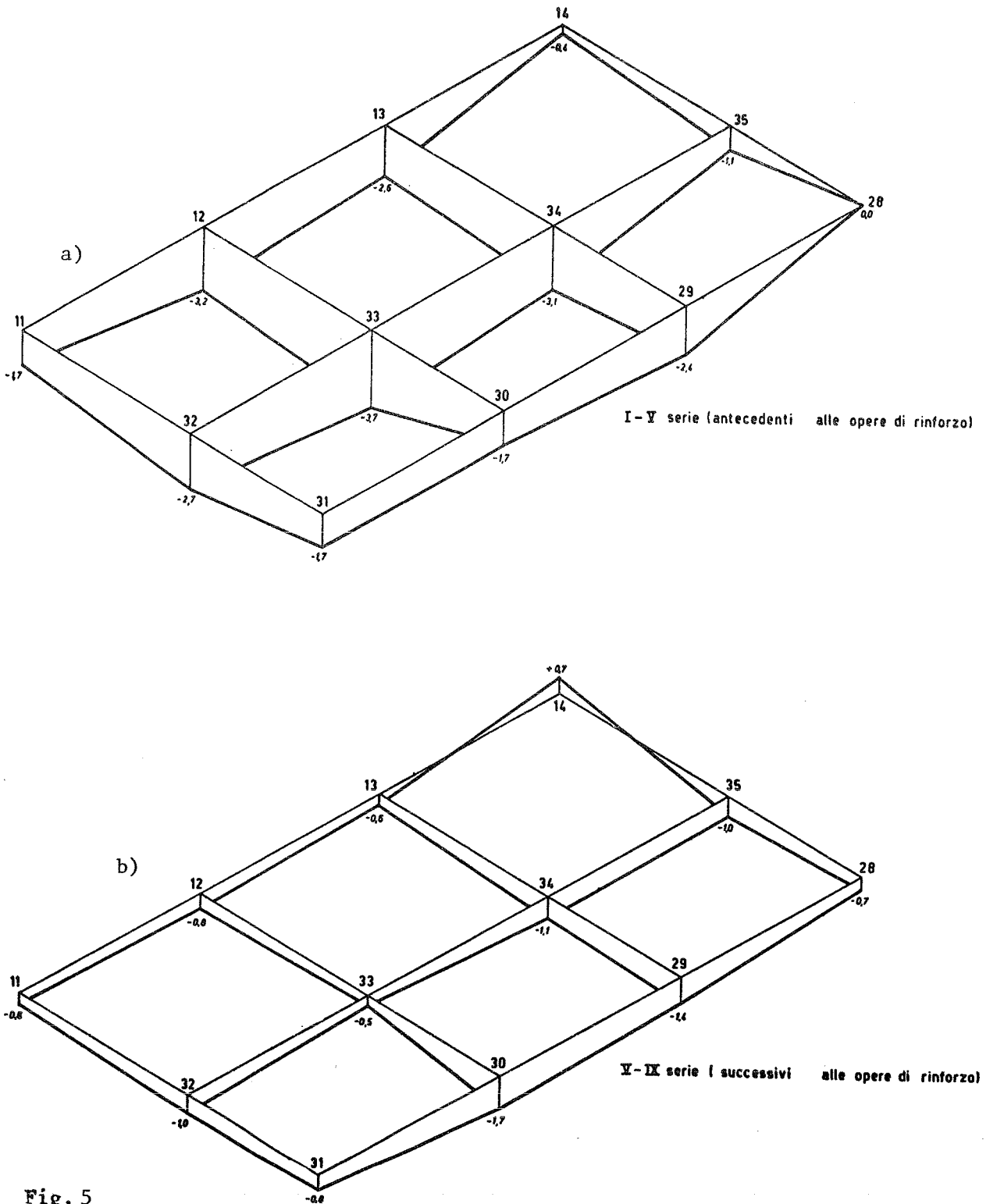


Fig. 5

Indicazione assonometrica dei cedimenti differenziali rilevati. In a) sono riportati i cedimenti misurati in circa 8 mesi (dal 11.6.1982 al 2.2.1983; in b) quelli misurati in circa 11 mesi (dal 2.2.1983 al 6.1.1984).

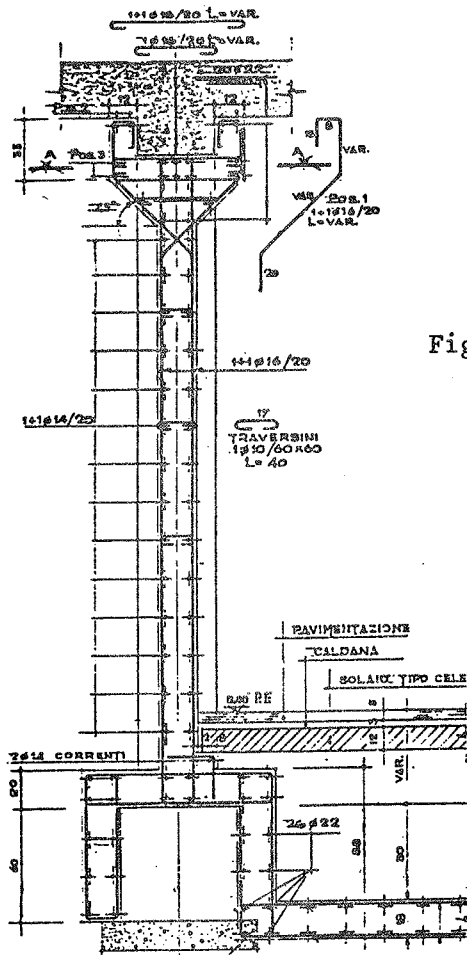


Fig. 6 : Sezione tipica del setto di irrigidimento

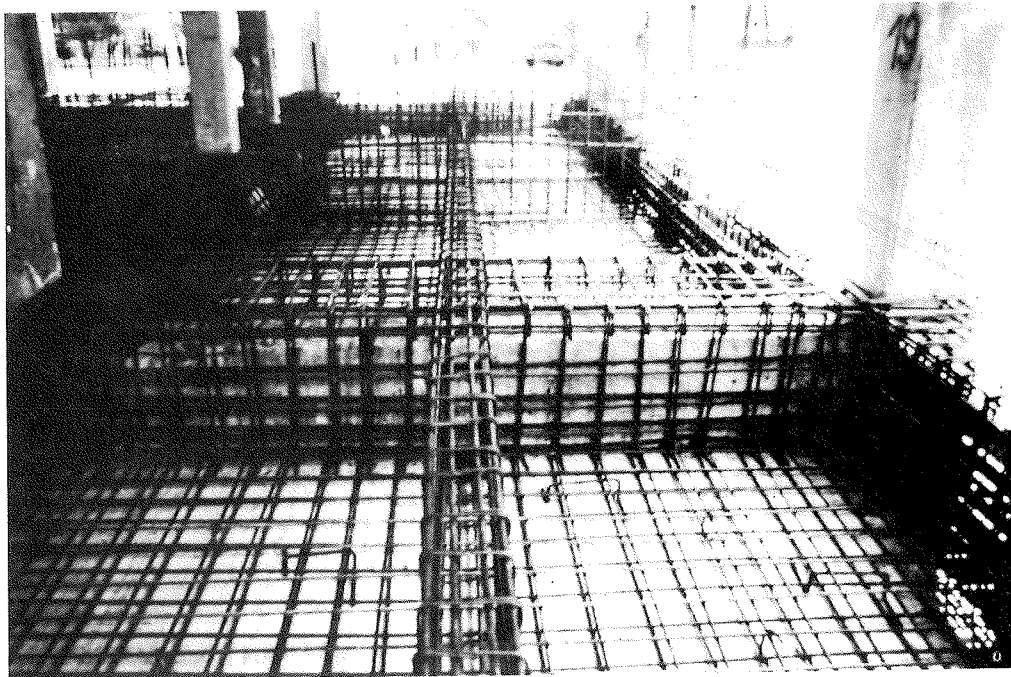


Fig. 7 : Esecuzione dell'irrigidimento orizzontale al livello delle strutture di fondazione. Sono stati realizzati rinforzi delle travi di collegamento e campi di platea per tutto lo sviluppo dell'edificio

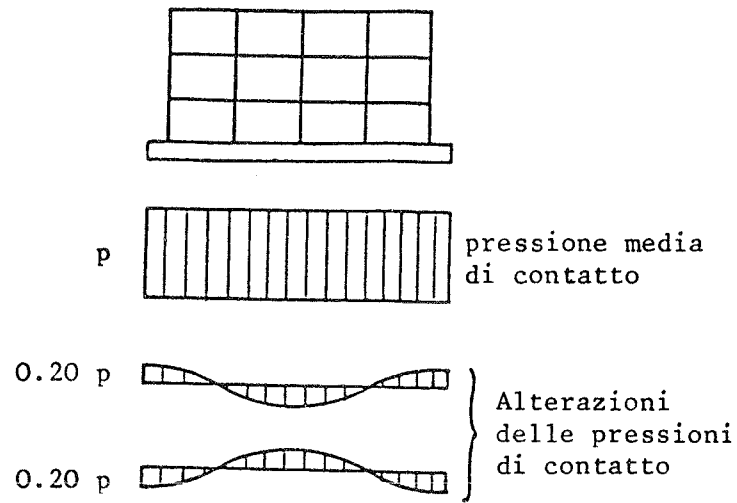


Fig. 8 : Schema di calcolo utilizzato per il dimensionamento delle travi parete

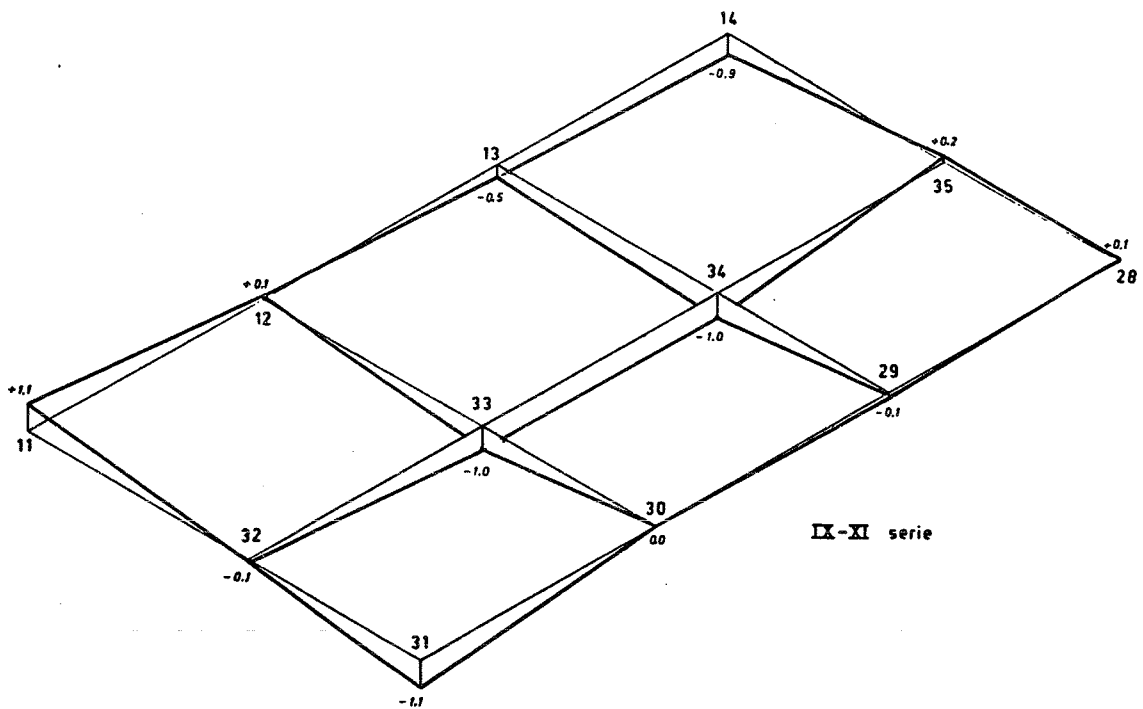


Fig. 9 : Cedimenti differenziali misurati nell'ultimo periodo (dal 6.1.84 al 31.10.84)

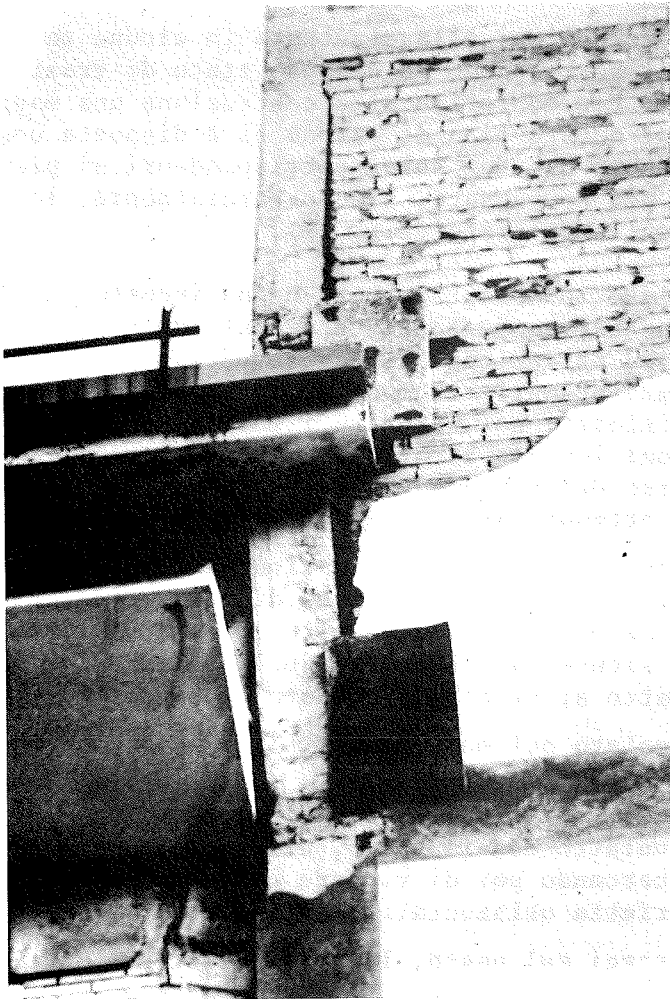


Fig. 10

Deformazioni subite da un pilastro a causa del vincolo costituito dalla continuità del cornicione in corrispondenza del giunto.

