

TEORIA E PRATICA NEL PROGETTO DEI TELAI COMPLETI

Aldo DE MAESTRI

Ingegnere progettista

MILANO

SOMMARIO

Possiamo definire "telaio completo" il complesso strutturale formato da sovrastruttura intelaiata, fondazione e terreno connessi fra di loro e perciò interagenti. Con la presente ricerca vengono analizzati gli aspetti più salienti del problema e proposti metodi riguardanti sia il calcolo dei cedimenti del terreno che il progetto del telaio completo.

SUMMARY

We may define "complete frame" the structural system formed by framed superstructure, foundation and soil, connected among them and therefore interacting. With the present research we study the main feature of the problem and suggest methods for soil settlement analysis and for complete frame design.

1. PREMESSA

1.1 Schematizzazione della struttura

Fra le strutture in c.a. di corrente impiego, quelle intelaiate a maglia rettangolare sono le più comuni e la loro schematizzazione, limitata per semplicità al caso dei telai piani, è del tipo indicato in fig. 1.a).

In relazione alle loro funzioni e caratteristiche il complesso strutturale si può ritenere suddiviso nei seguenti elementi fra loro connessi ed interagenti:

S_1 = struttura in elevazione o "sovrastruttura", formata da un insieme di n' pilastrate ed n'' travate incrociantesi ad angolo retto e solidali nei punti d'incontro (nodi)

$s_{2.1}$ = struttura di fondazione o "infrastruttura" , formata da una trave, come da figura, oppure da plinti, costituenti un sottocaso al quale si possono facilmente estendere le considerazioni relative alle travi

$s_{2.2}$ = terreno di fondazione o "sottostruttura", delimitata dal contorno del "volume significativo" definito dalla geotecnica.

Lo schema di fig. 1.a), che può essere definito "telaio completo", in pratica di solito viene convenientemente frazionato nei due schemi indicati in figg. 1.b), 1.c):

s_1 = "telaio sciolto" (o semplicemente "telaio"), con la sovrastruttura isolata mediante prefissati vincoli al piede

$s_2 = s_{2.1} + s_{2.2}$ = "fondazione sciolta" o "trave sciolta", col sistema terreno-fondazione svincolato dalla sovrastruttura.

1.2 Generalità sui metodi risolutivi

Il calcolo del telaio completo può essere affrontato più o meno correttamente in relazione al modo in cui viene risolto il problema dell'interazione fra telaio e trave sciolta. In particolare:

- se i calcoli delle due strutture vengono svolti separatamente, come avviene di frequente, i risultati possono essere inattendibili e l'introduzione di adeguati correttivi dipende dalla sensibilità ed esperienza del progettista.

- se i calcoli vengono opportunamente collegati si possono ottenere soluzioni approssimate ma in genere valide del telaio completo. Il primo significativo contributo in tal senso è stato dato da P. Pozzati col metodo delle "situazioni limite", per travi su terreno alla Winkler, riportato nel volumetto "Metodi per il calcolo delle fondazioni", Zanichelli, 1953, costituente la raccolta di estratti da "Ingegneri, Architetti, Costruttori", Bologna 1952-1953.

- se infine le usuali condizioni di equilibrio e di congruenza, oltre che al telaio, vengono imposte anche nei punti 1, 2, ... n' di connessione fra telaio e trave sciolta, previo calcolo dei coefficienti di rigidezza relativi ai due schemi isolati, si ottiene la soluzione diretta del telaio completo. La prima soluzione di questo tipo è stata sviluppata dallo scrivente e pubblicata su "Rivista d'Ingegneria", n. 11-1952 e n. 4-1953 col titolo "Generalizzazione del metodo di Gehler: strutture con travi di fondazione"; il terreno era sempre alla Winkler e metodo di Gehler era allora sinonimo di metodo delle deformazioni.

E' ben noto peraltro che in genere il comportamento del terreno non è adeguatamente rappresentato dal modello di Winkler e che è possibile migliorare la soluzione ricorrendo a modelli più realistici ed ormai affermati quali quelli descritti ad es. in (I), (II), (III), (IV).

1.3 Scopo della ricerca e ringraziamento

Per un corretto impiego dei modelli citati nel calcolo dei telai completi è necessario che il progettista abbia le idee chiare

sul modello più indicato per il problema in istudio e sull'iter operativo più idoneo.

La presente ricerca analizza perciò le caratteristiche dei vari modelli e metodi e propone alcune procedure atte ad unificare e a semplificare le complesse operazioni di calcolo.

I risultati ottenuti hanno la loro premessa nell'approfondimento di questi problemi richiesto dalla trattazione svolta nell'ambito del Corso di perfezionamento in costruzioni in cemento armato, Politecnico di Milano, specie negli anni '70, con più ore a disposizione. L'A. desidera ringraziare il prof. Sandro Dei Poli, direttore del Corso, per l'opportunità offertagli.

2. ANALISI DELLA TRAVE SCIOLTA

2.1 Generalità sul calcolo dei cedimenti

Il calcolo degli spostamenti è necessario in quanto si devono imporre condizioni di congruenza fra terreno e trave nei punti di contatto; di norma si prendono in considerazione solo gli spostamenti verticali (cedimenti) e si trascura l'influenza sulle sollecitazioni di quelli orizzontali; in particolare la stessa è nulla quando sono nulli gli spostamenti relativi dei punti di connessione con la sovrastruttura (caso delle travi) ed è comunque di dubbia valutazione essendo in genere gli spostamenti orizzontali ostacolati da altre cause (attrito terreno-fondazione, resistenze passive sui fianchi, ecc.) per cui è difficile definirne i parametri di deformabilità.

I cedimenti della trave si ottengono con la consueta analisi flessionale.

Oltre che dai carichi, i cedimenti del terreno possono derivare anche da altre cause, quali: scavi nelle adiacenze, variazioni del livello di falda, gelo e disgelo, ecc., d'incerta determinazione e quindi in genere trascurate.

Per il calcolo dei cedimenti dovuti ai carichi sono stati proposti numerosi metodi, raggruppati dal Fedà (V) come segue:

- 1° gruppo: metodi basati sulla teoria dell'elasticità lineare e non-lineare
- 2° " : " geotecnici, quali lo stress-path, la compressione edometrica, ecc.
- 3° " : " empirici, correlati a prove penetrometriche, pressiometriche, su piastra, ecc.
- 4° " : " numerici quali elementi finiti, differenze finite, ecc.

Per il calcolo delle fondazioni di tipo corrente sono in pratica utilizzati solo i metodi del 1° gruppo, limitatamente all'elasticità lineare in quanto:

- consentono la sovrapposizione degli effetti
- sono disponibili soluzioni semplici, spesso in forma chiusa
- " sufficientemente attendibili per fondazioni sottoposte ai carichi d'esercizio, normalmente non superanti la terza parte

del carico di rottura del complesso fondazione-terreno.

I metodi degli altri gruppi possono servire per meglio definire i parametri di deformazione del terreno e in particolare:

E_z = modulo di Young, funzione della profondità z
 ν = coefficiente di Poisson.