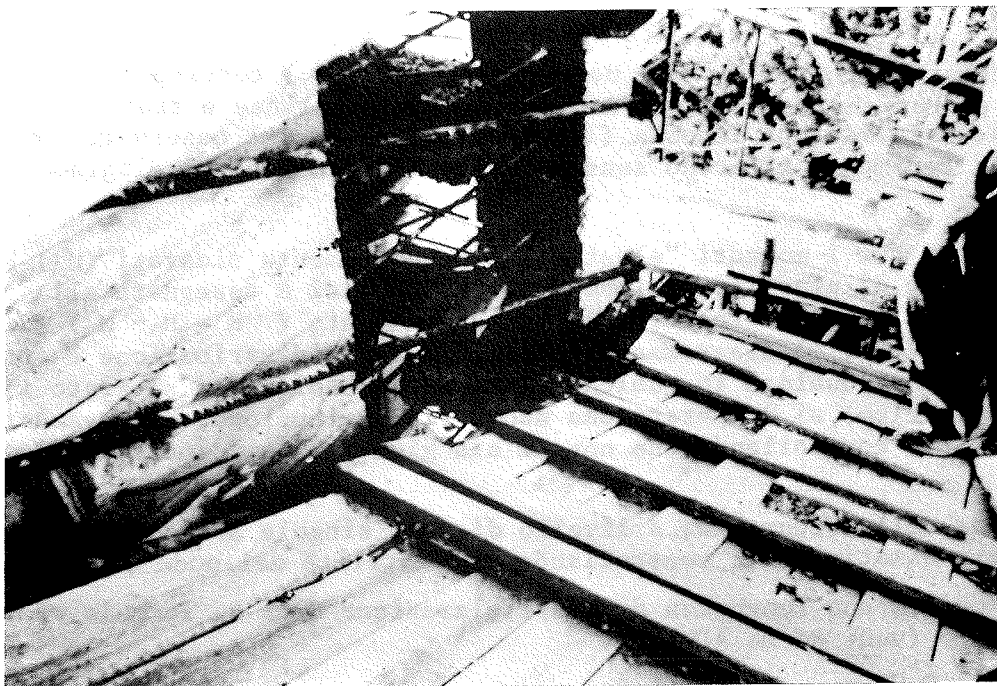


Fig. 11

Recupero con tiranti delle deformazioni anomale del pilastro a seguito del ripristino del giunto.

4.2. Le deformazioni imposte dalle fondazioni alla struttura in alcune zone hanno indotto una curvatura convessa a cui corrisponde un diffuso stato di trazione nelle travi e solai dei piani più alti. Per conferire alla costruzione una maggiore capacità resistente nei confronti di questo tipo di azione si è disposta una maglia orizzontale di cavi nello spessore dei due solai corrispondenti ai piani alti; questi cavi sono stati pretesi per compensare, almeno parzialmente, le deformazioni subite, e quindi ancorati sulle facciate (fig. 12).

4.3. Le deformazioni subite dal telaio in cemento armato hanno indotto in alcuni nodi e sezioni uno stato di tensione estremamente elevato, tale da generare fessure e lesioni di diversa ampiezza ed estensione. Si è resa necessaria pertanto una verifica dei margini di sicurezza attuali, in modo da individuare le zone in cui fosse necessario operare dei rinforzi; nel valutare i margini di sicurezza si è fatto riferimento alle deformazioni imposte ai plinti di fondazione prima della realizzazione dei setti di rinforzo delle fondazioni stesse, essendo la rigidità della struttura scatolare così ottenuta assai maggiore di quella del telaio.

Trovandosi in presenza di azioni indirette, cioè deformazioni imposte, è apparso più logico riferirsi ad un controllo di duttilità anziché di resistenza, al controllo cioè che le curvature (o rotazioni) raggiunte nelle sezioni critiche presentassero dei margini adeguati di sicurezza rispetto a quelle limite; nelle sezioni in cui ciò non fosse soddisfatto si sarebbe proceduto al rinforzo.

Il procedimento adottato si è articolato nel modo seguente:

- a) sono stati definiti gli spostamenti subiti dalle fondazioni, o più in genere dalle superfici della struttura a contatto con il suolo, effettuando livellazioni di precisione su diversi solai, cercando poi di ridurre gli errori derivanti da deformazioni locali e dalla imperfetta orizzontalità iniziale;
- b) sono state individuate mediante saggi sul posto, le caratteristiche di alcune sezioni significative;
- c) sono stati determinati i diagrammi momenti-curvatura delle stesse sezioni (fig. 13);
- d) sono stati determinati i diagrammi dei momenti (fig. 14) corrispondenti in campo elastico ai carichi permanenti, accidentali, etc. (linee e tratti), e quelli relativi alle deformazioni imposte (linee continue); si può osservare come in campo elastico i cedimenti alterino sensibilmente l'andamento del diagramma dei momenti.
- e) nelle sezioni in cui i momenti "elastici" precedentemente ricavati (M_A) hanno superato il momento di plasticizzazione M_p (fig. 15a), si è assegnata alla cerniera plastica che si è venuta a formare la parte eccedente ($M = M_p - M$) (diagramma M_B nella figura 15b); il diagramma risultante dalla redistribuzione è quindi $M_A + M_B$ (fig. 15c). Qualora in qualche altra sezione si fosse superato il valore del momento plastico, si è operata una nuova redistribuzione, analogamente a quanto già detto, controllando che non si sia giunti alla formazione di meccanismi;
- f) la valutazione della sicurezza, a livello di ogni singola sezione, è stata effettuata approssimativamente controllando la duttilità nel modo seguente:
 - si è considerata una lunghezza di plasticizzazione data da formule semiempiriche, del tipo (vedi Norme ACI):
$$l_p = 0.5 h + 0.05 z$$
(ove h è l'altezza della sezione e z la distanza del punto di nullo del momento da un estremo);

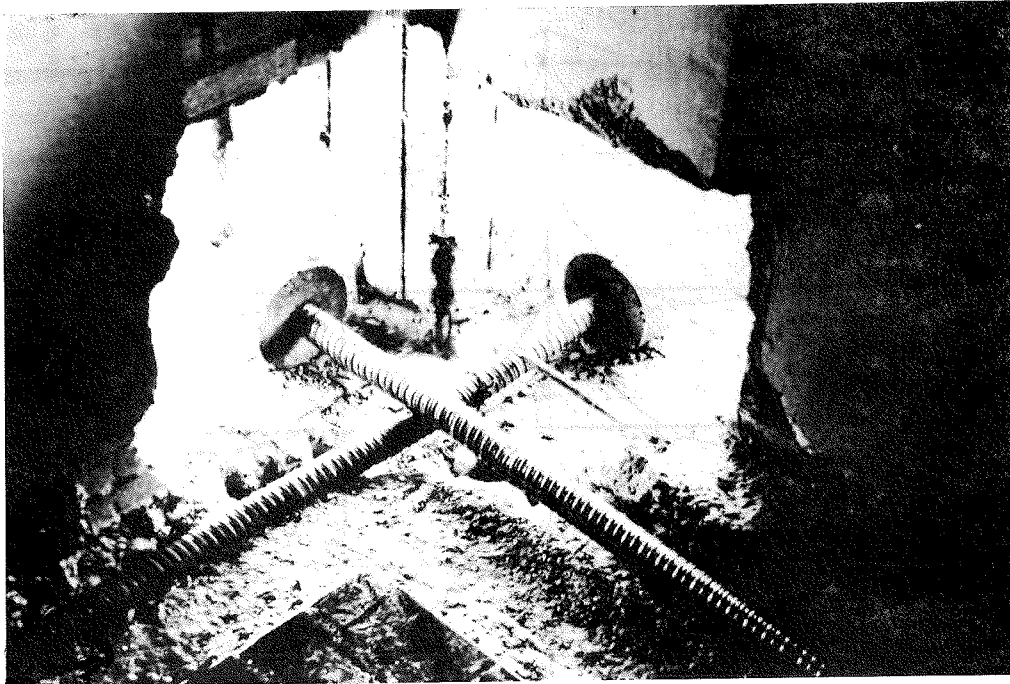


Fig. 12

Particolare dell'ancoraggio dei cavi in corrispondenza di un pilastro. Gli apparecchi di ancoraggio dei cavi sono annegati in opportuni blocchi di calcestruzzo ben collegati al pilastro ed alle travi.

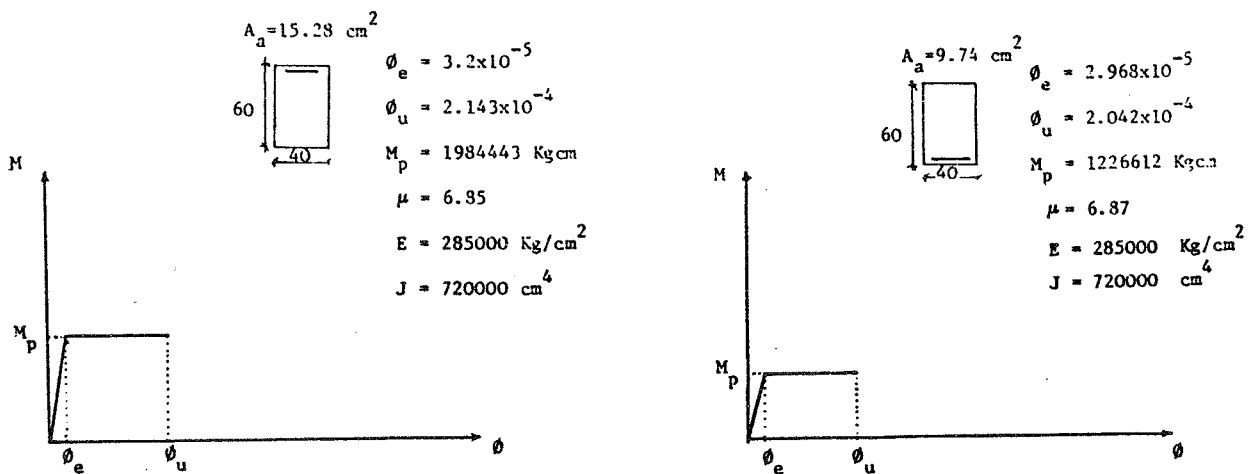


DIAGRAMMA M- ϕ PER LA SEZIONE D'INCASTRO

DIAGRAMMA M- ϕ PER LA SEZIONE DI MEZZERIA

Fig. 13

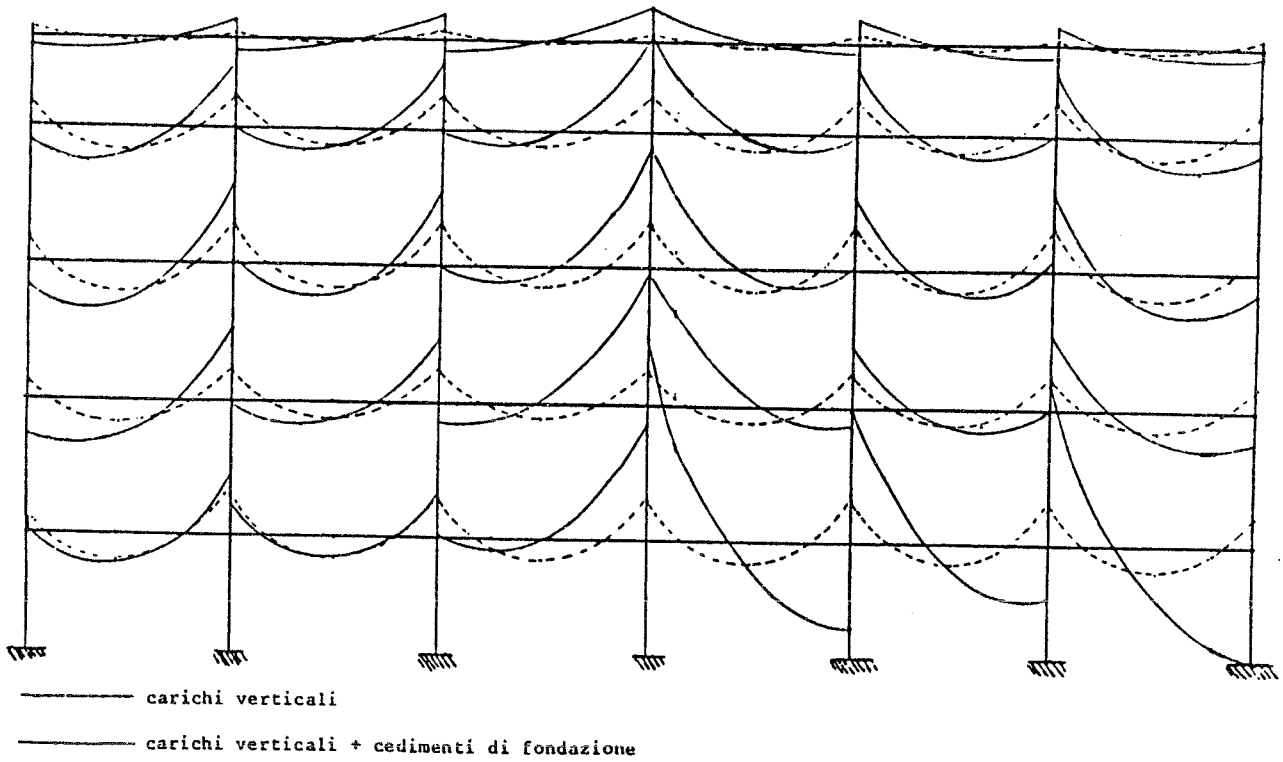


Fig. 14

Diagramma dei momenti flettenti (calcolo elastico).

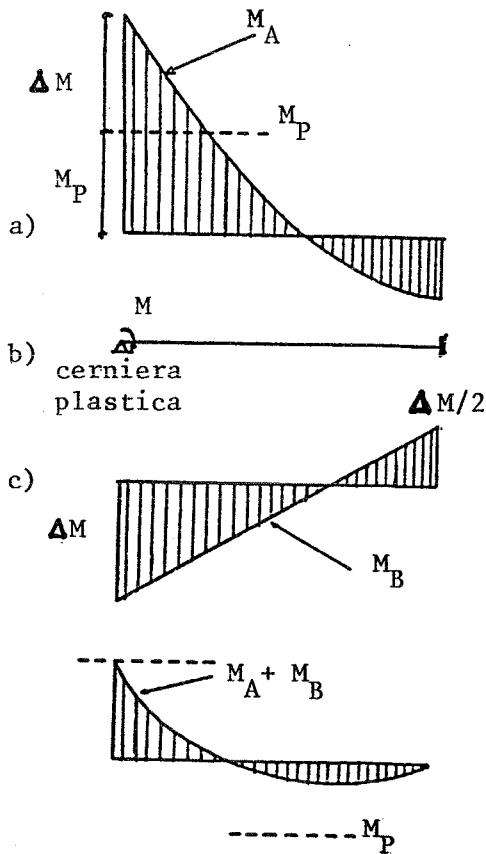


Fig. 15

Procedura utilizzata per la redistribuzione della quota di momento superiore al momento di plasticizzazione M_P .

- ammettendo che la rotazione plastica sia eguale a quella elastica ideale corrispondente a ΔM si ha:

$$\Delta \varphi_p = \Delta \varphi_e = \Delta M \frac{1}{3EJ} \text{ (fig. 15b)}$$

- la curvatura plastica richiesta vale pertanto (fig. 13) $\Delta \phi_p = \frac{\Delta \varphi_p}{l_p}$

$$\text{e quindi } \phi_p = \phi_e + \Delta \phi_p$$

- la verifica della sicurezza della sezione è consistita nel controllare che il rapporto $\phi_p / \phi_e \leq \mu = \phi_u / \phi_e$, essendo μ la duttilità della sezione ed

$$\eta = \frac{\phi_u}{\phi_p} \text{ il coefficiente di sicurezza richiesto.}$$

I risultati del calcolo effettuato così come prima detto, sono stati integrati con le valutazioni relative alla importanza dei dissesti, secondo quanto apparso nei rilievi; sono stati individuati in tal modo gli elementi strutturali, nodi e travi, in cui la riduzione dei margini di sicurezza richiedeva interventi di rinforzo.

Il ripristino della capacità resistente delle travi è stato ottenuto affiancando alla struttura un traliccio resistente, composto da profilati metallici solidarizzati ad essa mediante la sigillatura delle superfici di contatto con malta reoplastica ad elevata capacità di resistenza ed aderenza.

Il traliccio, visibile nella fig. 16, è composto da due correnti inferiori realizzati con piatti, e da staffe di collegamento disposte ad interasse di circa 50 cm; esse sono composte da piatti, nei tratti in cui sono affiancate alla superficie laterale delle travi, e da tondini in quelli in cui attraversano i solai.

Le staffe sono fissate ad una estremità direttamente ai correnti inferiori mediante saldatura; superiormente sono invece contrastate efficacemente con bulloni opportunamente serrati.

La chiusura orizzontale delle staffe è realizzata con calastrelli costituiti dallo stesso profilato piatto; quello inferiore, saldato alle estremità direttamente ai correnti, quello superiore invece collegato ai tondini mediante il serraggio dei bulloni.

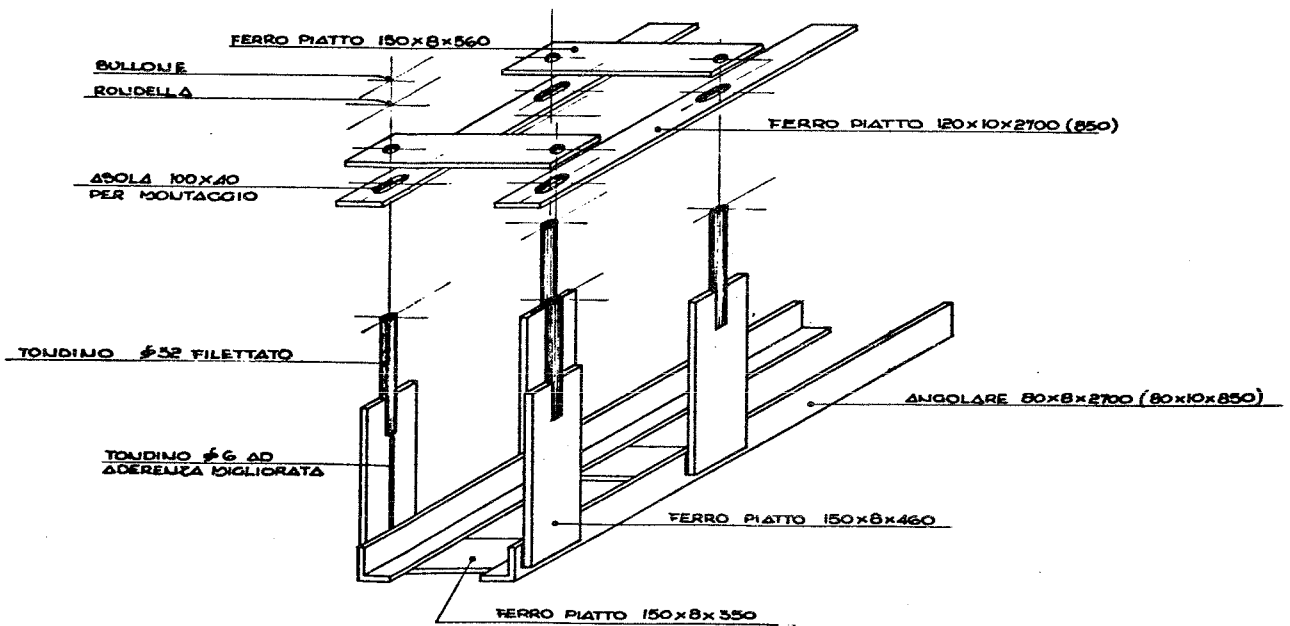
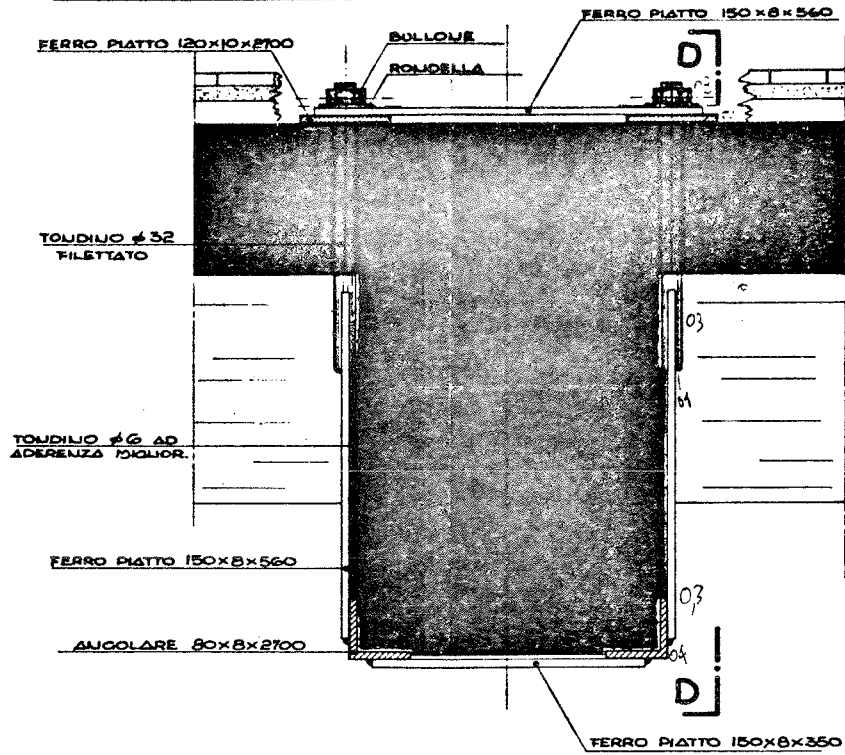
Il traliccio, così concepito, avvolge completamente il tratto di trave dissestata, realizzando una struttura mista acciaio-calcestruzzo con più elevata rigidità e duttilità.

In alcuni casi, per quelle sezioni ormai prossime al limite ultimo, sembrava opportuno che il traliccio fosse chiamato immediatamente ad esplicare la sua funzione resistente. Ciò è stato ottenuto mediante il riscaldamento al rosso di porzioni limitate dei correnti (fig. 17); il contrasto offerto alle estremità da morse opportunamente inserite sui calastrelli e le deformazioni plastiche corrispondenti all'espansione laterale, hanno determinato, dopo il raffreddamento, la permanenza di azioni di trazione nei profilati.

Graduando l'intensità e l'estensione del riscaldamento nei diversi tratti compresi fra le staffe si è avuta la possibilità di produrre, lungo la zona rinforzata, un diagramma di presollecitazione ottimale (1).

(1) La tecnica sopra esposta, già sperimentata nel Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Roma da A. Samuelli Ferretti, è stata studiata in dettaglio dagli Autori e messa a punto nel Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dell'Università dell'Aquila dai Proff. Ingg. D. Galeota e M. Giammatteo.

SEZIONE TRASVERSALE



VISTA ASSONOMETRICA DI UN TRATTO DI RINFORZO

Fig. 16

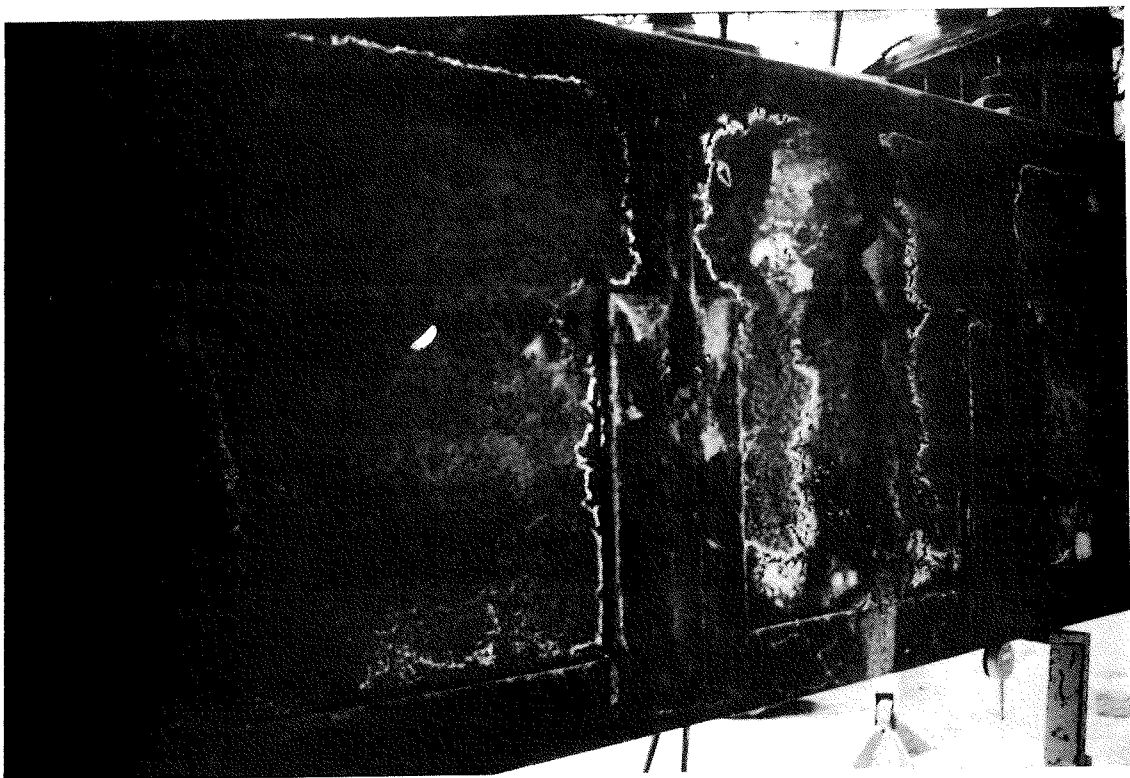


Fig. 17

Riscaldamento di porzioni dei correnti inferiori.
La tendenza all'espansione laterale, contrastata all'estremità dalle
staffe e da morse, produce deformazioni plastiche dei profilati e, a
raffreddamento avvenuto, stati residui di trazione.

5. PROGETTO DI STABILIZZAZIONE DEL PENDIO

Alla luce dei dati forniti dalle misurazioni e dalle indagini svolte, lo studio degli interventi sul suolo è orientato a ridurre e contenere il regime delle pressioni interstiziali nei terreni del pendio.