2.2 Modelli e schemi base

Sono ormai molti i modelli di terreno proposti in relazione alle altrettanto numerose situazioni che si possono presentare nella pratica e quelli più impiegati, caratterizzati in particolare dalla variazione di E_z , cfr. fig. 2, sono:

t_1 : semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, definito anche modello Boussinesq, con $E_z = E_0 = \text{cost.}$, $\nu = \text{cost.}$

t_2 : semispazio elastico, isotropo ed eterogeneo, definito da $\nu = \text{cost.}$

$$E_z = E_0 + G_m z^m \quad (1)$$

con G_m = gradiente del modulo e m = esponente compreso fra 0,5 e 2 e frequentemente prossimo all'unità

t_3 : strato elastico, isotropo ed omogeneo ($E_z = \text{cost.}$, $\nu = \text{cost.}$) di spessore finito su base rigida

t_4 : terreno stratificato caratterizzato da $\nu = \text{cost.}$ ovunque ed $E_z = \text{cost.}$ per ogni strato e variabile da strato a strato.

Per lo studio dell'interazione fondazione-terreno si possono introdurre diverse ipotesi relative alla rigidità della fondazione e alla sua collocazione.

Per la rigidità gli schemi base sono (cfr. fig. 3):

r_1 : fondazione infinitamente flessibile (modello "membrana"), per la quale è nota la distribuzione del carico (pressione p uniforme oppure variabile con legge prefissata)

r_2 : fondazione infinitamente rigida (modello "rigido"), per la quale è nota la risultante dei carichi sia come entità che come punto di applicazione.

Per la collocazione si hanno gli schemi (cfr. fig. 4):

p_1 : fondazione poggiante sul piano limite (o di frontiera), che normalmente si fa coincidere col piano di posa in quanto il terreno soprastante, disturbato dagli scavi, in genere offre scarsa collaborazione

p_2 : fondazione collocata alla profondità t rispetto al piano limite, quando il terreno sopra il piano di posa si può ritenere collaborante.

Combinando in vario modo gli schemi $t - r - p$ si ottengono numerosi modelli d'interazione, dei quali è nota la soluzione; vale a dire che sono noti i valori delle tensioni e delle deformazioni indotte dai carichi nei vari punti del terreno e in particolare i valori dei cedimenti in corrispondenza del piano di posa. Molte di queste soluzioni sono raccolte in manuali, quali quello di Giroud (VI) e quello di Poulos-Davis (VII), ed altre disseminate in vari testi di Geotecnica.

2.3 Schema per il calcolo delle travi

Le travi di fondazione hanno di norma una rigidezza intermedia fra quella nulla (schema r_1) e quella infinita (schema r_2); tranne casi particolari, non esistono soluzioni dirette ed è quindi necessario introdurre ulteriori schematizzazioni, in particolare con discretizzazione del continuo.

Lo schema base è indicato in fig. 5. Data una trave avente impronta di lunghezza l e larghezza b , la si scinde in due sistemi:

- il primo ottenuto suddividendo la trave in n piastre uguali di lati $c = l/n$ e b appoggiate sul terreno, staccate fra di loro e collegate al secondo tramite cerniere (o, in alternativa, tramite bielle)
- il secondo costituito da una normale trave, inflessa per effetto dei carichi esterni P_i, M_i ($i = 1, \dots, u$) e delle reazioni incognite X_k ($k = 1, \dots, n$) delle piastre.

Le reazioni X_k rappresentano la risultante delle reazioni p_k , ipotizzate di solito uniformi (cfr. fig. 5.c); ciò equivale a considerare piastre del tipo r_1 , per le quali le citate soluzioni consentono di calcolare i cedimenti nei vari punti di contatto.

Ad ogni piastra è associata un'incognita X , alla quale deve corrispondere il cedimento di un punto rappresentativo della stessa piastra e si utilizzano al riguardo due schemi (cfr. fig. 5.b):

- l_1 : il punto rappresentativo è situato al centro della piastra
- l_2 : " " " " è spostato sulla linea dei "punti caratteristici", nei quali il carico p_k provoca un cedimento pari al valor medio dei cedimenti della piastra.

Fra i due schemi, che peraltro forniscono risultati poco diversi, il più usato è lo schema l_1 .

In conseguenza del legame di continuità costituito dal terreno, il cedimento φ_k del punto rappresentativo della piastra k risulta allora

$$\varphi_k = \eta_{k1} X_1 + \eta_{k2} X_2 + \dots + \eta_{kk} X_k + \dots + \eta_{kn} X_n$$

essendo η_{kk} il coefficiente d'influenza diretto ed η_{kj} quelli indiretti, con $\eta_{kj} = \eta_{jk}$ per le ipotesi e posizioni fatte; se però i lati c e/o b sono variabili da piastra a piastra, risulta in genere $\eta_{kj} \neq \eta_{jk}$ e nel calcolo si introduce il valor medio fra i due.

In definitiva si perviene alla relazione matriciale

$$S = \frac{1}{K_0} F X \quad (2)$$

con: S = vettore cedimenti

X = " incognite

F = matrice coefficienti d'influenza, con gli η_{kj} valutati a meno della costante

$$k_0 = \pi D_0 c \quad (3)$$

avendo posto

$$D_0 = E_0 / (1 - \nu^2).$$

3. PROCEDURA UNITARIA PER IL CALCOLO DELLA MATRICE F

3.1 Cedimenti prodotti da un carico unitario concentrato

Per la costruzione della matrice F lo scrivente si avvale della seguente procedura unitaria, valida per tutti i modelli indicati in 4.1 e quindi molto utile.

A tal fine viene in primo luogo valutato il cedimento ϱ_A prodotto da un carico concentrato unitario in un punto A situato sul piano di posa alla distanza $x = n c$ dal carico (cfr. fig. 6).

Posto $\varrho'_A = k_0 \varrho_A$, con k_0 dato dalla (3), si ha:

- modello t_1 : $\varrho'_A = 1/n$
- modello t_2 : $\varrho'_A = 1/(n M)$, con $M = 1+n^m \delta_m$, $\delta_m = c^m D_m / D_0$
 $D_m = 2G_m / ((3+m)(m'-\nu))$, $m' = 1/(1+m)$ (4)
- modello t_3 : $\varrho'_A = 1/n - 1/\chi - \varrho^2 / (2(1-\nu) \chi^3)$
 con $\varrho = h_a/c$, $\chi = \sqrt{n^2 + \varrho^2}$

Per gli altri modelli indicati in 4.1 si hanno espressioni più complesse, qui omesse per brevità. Le (4) sono espresse in forma omogenea con gli F_{jK} dedotti in 3.2, dei quali forniscono un valore approssimato per n grande.

Nel modello t_2 l'esponente m della (1) assume spesso il valore unitario, nel qual caso si ha

$$\delta_m = \delta_1 = c D_1 / D_0, \quad D_1 = G_1 / (1-2\nu).$$

Un miglioramento di questa soluzione è stato fornito da Belloni-Jamiolkowski (VIII), secondo i quali si ottiene un valore più corretto ponendo

$$D_1 = G_1 / \gamma_1$$

con $\gamma_1 =$	0,5	0,418	0,333	0,205	0,114	0
per $\nu =$	0	0,25	0,333	0,4	0,45	0,5

3.2 Cedimenti prodotti dal carico p_k

A questo punto si passa al calcolo dei cedimenti provocati dal carico uniforme p_k agente sulla generica piastra k , trasformando il carico concentrato unitario in carichi elementari $p_k dx dy$ (in coordinate cartesiane) ed integrando le (4), con la distanza $a(x,y)/c$ al posto di n e con l'integrale esteso all'area di carico. Si verifica allora che in qualche caso (ad es. per il modello t_2) non è possibile una soluzione in forma chiusa per il rettangolo, mentre è possibile per il settore di cerchio.

La procedura seguita è quindi formulata come appresso:

- si divide l'area di carico in triangoli con vertice V nel punto per il quale si vuol calcolare il cedimento (fig. 7.a)
- si utilizza per il triangolo la soluzione di Krall (IX) relativa al modello di Boussinesq, la quale fornisce:

$$\varrho_v = p f \operatorname{sen} \gamma \ln T/\pi D_0 \quad (5)$$

con $T = \cot(\gamma/2)\tan(\alpha+\gamma)/2$

Il cedimento relativo al settore circolare equivalente risulta (fig. 7.b):

$$\varrho_v = p \alpha R/\pi D_0 \quad (6)$$

e quindi uguagliando (5) e (6) il raggio del settore è

$$R = f \operatorname{sen} \gamma \ln T/\alpha \quad (7)$$

E' da notare che Krall usa il settore equivalente per il calcolo degli spostamenti orizzontali prodotti da una forza pure orizzontale (problema di Cerruti) e valuta R mediante l'equivalenza delle aree: $R \cong (f + f_1)/2$.

- per determinare i coefficienti F_{jk} relativi al carico $X_k = 1$ agente sulla piastra k di lati c e $b = \beta c$, occorre calcolare il cedimento del punto rappresentativo j della piastra generica, situato sulla linea prescelta, ad es. l_1 (fig. 5.b) alla distanza n.c dal centro O della piastra k, sottoposta al carico uniforme $p_k = 1/\beta c^2$. Si fa perciò coincidere il vertice V con j e si collega V con gli spigoli della piastra k, ottenendo così un'area di carico formata da triangoli, alcuni dei quali negativi, per annullare gli effetti di p_k al di fuori del rettangolo effettivo b.c. Se il punto rappresentativo è all'interno della piastra k si hanno solo triangoli positivi. Tenendo conto della simmetria si ottiene infine (cfr. fig. 8):

per il centro O

$$F_{kk} = F_o = 4(F'_{OAB} + F'_{OBC})$$

per il punto j

$$F_{jk} = F_n = 2(F'_{VDE} + F'_{VEF} - F'_{VCF})$$

con gli F' coefficienti parziali relativi ai singoli triangoli nei quali è stata suddivisa l'area, calcolati integrando le (4) fra 0 e α e fra 0 e R, coi carichi elementari $r \, d\alpha dr/\beta c^2$ distanti r da V e coi raggi rapportati a c.

I coefficienti relativi alla linea l_2 si possono ottenere in modo analogo.

La soluzione può essere migliorata a piacere suddividendo gli n_0 triangoli base in un numero q di triangoli più piccoli ottenuti con equipartizione dell'angolo α o del lato opposto. Operando in tal modo si ottiene

$$F_{jk} = k_1 \sum_1^{n_0} \sum_{i=1}^q \phi_i$$

essendo k_1 una costante e ϕ_i una funzione, variabili da modello a modello, e in definitiva i vari modelli si possono inserire in un programma di calcolo unificato, in grado di costruire agevolmente la richiesta matrice F caso per caso.

Alcune tabelle di valori dei coefficienti F_{jk} relativi al modello t_2 per $m = 1$ e calcolati in tal modo sono state distribuite agli allievi del Corso citato in 1.3 a partire dal 1976; l'idea di una procedura unitaria è venuta in seguito.

4. RISOLUZIONE DELLA TRAVE SCIOLTA

4.1 Generalità sui metodi risolutivi

Una volta costruita la matrice F , la soluzione della trave sciolta sottoposta a carichi diventa un normale problema di Scienza delle Costruzioni; fra i vari metodi di calcolo proposti, segnaliamo in particolare:

c_1 : metodo delle forze, per il quale si utilizzano n equazioni di congruenza (nelle incognite X) fra i cedimenti del terreno, dati dalla (2), e quelli della trave; per valutare questi ultimi occorre rendere isostatica la trave mediante due vincoli provvisori (e cedevoli), le cui reazioni vengono annullate tramite due equazioni di equilibrio che consentono di definire gli spostamenti dei vincoli. Il metodo si particolarizza nei due sottometodi:

$c_{1,1}$: quando la trave è vincolata con un incastro
 $c_{1,2}$: " " " " " con due appoggi.

c_2 : metodo delle deformazioni, per il quale occorrono $2n$ equazioni di equilibrio dei nodi k (coincidenti coi punti rappresentativi), nelle incognite φ_k e $\psi_k =$ rotazioni dei nodi.

Fra i numerosi procedimenti complessivi che, partendo dal terreno, pervengono alla soluzione della trave sciolta, segnaliamo:

m_1 : metodo Zhemochtin-Sinitsyn, utilizzante gli schemi $t_1 - p_1 - l_1 - c_{1,1}$ (I) (II)
 m_2 : " Klein, utilizzante gli schemi $t_2 - p_1 - l_1 - c_{1,1}$ (II)
 m_3 : " Sherif-König, con " " $t_3 - p_1 - l_2 - c_{1,2}$ (III)
 m_4 : " Krol, utilizzante " " $t_4 - p_1 - l_1 - c_{1,2}$ (I)
 m_5 : " Jamiolkowski-Belloni, basato sulla soluzione di Mindlin ed utilizzante gli schemi $t_1 - p_2 - l_1 - c_{1,1}$ (II)

Il metodo m_1 , che è impiegato anche nel caso di platee in condizioni di deformazione piana (I), sopravvaluta i coefficienti indiretti F_{jk} , al pari di m_5 ; per cui in genere è preferibile il metodo m_2 , che dà luogo a coefficienti F_{jk} più realistici.

Risultati anche migliori si possono ottenere coi metodi m_3 e m_4 , utilizzanti la soluzione approssimata di Steinbrenner, citata in (VII), in considerazione dell'esistenza di una "profondità significativa" o "altezza attiva" (h_a) al disotto della quale i carichi provocano deformazioni inapprezzabili (IV).

Va infine rilevato che nei casi in cui l'altezza h_a è minore di circa $0,5 b$, risulta diverso da zero solo il coefficiente diretto F_{kk} e quindi si ritrova il modello di Winkler.

In definitiva se si scelgono correttamente il modello di terreno ed i suoi parametri di deformazione è possibile ottenere una soluzione sufficientemente aderente alla realtà.

La bontà della soluzione è anche funzione del numero n di conci in cui viene suddivisa la trave: in genere n è compreso fra 10 e 20.