La riduzione delle pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento ed il conseguente aumento della resistenza al taglio vengono ottenute mediante la depressione della superficie piezometrica con la costruzione di sistemi drenanti.

La progettazione di massima fino ad ora effettuata, ipotizzando uno schema di pendio indefinito con angolo di inclinazione e profondità della superficie piezometrica costanti e superficie di scorrimento parallela al piano di campagna (fig. 18), prevede la realizzazione di pozzi drenanti, opportunamente distribuiti planimetricamente in modo da ridurre di 3-4 metri il pelo libero della falda; a questa nuova situazione corrisponde un coefficiente di sicurezza allo scorrimento dell'ordine di 1.3.

Tali interventi dovranno poi essere integrati da una sagomatura e rimodellamento del pendio, nonché dalla realizzazione di opere di raccolta e smaltimento delle acque superficiali.

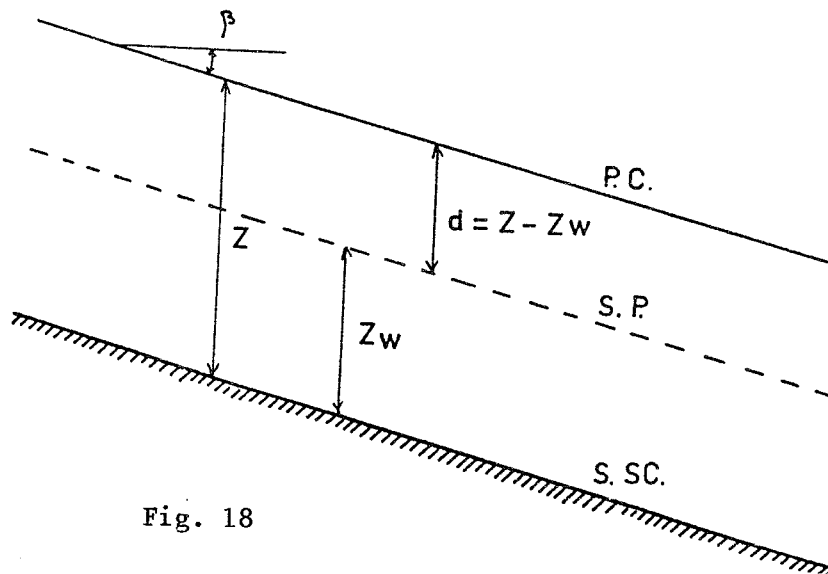


Fig. 18

L'edificio di cui si tratta nella presente nota è l'Edificio Principale della Base Logistica Militare di Roccaraso (AQ).
L'Ufficio Committente dei lavori è la XIII Direzione Genio Militare di Pescara. La Direzione dei Lavori è stata effettuata dai Direttori Coll. GG.I. Grimaldi e A. Valenti sotto l'Alta Sorveglianza del Gen. Giuseppe Bettini - Comando Genio di Roma - La Ditta che ha eseguito i lavori è l'Impresa Ugo Vittorini e Figli - Preturo (AQ).

INDAGINE TEORICO-SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO DEI RIVESTIMENTI
PREFABBRICATI DI GALLERIE A GRANDE PROFONDITA'

GIORGIO CROCI - VALTER MARIA SANTORO

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati sperimentali relativi al comportamento di un rivestimento in cemento armato a conci prefabbricati collaboranti con centine metalli che.

Nella zona in cui è stata disposta la strumentazione il terreno attraversato è costituito in prevalenza da materiali argillosi rigonfianti. La copertura insistente sul rivestimento è di circa metri 1000. La strumentazione è costituita da celle di pressione al contatto roccia-rivestimento, estensimetri in roccia, barrette e-stensimetriche nel calcestruzzo dei conci e basi per deformometro poste sia allo intradosso del rivestimento prefabbricato sia sulle ali delle centine.

Le misure sperimentali sono state confrontate con le previsioni teoriche ottenute adottando per il foro della galleria il modello di cavità cilindrica in semispazio omogeneo isotropo e per l'ammasso roccioso un legame costitutivo di mezzo elasto-plastico fragile, tenendo conto dell'interazione con il rivestimento mediante il "metodo delle caratteristiche".

I dati misurati hanno mostrato un buon accordo d'insieme con il comportamento descritto dal modello teorico sulla base delle ipotesi di cui si è detto, sia per ciò che concerne l'entità massima delle pressioni raggiunte al contatto roccia-rivestimento, sia per quanto attiene la velocità di deformazione dell'ammasso roccioso.

SUMMARY

The results of an experimental investigation on the behaviour of a prestressed reinforced concrete casing of a high depth tunnel are presented. The rock involved by the excavation is a typical swelling clay formation (very highly altered clayey schists). Data have been available from load cells between rock and concrete rings, straingauges in the concrete, three-base extensometers in rock mass and local deformation measurements. Comparisons between theoretical predictions and field data show a good agreement about maximum values of the pressure of the rock mass, while a slower evolution of the phenomena was expected.

1. PREMESSA

Allo scopo di valutare le sollecitazioni sul rivestimento di una galleria circolare di circa 8 metri di diametro in terreni argillosi fortemente spingenti, è stato predisposto un programma di strumentazioni con rilievo di pressioni e deformazioni. L'arco di tempo in cui si sono svolti i rilievi sperimentali è stato finora

di circa 8 mesi, essendo le misurazioni tuttora in corso.

Lo scavo della galleria è stato eseguito dopo un preventivo avanzamento in un cunicolo di diametro pari alla metà del totale, nel quale si è effettuato un rivestimento con centine metalliche, strumentate con basi per misure di convergenza.

Il progetto del rivestimento prevedeva l'utilizzo di anelli costituiti dai conci prefabbricati in calcestruzzo armato, precompressi sia in senso longitudinale sia in senso trasversale con interposti, tra conci contigui, cuscinetti di neoprene nonchè martinetti piatti messi in opera a fondo corsa. Questi accorgimenti hanno consentito di aumentare la deformabilità media d'insieme dell'anello di rivestimento, consentendo di scontare parte delle deformazioni dovute al rigonfiamento della formazione rocciosa senza aggravio di pressione sul rivestimento.

La posa in opera delle centine era prevista a distanza di due mesi e mezzo da quella degli anelli in calcestruzzo; tale valutazione progettuale, effettuata sulla base di alcuni dati sperimentali dedotti da misure di convergenza del cunicolo di avanzamento, si è mostrata poco conservativa, in quanto l'effettiva velocità di deformazione della roccia è risultata alquanto maggiore. La rapida entrata in carico del rivestimento e l'aggravio di sollecitazione nel calcestruzzo, manifestatesi con l'apparizione di alcune leggere lesioni sui conci prefabbricati, hanno anticipato la posa in opera delle centine metalliche.

Le misure sperimentali hanno consentito di seguire il comportamento dell'ammasso roccioso al contatto del rivestimento, nonchè lo stato tensionale all'interno di questi e nelle centine di rinforzo. I dati ottenuti inoltre hanno permesso un raffronto con le previsioni teoriche di progetto ottenute, con il metodo delle caratteristiche, sulla base dei dati di convergenza e di alcuni risultati di prove geotecniche di laboratorio su campioni del terreno argilloso; in particolare, per quanto riguarda i valori delle pressioni finali sul rivestimento, come mostreremo meglio in seguito, le differenze tra previsioni progettuali e rilievi sperimentali sono contenute nell'ordine del 15%.

2. STRUMENTAZIONE POSTA IN OPERA

La disposizione generale della strumentazione, estesa per un tratto di galleria di circa 40 metri, è riportato in fig. 1; sono stati strumentati in particolare 3 anelli campione distanziati tra loro 12 metri, sui quali sono state posizionate celle di pressione al contatto roccia-rivestimento e barrette estensimetriche all'interno del calcestruzzo dei conci. In corrispondenza di un'altra sezione sono stati posti in opera 4 estensimetri in roccia di diversa lunghezza.

Le basi per il deformometro millesimale, di altezza 30 cm, poste sia all'intradosso dei conci del rivestimento prefabbricato sia sulle ali delle centine, hanno permesso di valutare, per il tramite delle deformazioni, le sollecitazioni a cui era sottoposta la struttura fin dalle fasi successive alla messa in opera. Al fine di ottenere l'andamento delle sollecitazioni nella sezione trasversale, la zona di calotta di un anello è stata strumentata in maniera diffusa con otto coppie di basi.

Le celle di pressione, di tipo elettropneumatico e in numero di 4 per ciascuno dei 3 anelli "campione", sono situate nelle zone di calotta e piedritto e sono state messe in opera all'interno di appositi intagli eseguiti nel rivestimento prefabbricato.

Le barrette estensimetriche, con base 30 cm, sono state ancorate all'armatura longitudinale dei conci prefabbricati, ad una distanza di circa 7-8 cm dalle celle di pressione e annegate entro il getto di reintegro di calcestruzzo. I primi valori misurati sono riferibili a circa due settimane dopo la posa in opera di detta strumentazione.

Nella foto 3 è visibile la disposizione delle celle e delle barrette (collegate all'armatura longitudinale), prima dell'esecuzione del getto di ripristino.

Nella figura 2 sono riportati alcuni tipici andamenti nel tempo della pressione di contatto terreno-rivestimento (curve a, b) e della sollecitazione nel calcestruzzo del rivestimento in zona di calotta e di piedritto (curve c, d), dedotti rispettivamente dalle misure delle celle di pressione e delle barrette estensimetriche. Gli estensimetri in roccia utilizzati sono dotati ciascuno di 3 basi di misura a 3, 8 e 15 metri di distanza dall'intradosso dell'anello di rivestimento. Disposti in direzione radiale, 2 nei conci di calotta e 2 nei piedritti, essi avevano lo scopo di individuare l'estensione dell'anello plastico nel terreno adiacente il rivestimento. Nella foto 4 è visibile la testa di misura di un estensimetro prima dell'infilaggio.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Nella figura 5 e seguenti vengono riportati, lungo la linea d'asse del rivestimento, gli andamenti delle pressioni di contatto roccia-calcestruzzo dedotti dalle misure delle celle di pressione, nonché gli andamenti degli sforzi nel rivestimento dedotti dalle letture delle barrette estensimetriche. I diagrammi di fig. 5 si riferiscono alla situazione dopo circa 3 mesi dalla posa in opera della strumentazione (5 da quella del rivestimento), mentre quelli della figura 6 sono relativi alla situazione dopo 6 mesi dalla installazione.

Dalle misure effettuate si rilevano incrementi di pressione massimi sugli anelli di 70 t/m² e incrementi di sollecitazione massimi di 60 Kg/cm² nel cls del rivestimento. Caratteristica comune degli andamenti dei diagrammi è la marcata anisotropia dello stato tensionale dell'ammasso roccioso.

Tale particolarità appare anche dalle misure di spostamento nel terreno fornite dagli estensimetri e riportate in fig. 9, dove sono diagrammati gli andamenti degli spostamenti relativi delle basi di riferimento rispetto al rivestimento, in funzione della distanza radiale da quest'ultimo. In valore assoluto i massimi accorciamenti, rilevati per un intervento di 5 mesi, risultano di 3.5 mm a distanza di 3 metri dal rivestimento in corrispondenza della calotta.

L'esame delle misure col deformometro ha messo in evidenza come in generale l'entrata in carico delle centine sia avvenuta poco dopo la loro messa in opera. Tale meccanismo di comportamento risulta essersi verificato, ad esempio, in corrispondenza delle sezioni cui si riferiscono i diagrammi di fig. 7, in cui è riportato l'andamento nel tempo delle sollecitazioni sulle centine di rinforzo e dello stato di deformazione del calcestruzzo del rivestimento nella zona stessa.

In taluni casi, viceversa, la piena collaborazione tra le due strutture, ha richiesto deformazioni del rivestimento di una certa entità. Come risulta evidente dai diagrammi in figura 8 infatti, all'attenuarsi del fenomeno di evoluzione dello stato tensionale e di deformazione del rivestimento, corrisponde, una volta verificatosi il contatto con le centine, l'inizio della collaborazione delle centine stesse.

I rilievi di deformazione hanno evidenziato, inoltre, tensioni sulle ali della centina di rinforzo fino a un massimo di 1800÷2000 Kg/cm², corrispondenti ad un regime pressoflessionale.

Dall'esame complessivo dei risultati sperimentali, gli andamenti delle misure nel tempo mostrano, indipendentemente dal tipo di grandezza misurata, velocità di progressione decrescenti con andamento asintotico: i valori delle grandezze misurate dopo 8 mesi risultano aver superato i due terzi del valore totale che si prevede venga raggiunto dopo 11 mesi (valore teorico a tempo infinito).

4. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI E RISCONTRO CON LE PREVISIONI TEORICHE

La notevole affinità tra gli andamenti nel tempo delle grandezze misurate rende ammissibile, al fine della determinazione dei valori finali della pressione esercitata dalla roccia, un confronto globale dei diagrammi grandezza misurata-tempo, relativi a celle di pressione, barrette estensimetriche e misure deformometriche.

A tale scopo si è proceduto ad adimensionalizzare i diagrammi, riferendone i valori in ordinata ad un intervallo base. Per tale intervallo è stato scelto un periodo in cui si disponeva di andamenti significativi per tutte le grandezze misurate.