4.2 Metodo generale di calcolo della trave sciolta

Prendendo come vincolo provvisorio un incastro situato ad es. nel punto A coincidente con l'estremità sinistra della trave, il sistema risolvete per $m_1 \div m_5$, con carichi costituiti da forze P_i e da momenti M_i , può assumere la forma

$$(A + \lambda B)Y = N \quad (8)$$

con

$$A = \begin{vmatrix} F & G' \\ G & G_0 \end{vmatrix}, \quad B = \begin{vmatrix} B_1 & B'_0 \\ B_0 & B_0 \end{vmatrix}, \quad Y = \begin{vmatrix} X \\ X_1 \end{vmatrix}, \quad N = \begin{vmatrix} \lambda B_2 \\ P \end{vmatrix}$$

Y = vettore incognite

B_1 = matrice dei coefficienti d'influenza dei cedimenti della trave relativi alle X_k formanti il vettore X

B_2 = vettore dei cedimenti dei punti rappresentativi della trave prodotti dai carichi

$B_0 = G_0 = 0$; $G' =$ trasposta di G.

Le sottomatrici superiori corrispondono alle n equazioni di congruenza, e le inferiori alle due equazioni di equilibrio, di traslazione verticale e di rotazione rispetto al punto A, soggetto ad un cedimento ϱ_0 e ad una rotazione φ_0 incogniti.

Se d_k e d_i sono le distanze delle X_k e dei P_i da A, posto

$$\varepsilon_k = d_k/c, \quad \varrho'_0 = k_0 \varrho_0, \quad \varrho''_0 = k_0 \varphi_0 c, \quad \text{si ha}$$

$$G = \begin{vmatrix} -1 & \dots & -1 \\ -\varepsilon_1 & \dots & -\varepsilon_n \end{vmatrix}, \quad X_1 = \begin{vmatrix} \varrho'_0 \\ \varrho''_0 \end{vmatrix}, \quad P = - \begin{vmatrix} \sum P_i \\ (\sum P_i d_i + \sum M_i)/c \end{vmatrix}$$

Si evidenzia infine il parametro adimensionale

$$\lambda = \frac{k_0 c^3}{6 E J}$$

che può essere definito "indice di deformabilità relativa della trave rispetto al terreno", poichè quando la trave si può considerare rigida rispetto al terreno, la sua deformazione è nulla al pari di λ .

In definitiva anche la matrice dei coefficienti del sistema (8) risulta adimensionale e l'aver evidenziato λ torna utile in sede di progetto della trave, potendosi meglio valutare gli effetti delle variazioni del momento d'inerzia J attraverso le variazioni di λ .

Una volta risolto il sistema sono noti le X_k, p_k e, mediante la (2), i ϱ_k ; il calcolo dei tagli e dei momenti flettenti è immediato, essendo ora la trave staticamente determinata.

Inoltre con la (8) si può risolvere anche il problema della trave rigida, ponendo $\lambda = 0$.

E' da rilevare infine che la risoluzione col metodo c_2 delle deformazioni risulta più onerosa di quella qui indicata e non consente lo studio della trave rigida; pertanto ne viene omessa la trattazione.

5. CALCOLO DEL TELAIO COMPLETO

5.1 Matrice di rigidezza della trave di fondazione

Per il calcolo del telaio completo è senz'altro preferibile il metodo delle deformazioni ed è quindi necessario costruire la matrice di rigidezza R della trave di fondazione, considerata isolata dalla sovrastruttura secondo lo schema di fig. 1.c): se si omette questa operazione di separazione preliminare, la soluzione risulta notevolmente appesantita, come si rileva dall'analisi di quella ottenuta da Sommer (X).

Per ottenere la matrice R si può ricorrere sia al metodo delle forze che delle deformazioni.

Col metodo delle forze si può procedere nel seguente modo:

- si sostituisce al vettore N dei termini noti, al secondo membro della (8), la matrice N_1 in ogni colonna della quale figurano elementi analoghi a quelli del vettore N e relativi ad una condizione di carico, costituita da una forza verticale $V = 1$ oppure da un momento $M = 1$ applicati in ciascuno degli i punti $1 \dots n'$ di connessione con la sovrastruttura
- il primo membro della (8) resta invariato per cui si ottiene il sistema

$$(A + \lambda B) Y = N_1 \quad (9)$$

nel quale Y diventa la matrice delle incognite, che si ottiene dalla

$$Y = (A + \lambda B)^{-1} N_1$$

- una volta ottenuta la soluzione della (9), si possono calcolare con facilità i cedimenti e le rotazioni dei punti di connessione per effetto delle condizioni di carico descritte e in definitiva costruirne la matrice S .
- la matrice di rigidezza R risulta allora

$$R = S^{-1} \quad (10)$$

e le sue colonne (oppure righe, trattandosi di matrice simmetrica) sono ordinate in conformità alla prefissata sequenza delle condizioni di carico.

Se invece si usa il metodo delle deformazioni, la matrice R si ottiene quale matrice delle reazioni indotte da cedimenti e rotazioni di valore unitario imposti nei punti i di connessione.

Il procedimento è sostanzialmente identico a quello descritto nella seconda parte della nota citata in 1.2 (nella prima parte era invece usato il metodo delle forze).

Nel caso attuale risulta preferibile il metodo delle forze e si può impiegare il metodo delle deformazioni per il controllo dei risultati ottenuti con le (9) e (10); controllo senz'altro utile in quanto il significato fisico dei valori ottenuti non è di comprensione immediata.

5.2 Calcolo diretto del telaio completo

Una volta nota la matrice R , ed aver valutato a parte, con metodi noti, le rigidezze della sovrastruttura, il calcolo del telaio completo segue la normale prassi del metodo delle deformazioni.

Il sistema risolvante completo si ottiene quindi, con le consuete ipotesi, ricorrendo ad equazioni soddisfacenti l'equilibrio:

- alla rotazione per i nodi, compresi quelli di connessione
- " traslazione verticale per le pilastrate
- " " orizzontale per le travate.

La soluzione del sistema consente poi di determinare le sollecitazioni in tutti i punti del complesso strutturale; in particolare per la trave di fondazione si impiega la (8), applicando alla trave sciolta i carichi verticali ed i momenti, ora noti, agenti nei punti di connessione.

5.3 Calcolo di successiva approssimazione

La complessità della soluzione diretta induce alla ricerca di metodi alternativi; fra i quali citiamo il seguente metodo di successiva approssimazione, con riferimento alle figg. 1.b) e 1.c):

- a - si risolve s_1' coi carichi effettivi, ottenendo fra l'altro le reazioni al piede
- b - si applicano queste reazioni, col segno cambiato, alla s_2 la cui soluzione, con la (8), determina gli spostamenti dei punti di connessione
- c - si risolve s_1' sottoposto alle distorsioni imposte da s_2 ottenendo incrementi delle reazioni al piede
- d - si ritorna a b -

Il calcolo viene arrestato quando gli incrementi diventano trascurabili. Un procedimento di questo genere è stato utilizzato nel 1972 da P.Paganuzzi, A.Bianchi, M.Janelli, allievi del Corso citato in 1.3, per una tesina svolta con la guida dell'A.

5.4 Metodo delle situazioni limite

Questo metodo, citato in 1.2 e dovuto a Pozzati, può essere esteso ad altri modelli di terreno. Si considerano due situazioni limite:

I situazione: ipotizzando s_1' indeformabile, i punti di connessione della s_2 sono bloccati e quindi di norma la trave si può considerare rigida e sottoposta alla risultante dei carichi su s_1' . Risolvendo con la (8) per $\lambda = 0$ si ottiene il diagramma delle reazioni del terreno, che viene utilizzato come diagramma di carico su una trave continua con gli appoggi fissi in corrispondenza dei punti di connessione. Infine la risoluzione della trave continua determina i momenti M' .

II situazione: ipotizzando per s_1' rigidezza nulla si verifica la trave sciolta, caricata nei punti di connessione; la soluzione con la (8) e col λ effettivo determina i momenti M'' .

In conformità al criterio di Pozzati il momento reale M_r risulta:

$$M_r = M' + (M'' - M') J_f / (J_f + \sum J_t)$$

con J_f e J_t momenti d'inerzia della trave di fondazione e delle travi superiori; ulteriori considerazioni si trovano in (XI).

5.5 Metodo del telaio ridotto

Lo scrivente usa sovente il seguente metodo:

- si trasforma la sovrastruttura nel telaio ridotto di fig. 9.a), ottenuto ipotizzando cerniere a metà dell'altezza h di ciascun pilastro, in conformità alla circostanza che nei piani tipo il momento nei pilastri si annulla normalmente in tale zona. Per ogni piano si ha una struttura indipendente per la quale si possono calcolare le rigidezze a traslazione e le reazioni d'incastro perfetto in direzione verticale per ogni pilastro, previa eliminazione delle rotazioni ψ dei nodi della travata; e infine sommando le rigidezze e le reazioni di tutti i piani si ottengono le rigidezze ed i termini noti relativi ad ogni pilastrata.
- in fondazione si considera il consueto schema s_2 con l'aggiunta di porzioni, di altezza h_1 prefissata, dei pilastri ad esso collegati, partecipanti all'equilibrio a rotazione dei nodi della trave (fig. 9.b).
- le incognite sono costituite da cedimenti e rotazioni dei punti di connessione $s_1 - s_2$ e quindi la matrice dei coefficienti del sistema risolvente ha le dimensioni della matrice R e in definitiva molto ridotte.

La soluzione così ottenuta è in genere valida; volendo migliorarla si può ricorrere, per il piano collegato alla fondazione, nel quale è meno prevedibile il comportamento dei pilastri, allo schema di fig. 10, mentre per i piani superiori si adotta ancora lo schema di fig. 9.a).

6. CONCLUSIONI

In considerazione delle ipotesi semplificative adottate, il calcolo del telaio completo non è mai rigoroso, se non formalmente; quindi in pratica risultano più convenienti metodi semplificati quali quelli descritti in 5.4 e 5.5.

L'ipotesi del telaio piano, spesso verificata se si considera solo la sovrastruttura, non lo è in generale per quanto riguarda il terreno. Infatti il terreno è un materiale continuo e quindi i telai adiacenti provocano ulteriori cedimenti non influenzanti le sollecitazioni solo se uniformi su tutta la fondazione; in caso contrario occorrono modifiche o della matrice F (per telai identici) o dei termini noti.

Siccome i cedimenti crescono con la costruzione della struttura, è opportuno seguire passo a passo questa evoluzione, effettuando i calcoli con sovrastruttura a rigidezza crescente col numero di piani già eseguiti; per questo tipo di calcolo tornano perciò utili i suddetti metodi semplificati; si veda anche (XII).

Altri problemi della pratica, quali le variazioni dei parametri di deformazione del terreno nel tempo, il comportamento non lineare dei materiali, ecc. , pur potendo trovare una risposta sulla base dei metodi indicati, esulano dagli scopi della presente ricerca.

7. BIBLIOGRAFIA

- (I) Krol W. "Statique des fondations en béton armé", Dunod, 1971
- (II) Jamiolkowski M.- Belloni L. "Alcuni aspetti del calcolo delle sollecitazioni nelle strutture di fondazione". Costruzioni in Cemento armato, Politecnico di Milano, Studi e rendiconti n.10 1973, pagg.43-97
- (III) Sherif G.-König G. "Rafts and beams on compressible subsoil" Springer-Verlag, 1975
- (IV) Battaglio M.-Jamiolkowski M.-Lancellotta R.-Pasqualini E. "Geotecnica e Fondazioni", Celid, 1977
- (V) Feda J. "Stress in subsoil and methods of final settlement calculation", Elsevier, 1978
- (VI) Giroud J.P. "Tables pour le calcul des fondation", Dunod, 1972
- (VII) Poulos H.G.-Davis E.H. "Elastic solutions for soil and rock mechanics", Wiley & Sons, 1974
- (VIII) Belloni L.- Jamiolkowski M. "Sull'impiego del modello di semispazio eterogeneo negli studi di interazione tra struttura di fondazione e terreno", Rivista Italiana di Geotecnica, n.4/1973, 18 pagg.
- (IX) Krall G. "La diga di sbarramento a volta - cupola per laghi artificiali", Perrella, 1951
- (X) Sommer H. "A method for the calculation of Settlements, contact pressures, and bending moments in a foundation including the influence of the flexural rigidity of the superstructure" da Proc.VI Int.Conf. SMFE, Montreal, 1965, pagg.197/201
- (XI) Chiarugi A.-Merli M. "Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche" da 8° Ciclo annuale di Conf. sui problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni, Politecnico di Torino, 1977, pagg.58
- (XII) Pagano M. "Teoria degli edifici", vol.2°, Diguori, 1970