Le curve ottenute per le strumentazioni dei 3 anelli campione sono mostrate in figura 10 e in figura 11. La curva in tratto grosso riportata in entrambe le figure è stata ottenuta utilizzando una legge esponenziale del tipo $A = A_{\infty} (1 - e^{-kt})$. Imponendo due valori sperimentali di velocità di evoluzione del fenomeno, in corrispondenza del periodo scelto come base di adimensionalizzazione e di un periodo antecedente di due mesi, si ottiene:

$$k = 0.262 \text{ mesi}^{-1} \quad \text{e} \quad A_{\infty} = 10.87$$

Con l'adozione di un tale tipo di legge, e avendo imposto le suddette condizioni al contorno, risulterebbe che il valore finale di ciascuna grandezza è pari a circa 11 volte l'incremento conseguito nel periodo scelto come base.

Tale legge, in effetti, approssima molto bene l'andamento delle curve ricavate sperimentalmente per i primi sei mesi, mentre nel seguito si nota in queste ultime una più rapida stabilizzazione del fenomeno.

Applicando l'espressione teorica alla pressione tra roccia e rivestimento si ottiene, per i valori massimi misurati, un andamento del tipo:

$$p = 174 (1 - e^{-0.262 t})$$

D'altro canto l'esame dei dati sperimentali mostra che, dopo 9 mesi dallo scavo, è stato praticamente raggiunto un asintoto nell'evoluzione delle pressioni su valori dello stesso ordine di grandezza di quelli originariamente previsti (fig. 13).

In fase di progetto la deformabilità dell'ammasso roccioso era stata schematizzata con una legge dello stesso tipo di quella ora descritta; i parametri erano stati determinati, nell'ipotesi di semispazio omogeneo ed isotropo, utilizzando le misure di convergenza effettuate nel cunicolo di avanzamento; ne era risultato un valore $K = 0.143$ ed un valore del modulo di deformabilità per taglio ritardato pari a 4000 t/m^2 .

Per quanto riguarda la determinazione del valore finale della pressione agente sul rivestimento si era seguito poi il "metodo delle caratteristiche", dopo aver effettuato particolari scelte progettuali (inserimento di martinetti piatti e di neoprene tra i conci) per aumentare la deformabilità iniziale e ridurre quindi le pressioni mutue di contatto (D). I parametri geotecnici per determinare la curva caratteristica dell'ammasso roccioso erano stati ricavati mediante prove di laboratorio su campioni prelevati dalle pareti del cunicolo d'avanzamento (figure 14 e 15).

In particolare si erano assunti per la formazione rocciosa:

$$\begin{aligned} \text{coesione di picco } C' &= 100 \text{ t/m}^2; \text{ angolo di attrito di picco } \varphi' = 40^\circ \\ \text{coesione residua } C'' &= 9.5 \text{ t/m}^2; \text{ angolo di attrito residuo } \varphi'' = 32^\circ \end{aligned}$$

La espressione teorica delle pressioni sul rivestimento (assunta una legge dallo stesso tipo di quella di deformazione della roccia) fornisce:

$$p = 150 (1 - e^{-0.143 t})$$

La curva sperimentale, la relativa approssimazione con legge esponenziale e la previsione teorica sono riportate a confronto in figura 13.

(1) Vedi G. Croci: "L'impiego della coazione nelle opere di rivestimento delle Gallerie" - Seminario sulla tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale - AICAP - Bergamo - Settembre 1984.

5. CONCLUSIONI

Le analisi teoriche non hanno potuto tener conto dell'effettivo comportamento meccanico di un sistema complesso, quale quello in esame, costituito da una roccia disomogenea ed anisotropa, alterata dalle operazioni di scavo e di posa in opera del rivestimento; lo schema adottato, rappresentato da un modello omogeneo-isotropo, con un comportamento elastico-plastico-fragile, può cogliere pertanto solo alcuni degli aspetti dei fenomeni reali.

Le singole misure sperimentali d'altra parte non possono che avere una attendibilità limitata per le difficoltà ben immaginabili nella posa in opera e la lettura di strumenti durante le fasi di lavorazione della galleria stessa.

Ciò nondimeno, sui due aspetti essenziali del fenomeno, dipendenza dal tempo e valori delle pressioni massime tra suolo e rivestimento, si è potuto riscontrare un accordo più che soddisfacente tra previsioni progettuali e misure sperimentali (fig. 13).

Gli scostamenti più marcati si sono avuti sulla velocità iniziale del rilassamento dell'ammasso roccioso; dopo qualche settimana si erano infatti già sviluppate elevate pressioni tali da obbligare ad anticipare i tempi di posa in opera delle centine metalliche di rinforzo; ciò può essere dovuto ad una analisi tecnica che si è avvalsa di un'extrapolazione all'intera sezione di dati raccolti nella sperimentazione del cunicolo d'avanzamento.

L'indagine sperimentale ha evidenziato inoltre una forte anisotropia nella distribuzione delle pressioni (diagrammi delle figure 5 e 6), come era da aspettarsi dall'osservazione della giacitura degli strati ma ovviamente non quantizzabile a livello teorico, con il tipo di modello adottato.

Più difficile è invece, almeno con i dati raccolti fino ad ora, trovare una correlazione completa tra la forma e le dimensioni della zona del terreno plasticizzata (estensimetri in roccia), la distribuzione delle pressioni di contatto (celle di pressione), la distribuzione delle tensioni nell'anello di calcestruzzo e nelle centine metalliche (barrette estensimetriche e deformometri); troppe sono le alterazioni che singole misure possono avere avuto in condizioni ambientali così difficili.

Le indagini svolte comunque hanno raggiunto l'obiettivo che ci si era prefisso: portare da un lato un contributo alla conoscenza in un settore così denso di incertezza come quello delle gallerie, mostrare dall'altro la validità del procedimento di calcolo adottato ed avere quindi conferma dei margini di sicurezza effettivi in strutture estremamente sollecitate.

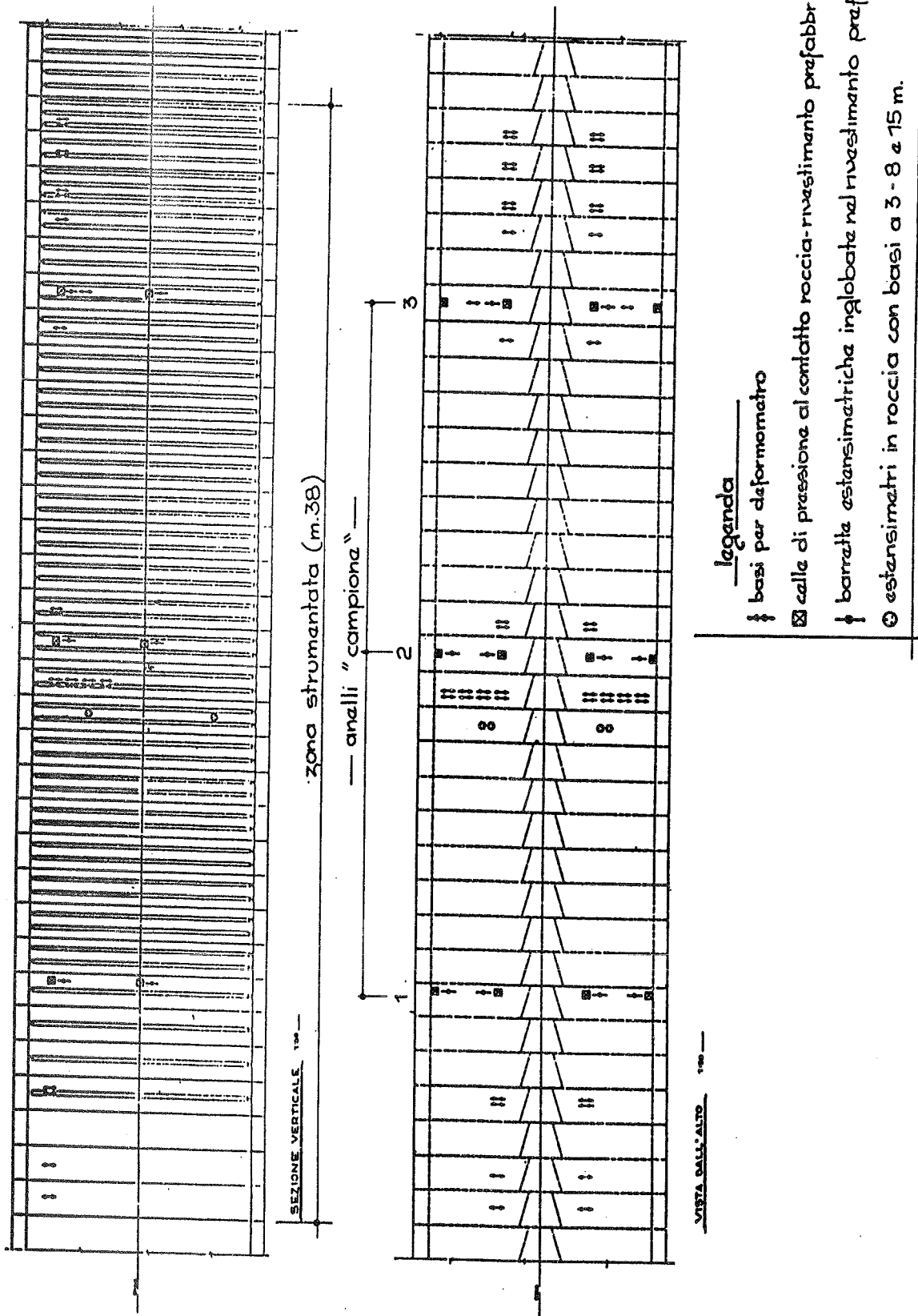


FIG. 1 Disposizione della strumentazione

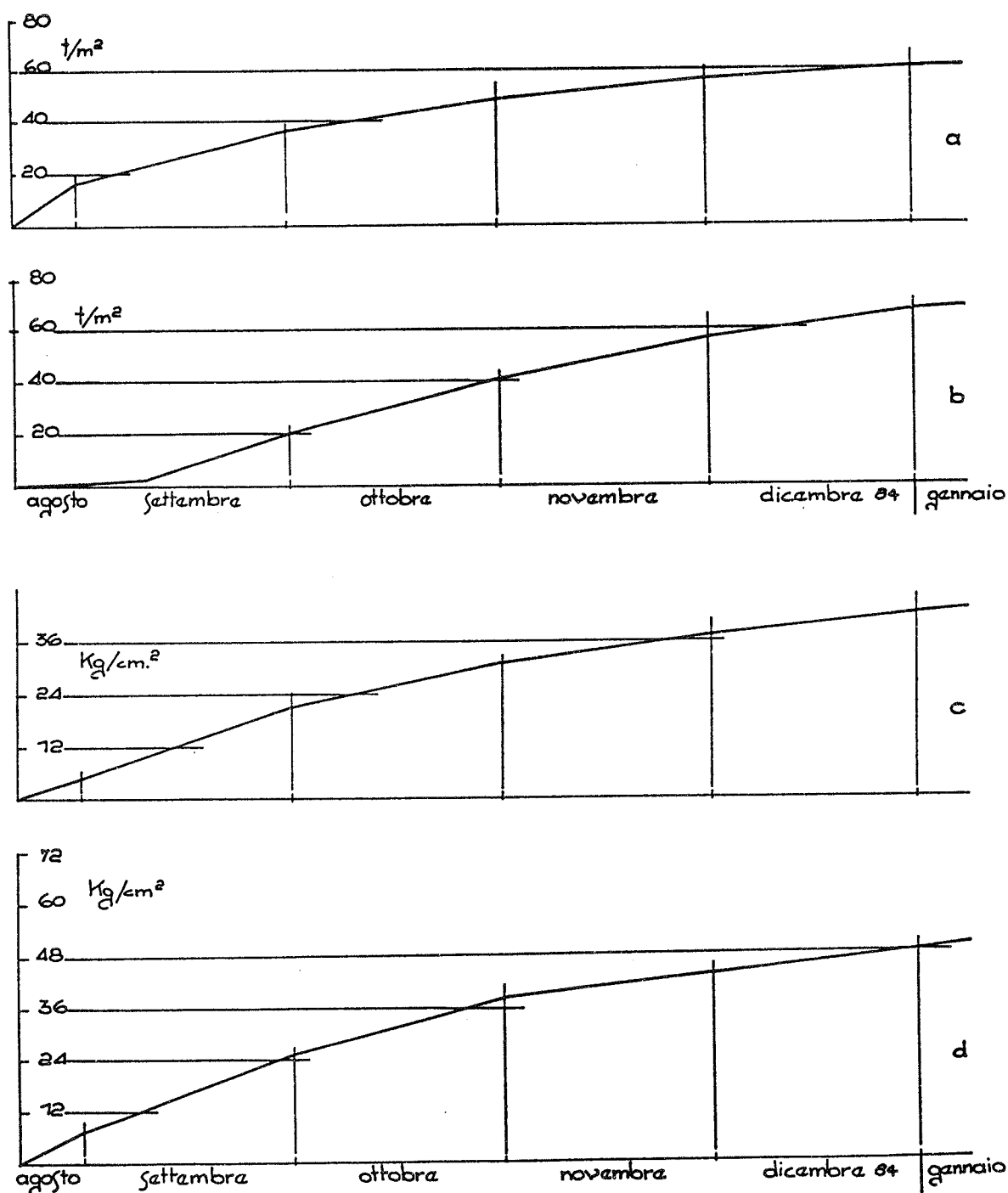


FIG. 2 Esempi di diagrammi sperimentali relativi ad andamenti nel tempo di pressioni di contatto roccia-rivestimento (a e b) e di compressione sul calcestruzzo (c e d).

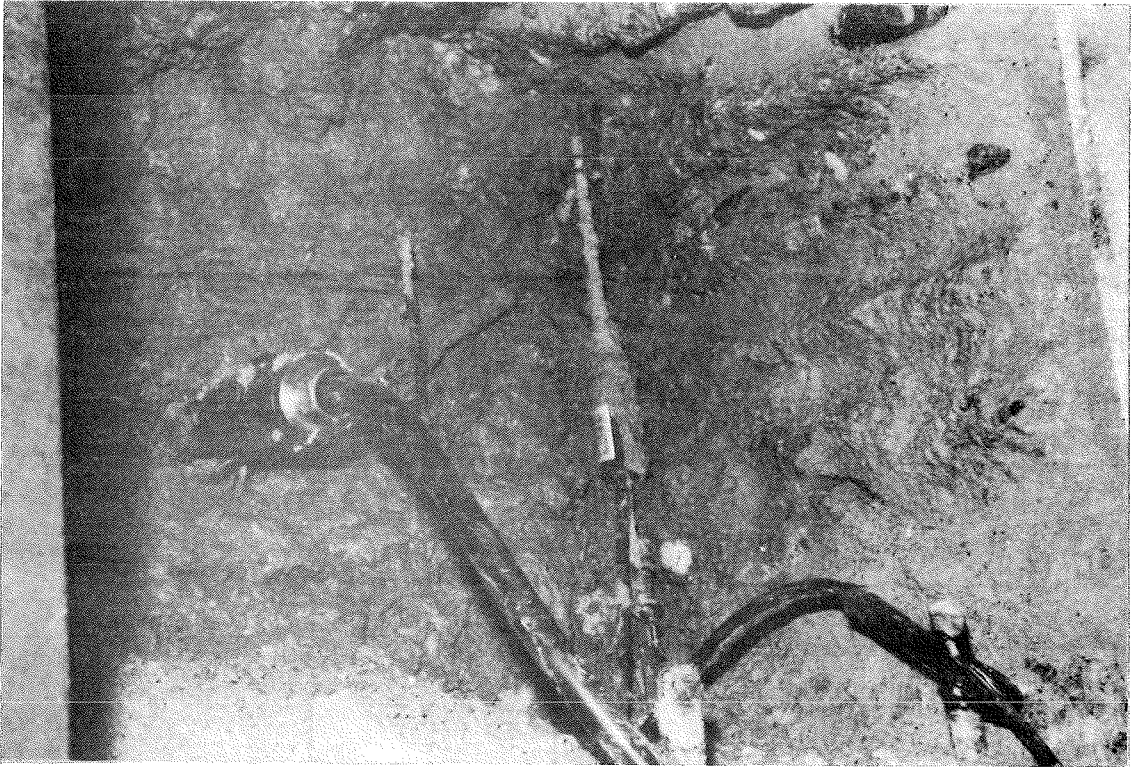


FOTO 3

Particolare della posa in opera di una cella di pressione e di una barretta estensimetrica.

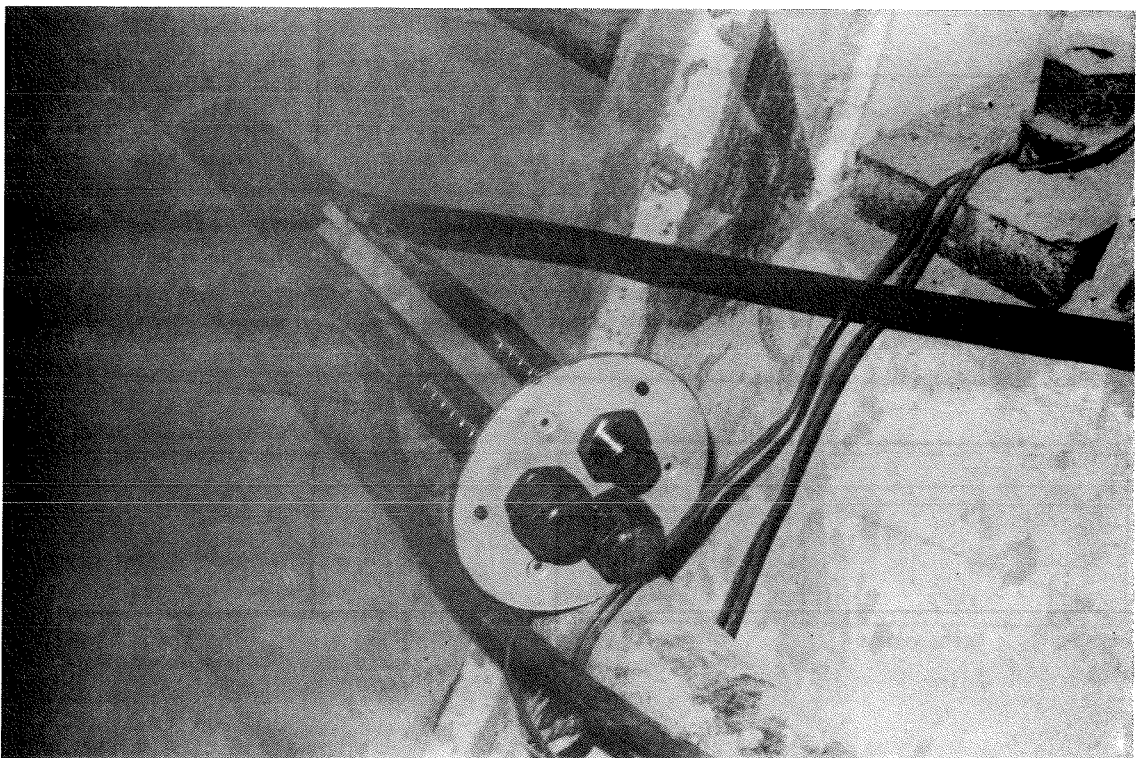


FOTO 4

Particolare della testa di misura di un estensimetro.

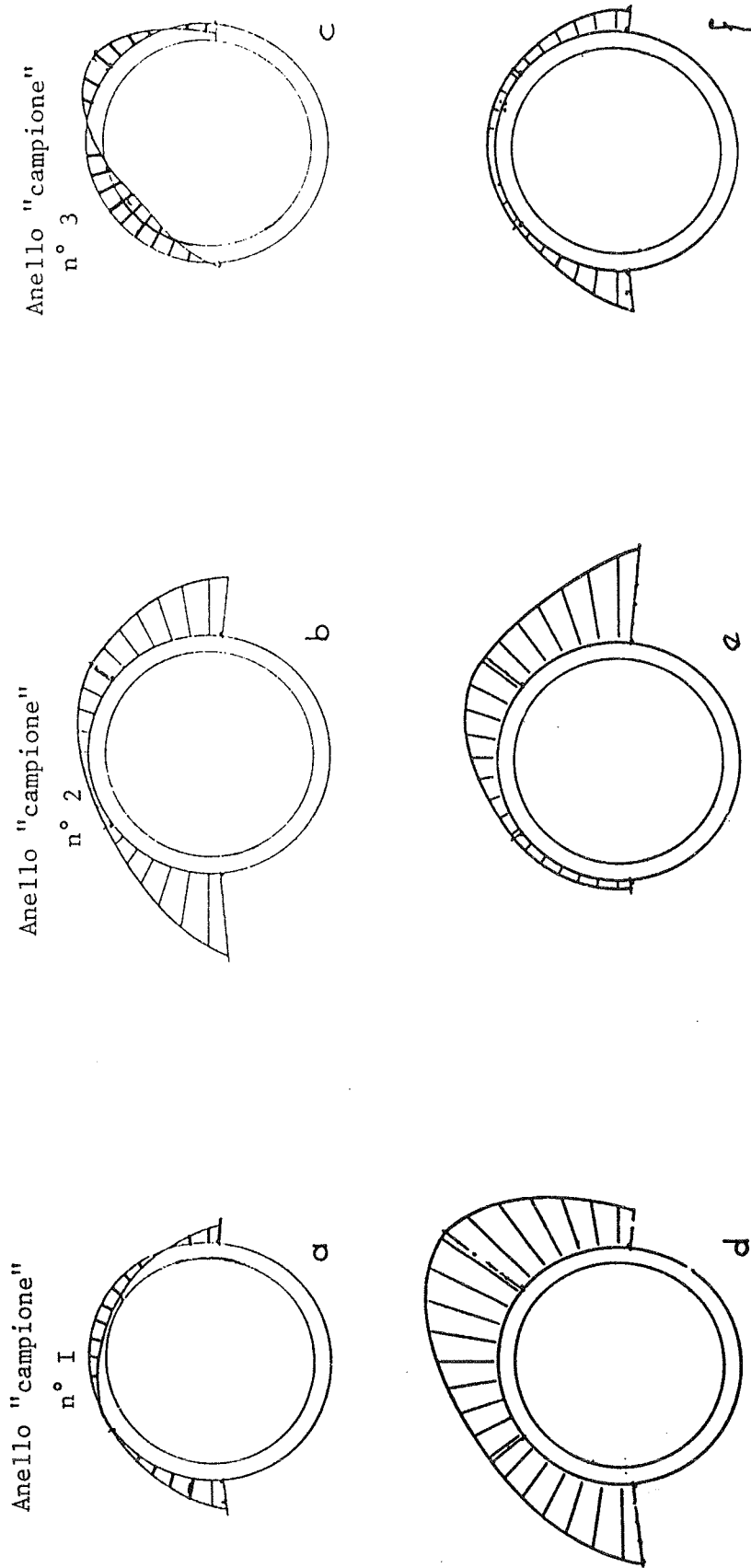


FIG. 5 Diagrammi polari di sollecitazione nel calcestruzzo (a, b, c) e di pressioni sul rivestimento (d e f) dopo 2.5 mesi dalla posa in opera.

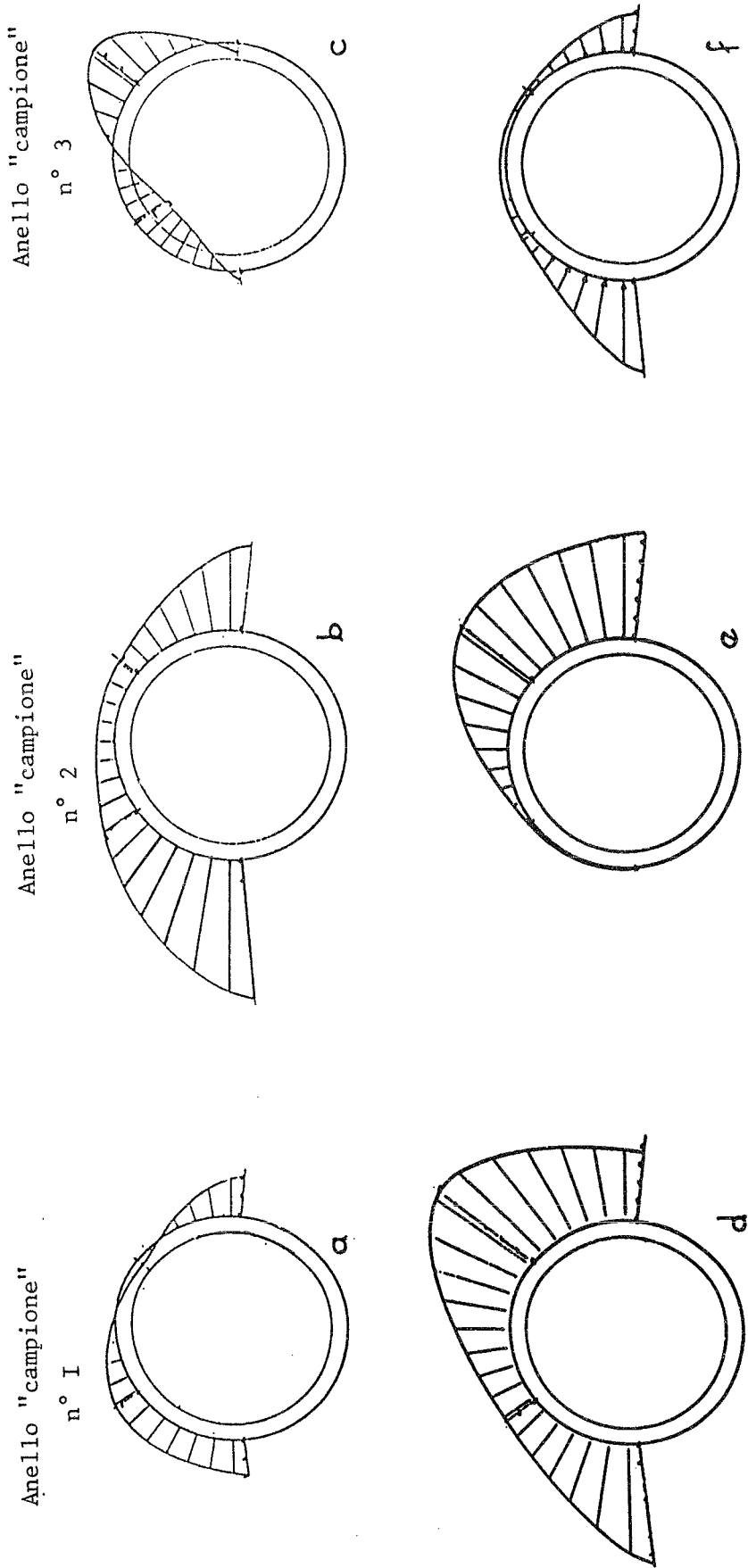


FIG. 6 Diagrammi polari delle pressioni sul rivestimento e dello stato di compressione nel calcestruzzo dopo 5 mesi dalla posa in opera.