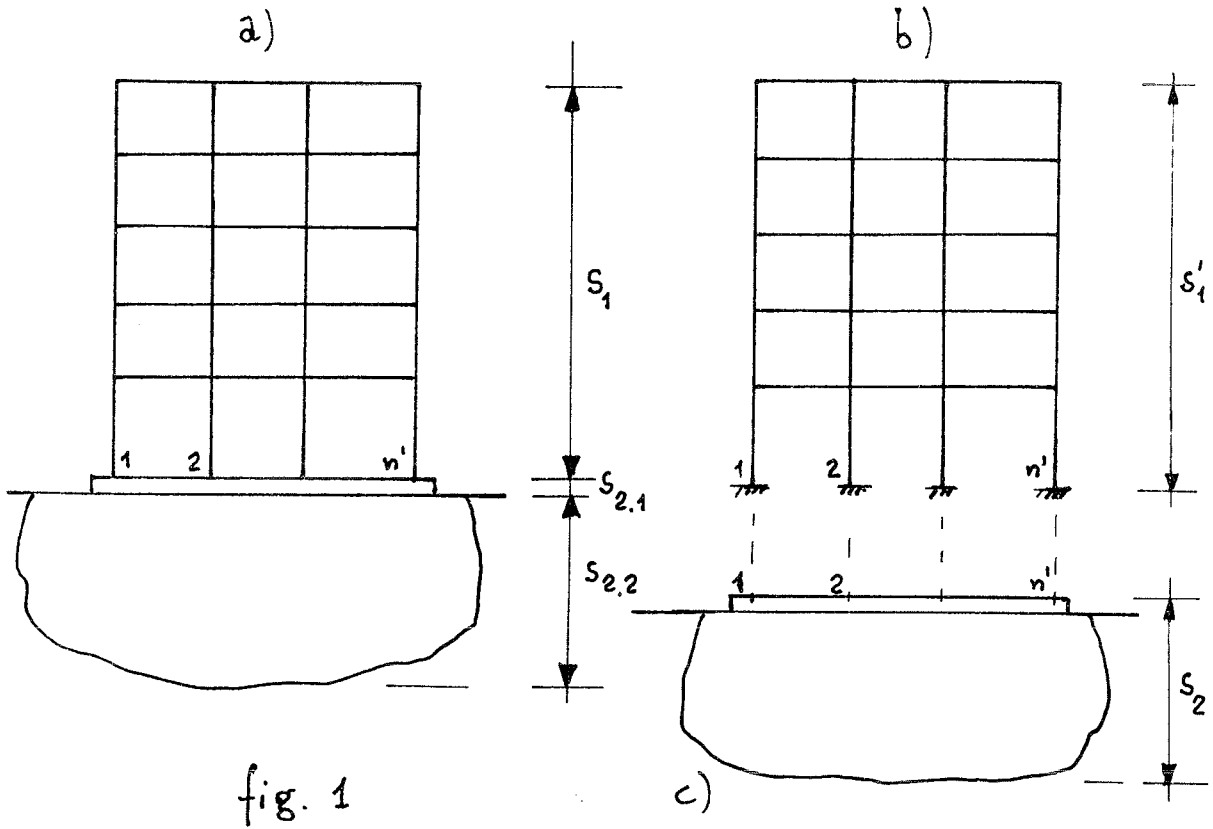


fig. 1

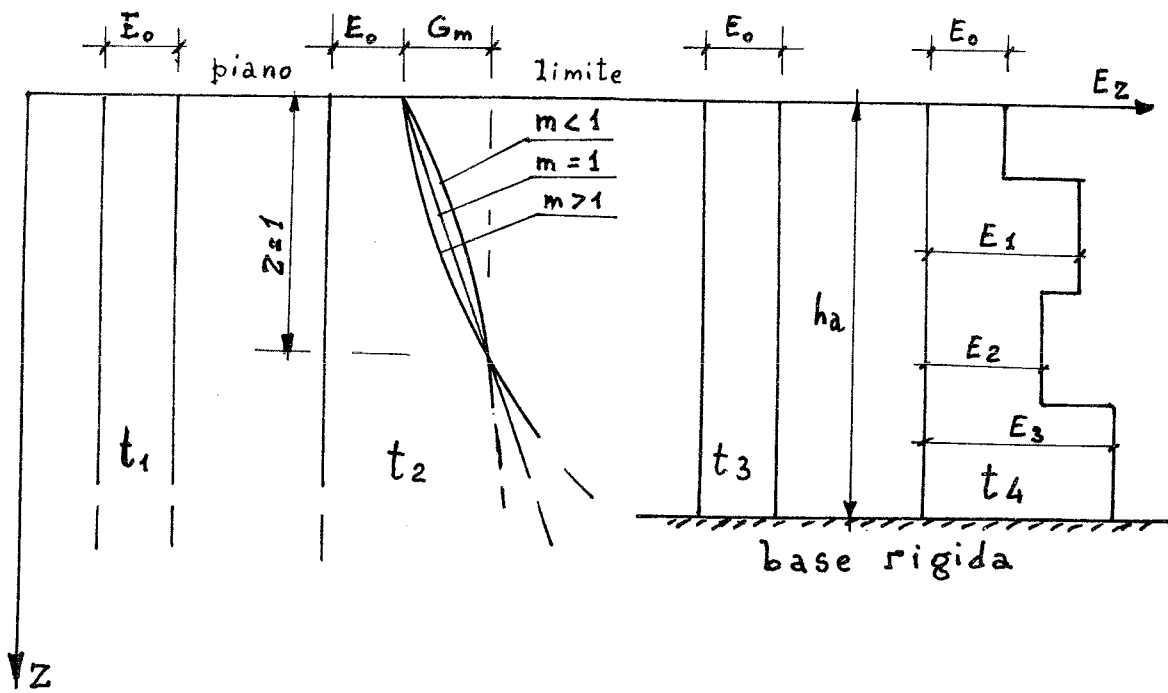
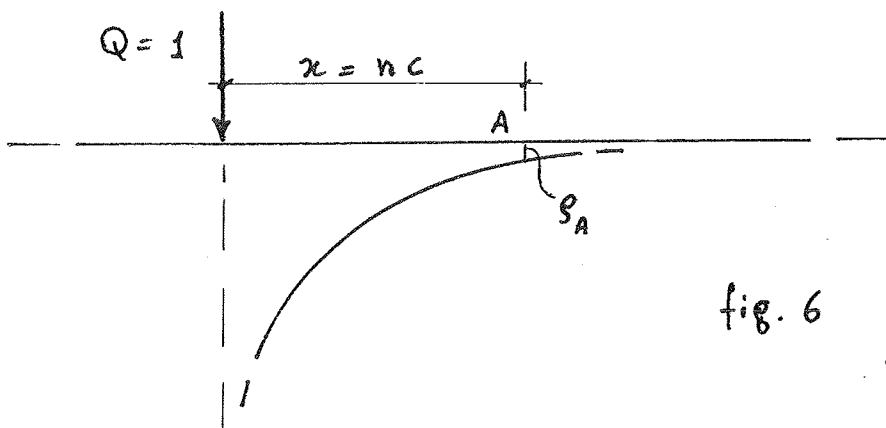
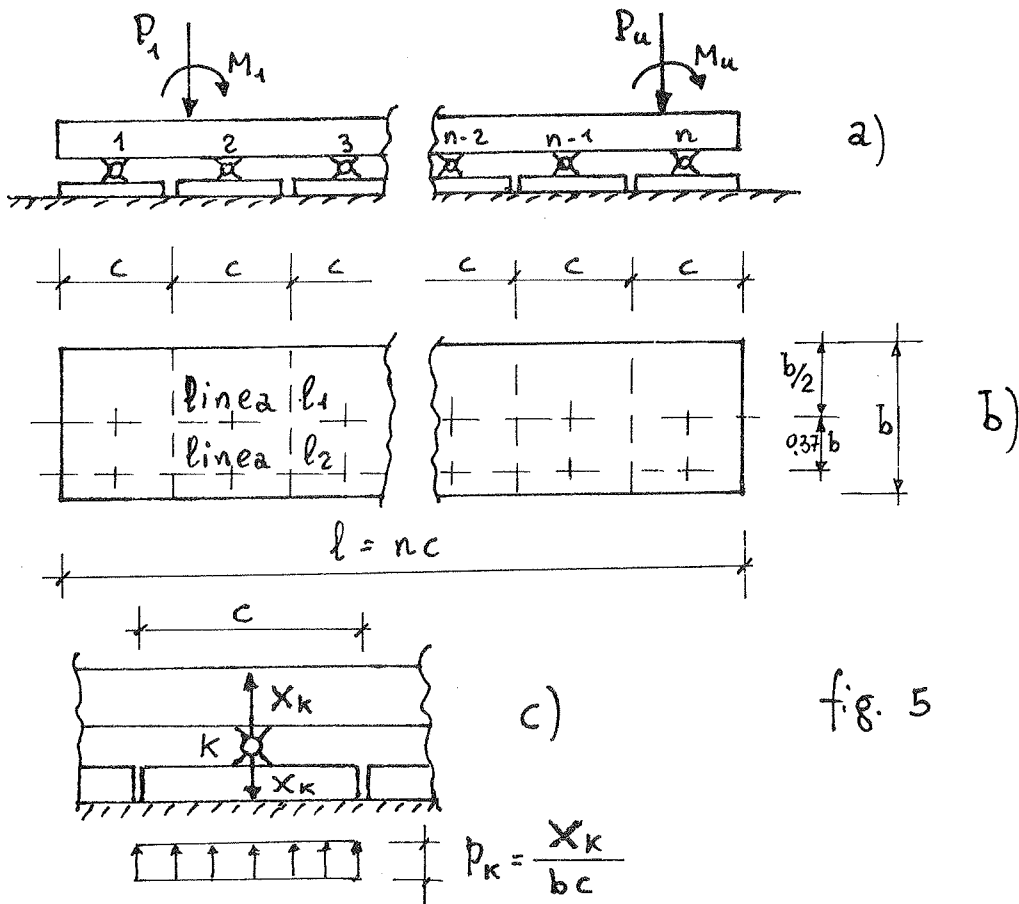
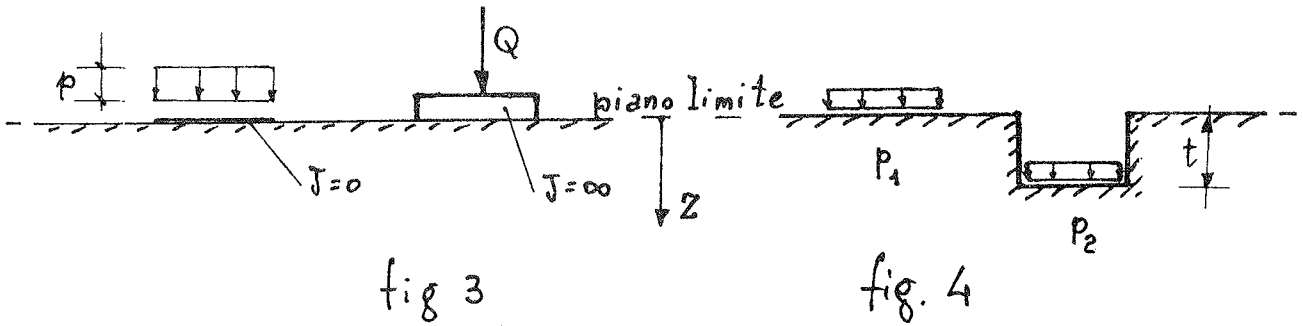