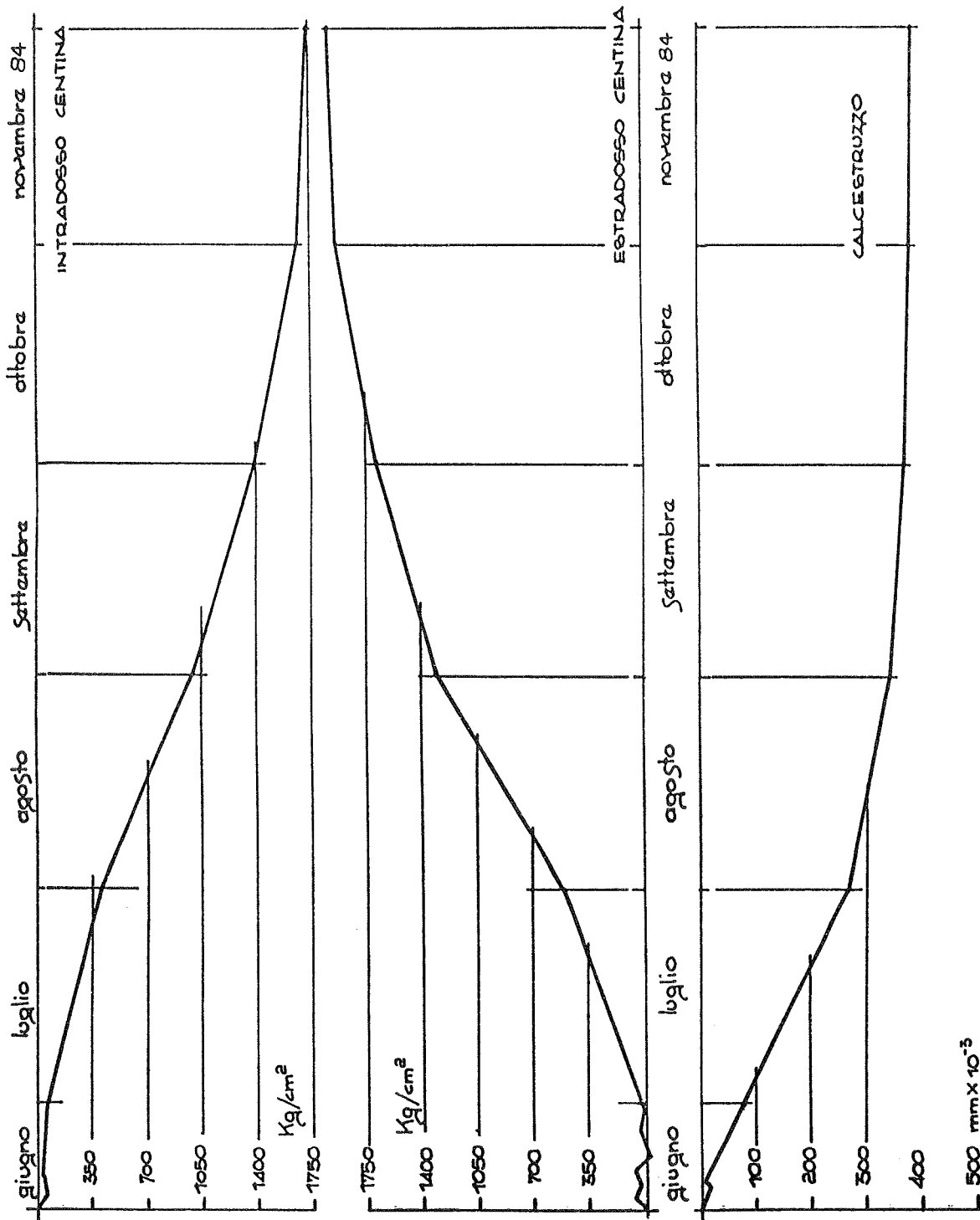


FIG. 7 Andamento nel tempo delle sollecitazioni sulle ali delle centine di rinforzo e delle deformazioni all'intradosso del rivestimento.

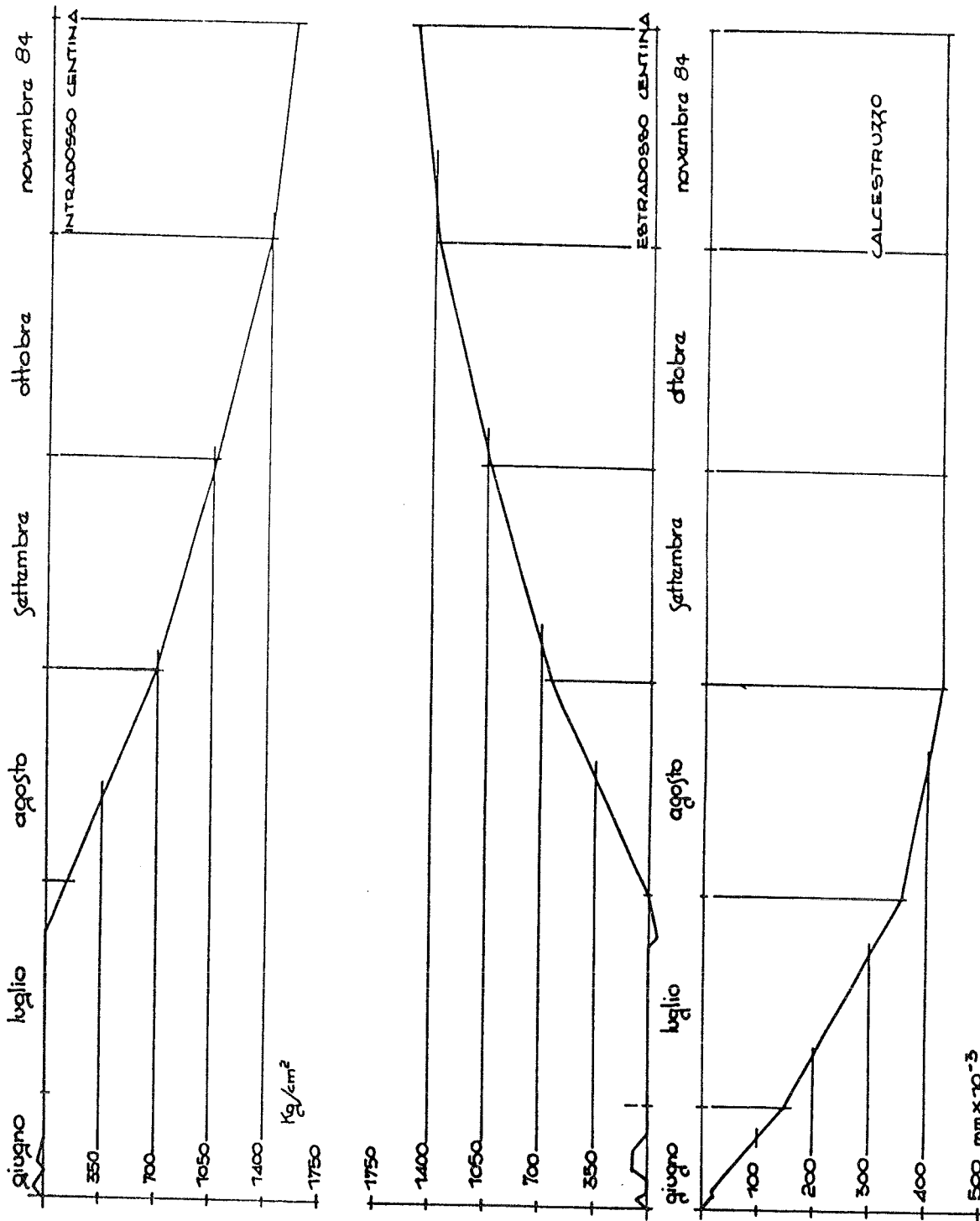


FIG. 8 Andamento nel tempo delle sollecitazioni sulle ali delle centine di rinforzo e delle deformazioni all'intradosso del rivestimento.

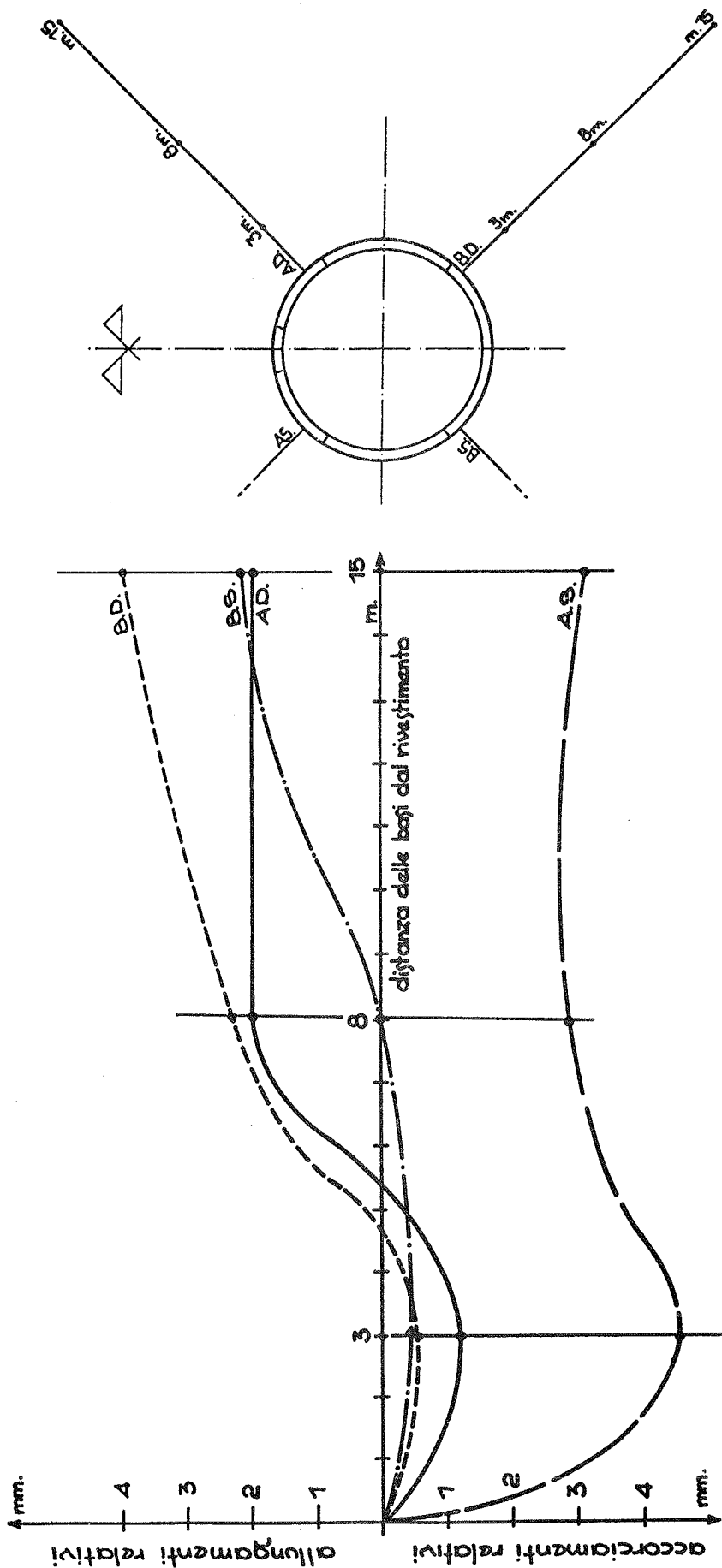


FIG. 9 Andamento degli spostamenti relativi delle basi estensimetriche rispetto all'intradosso del rivestimento al variare della distanza da quest'ultimo.

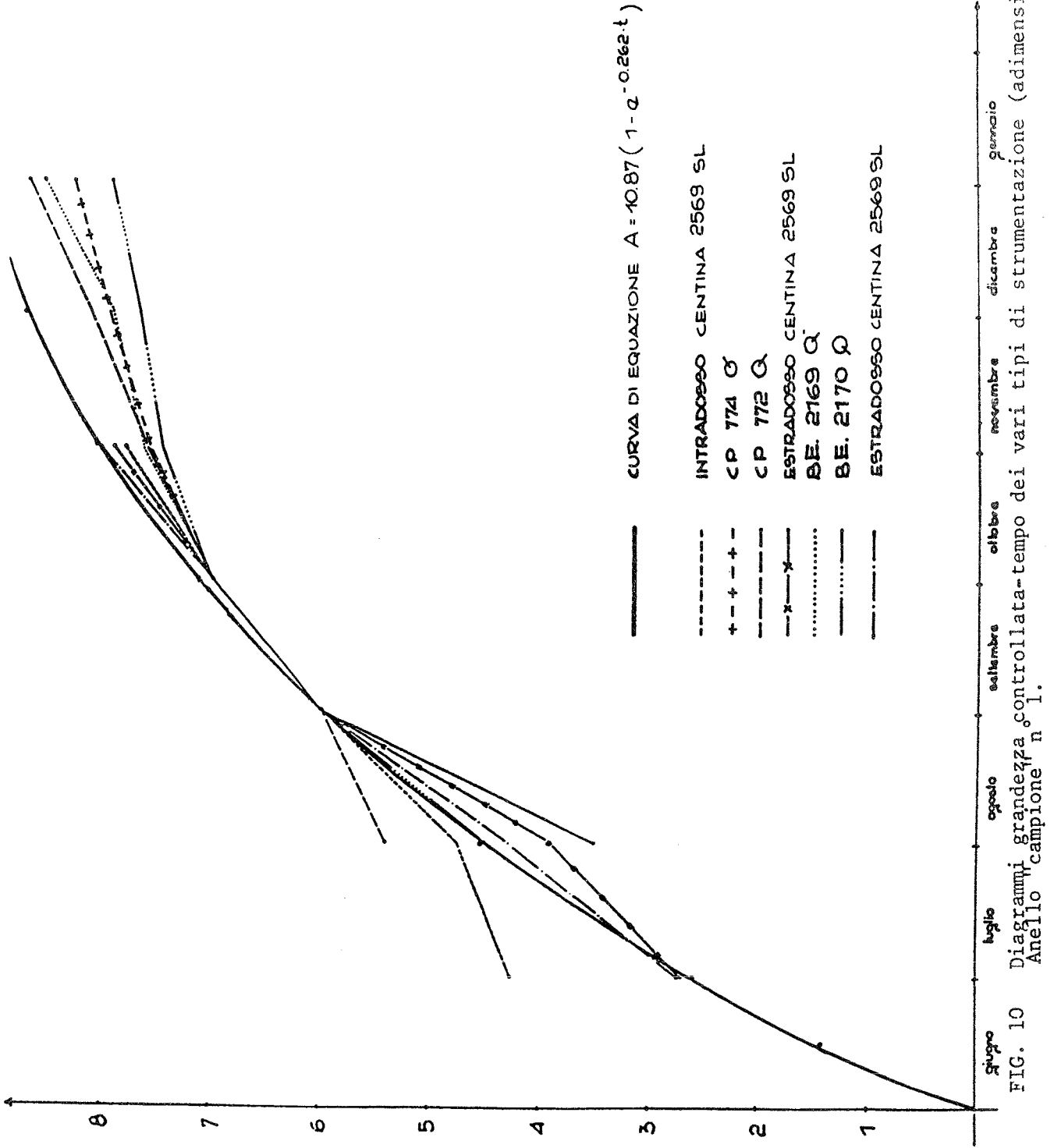


FIG. 10 Diagrammi grandezza controllata-tempo dei vari tipi di strumentazione (adimensionalizzati)
Anello campione n. 1.