fig. 2



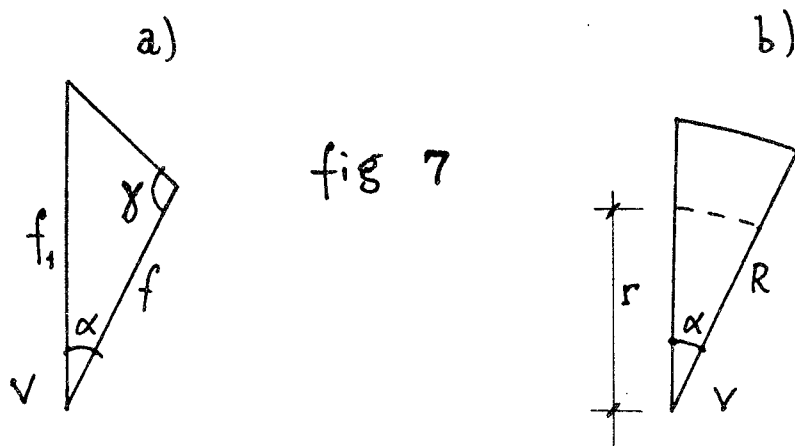


fig. 7

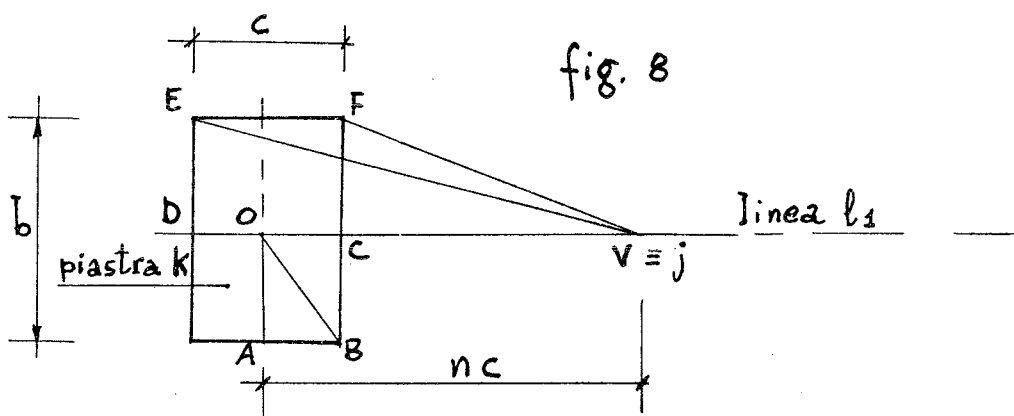


fig. 8

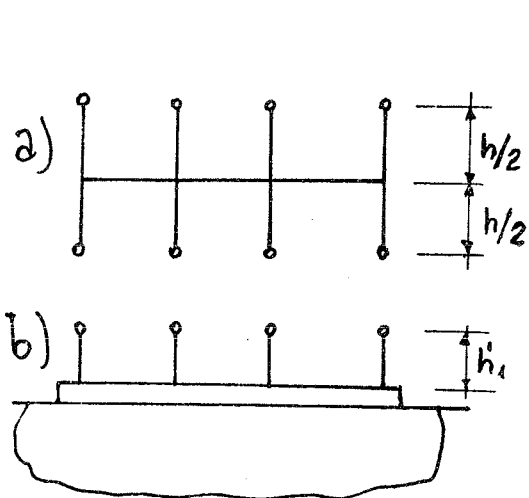


fig. 9

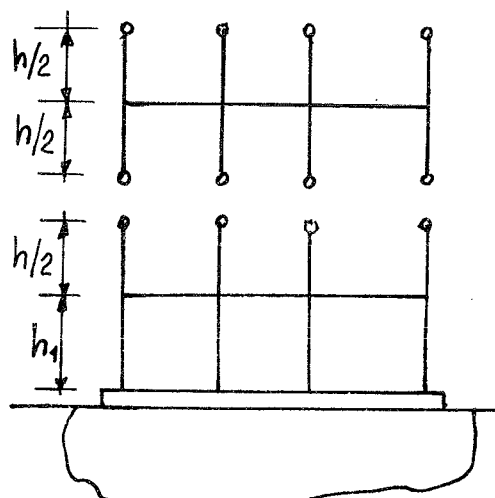


fig. 10

INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA NEL PROGETTO DI SERBATOI CILINDRICI

Giovanni Battista FENELLI, Luciano PICARELLI, Carlo VIGGIANI

Istituto di Tecnica delle Fondazioni
Università di
NAPOLI

SOMMARIO

Nel progetto di contenitori per liquidi i carichi prevalenti sono uniformemente ripartiti; per tale motivo lo studio dell' interazione terreno-struttura non può basarsi sul classico modello di Winkler ed appare indispensabile il ricorso a modelli più evoluti, che riproducano l' effetto di diffusione laterale delle tensioni e delle deformazioni nel sottosuolo.