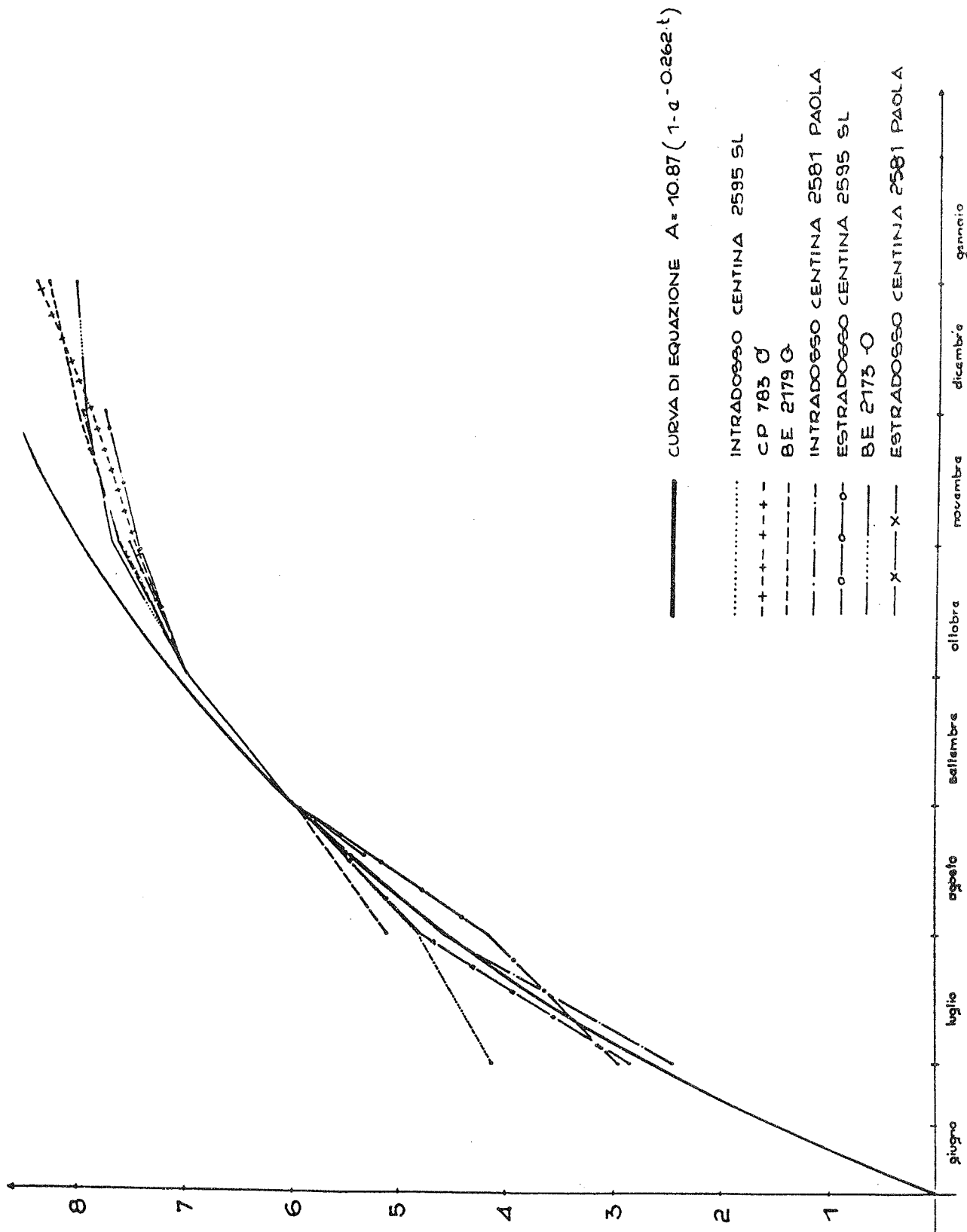


FIG. 11 Diagrammi grandezza controllata-tempo dei vari tipi di strumentazione (adimensionalizzati)
Anelli "campione" nn° 2 e 3.

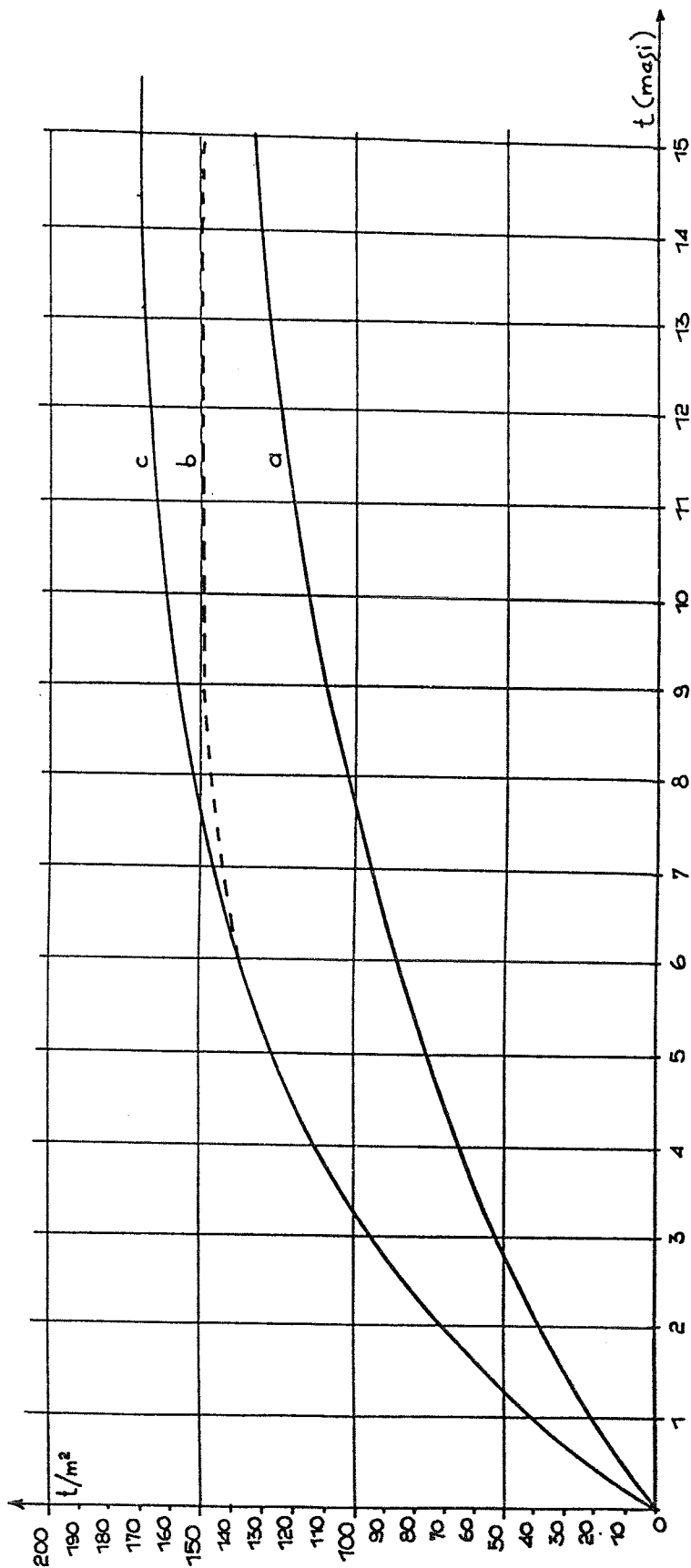


FIG. 13 Andamento nel tempo delle curve di pressione: teorica (a) sperimentale (b) sperimentale esponenziale (c).

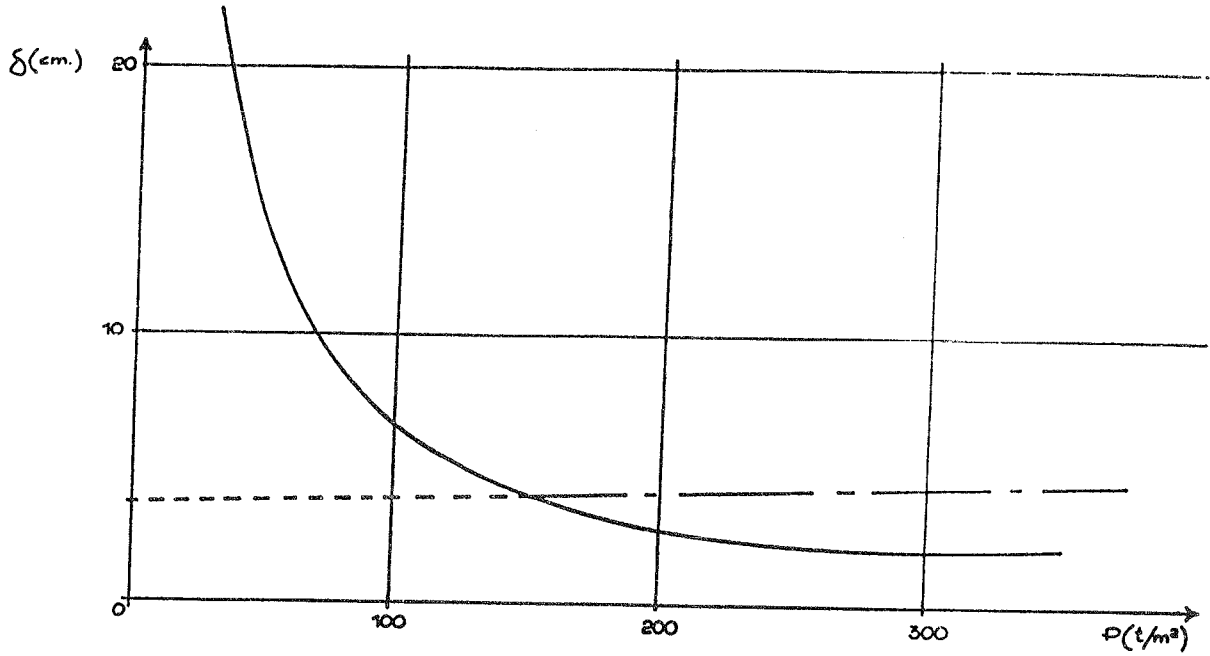


FIG. I4 Curve caratteristiche teoriche della roccia e del rivestimento.

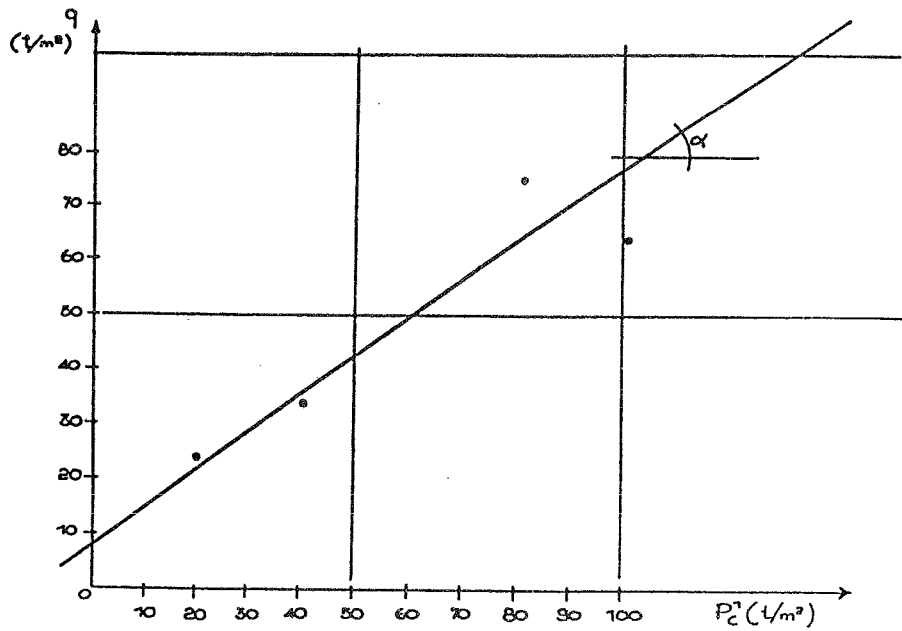


FIG. I5 Prove triassiali su campioni provenienti dal cunicolo di avanzamento.