Nel presente lavoro si adotta il modello di strato elastico e vengono presentate soluzioni per la piastra circolare di fondazione sotto carichi assialsimmetrici. Si mostra come sia possibile portare in conto in modo semplice numerosi fattori geotecnici i cui effetti possono essere molto significativi.

SUMMARY

In the analysis of soil-structure interaction for liquid storage tanks, the consideration of uniformly distributed loads is essential; as it is well known, the Winkler model is intrinsically unable to cope with such loads. In the present paper the subsoil is modelled as an elastic layer and numerical solutions for a circular foundation plate under axisymmetric loads are presented. They allow the consideration of a number of significant geotechnical factors, whose influence is depicted by some simple examples.

1. PREMESSA

Lo studio dell' interazione terreno-struttura viene condotto schematizzando il sottosuolo con un modello più o meno semplificato, scelto in modo da rendere possibile l' analisi e da riprodurre al meglio l' effettivo comportamento del prototipo.

La letteratura é ricca di esempi in proposito, a partire dal classico "letto di molle" di Winkler che risale agli inizi del secolo ma é ancora molto diffuso, fino alle sofisticate trattazioni ad elementi finiti che schematizzano il terreno come un mezzo continuo con relazioni costitutive non lineari e dipendenti dal tempo.

La scelta del piú appropriato modello per un particolare problema va fatta tenendo presente che gli oneri di calcolo crescono al crescere della sua complessità; che i parametri che lo caratterizzano devono avere un chiaro significato ed essere determinabili; che, a volte, modelli molto semplici forniscono risposte soddisfacenti, del tutto accettabili nella pratica professionale.

Ad esempio, la popolarità del modello di Winkler nonostante i suoi limiti concettuali appare giustificata in determinate condizioni (carichi concentrati ad interasse elevato; fondazioni relativamente flessibili; strato deformabile di ridotto spessore oppure sottosuolo con deformabilità rapidamente decrescente con la profondità) (I, II). Al contrario, nel caso di fondazioni relativamente rigide o in presenza di carichi distribuiti l'adozione del modello di Winkler non é giustificata; é invece necessario ricorrere ad uno schema che produca l'effetto di diffusione laterale delle tensioni e delle deformazioni nel sottosuolo. Il piú semplice di tali schemi é quello di continuo elastico, che é stato largamente studiato nelle diverse versioni di semispazio omogeneo (III, IV), strato di spessore finito poggiante su di un substrato rigido (V), semispazio o strato con modulo linearmente crescente con la profondità (VI, VII).

Nel presente lavoro viene trattato il caso della piastra circolare di fondazione soggetta a carichi assialsimmetrici; un caso particolare, dunque, ma molto frequente nelle fondazioni di vasche e serbatoi cilindrici. Per queste opere, fra l'altro, prevalgono in genere i carichi uniformemente distribuiti e ciò rende necessaria l'adozione di un modello piú evoluto di quello di Winkler.

Il problema viene impostato adottando il modello di strato elastico di spessore finito; viene mostrato come, con tale modello, sia possibile portare in conto una serie di fattori che possono essere molto significativi. Fra questi la costituzione del sottosuolo, l'evoluzione nel tempo dello stato di tensione e deformazione, l'accoppiamento con la struttura in elevazione.

2. POSIZIONE DEL PROBLEMA E METODO DI ANALISI

L'analisi dell'interazione fra la piastra circolare ed il terreno é stata condotta per discretizzazione con un metodo misto, imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale e la congruenza degli spostamenti della piastra e del terreno lungo un numero finito di circonferenze. Gli spostamenti della piastra sono stati calcolati con il metodo del vincolo ausiliario, assumendo come vincolo il semplice appoggio perimetrale; quelli dello strato elastico di spessore finito con cui si é modellato il terreno, con il metodo del settore proposto da Poulos. Come usuale nei problemi di interazione, si é assunto che il contatto piastra-terreno sia un vincolo bilaterale (capace di reagire anche a trazione) e liscio (incapace di trasmettere azioni tangenzia-

li); la prima ipotesi risulta ininfluyente nei problemi applicativi, la seconda moderatamente cautelativa (VIII).

La discretizzazione dell' area di contatto é stata studiata in modo da pervenire ad un compromesso fra la precisione dei risultati ed i tempi di elaborazione in rapporto alla ridotta velocità della macchina utilizzata (un personal computer Olivetti P6060); essa é basata sulla considerazione di 15 anelli concentrici, nell' ambito di ciascuno dei quali la pressione di contatto é assunta costante. In considerazione degli elevati gradienti di pressione in corrispondenza della zona periferica della piastra, la larghezza degli anelli é stata assunta decrescente dal centro verso il bordo; in tal modo (IX) é possibile aumentare sensibilmente la precisione della soluzione a parità di numero di incognite.

L' equazione di congruenza per la generica circonferenza i , in asse all' anello i , si scrive:

$$w_0 + \frac{R^4}{D} \sum_k q_k \alpha_{ik} - \frac{R^4}{D} \sum_j p_j \beta_{ij} = \frac{R(1-\nu_t^2)}{E_t} \sum_j p_j \gamma_{ij} \quad (1)$$

in cui w_0 é l' incognito abbassamento del bordo della piastra (spostamento rigido soppresso dal vincolo ausiliario); q_k il generico carico esterno; p_j l' incognita reazione di contatto sull' anello j ; R il raggio della piastra; $D = E_p h^3 / 12(1-\nu_p^2)$ la sua rigidezza flessionale; h il suo spessore; E_p, ν_p le costanti elastiche della piastra; E_t, ν_t le costanti elastiche del terreno; α_{ij}, β_{ij} , coefficienti d' influenza ottenuti dalla teoria delle piastre; γ_{ij} coefficienti d' influenza calcolati con il metodo del settore. Il secondo ed il terzo termine del primo membro rappresentano l' inflessione della piastra appoggiata al contorno sotto l' azione rispettivamente dei carichi esterni e delle reazioni di contatto; il secondo membro rappresenta lo spostamento della superficie dello strato elastico con cui si modella il terreno.

L' equazione di equilibrio si scrive:

$$\sum_j p_j A_j = \sum_k q_k \quad (2)$$

in cui A_j rappresenta l' area dell' anello j .

Le (1), (2) costituiscono un sistema di $(n+1)$ equazioni lineari nelle $(n+1)$ incognite w_0, p_j . Esse sono state risolte (X, XI) in forma adimensionale, introducendo il parametro (XII):

$$t = 3 \frac{R^3 E_t (1-\nu_p^2)}{h^3 E_p (1-\nu_t^2)}$$

e considerando $\nu_p = 0,15$; $\nu_t = 0$ e $0,5$; numerosi valori di t compresi fra $t = 0$ (piastra infinitamente rigida) e $t = \infty$ (piastra infinitamente flessibile). Sono state analizzate le condizioni elementari di carico illustrate in fig. 1 per numerosi valori di R_L/R , e diverse situazioni di sottosuolo, definite dal rapporto H/R . Per tutte le combinazioni possibili dei suddetti parametri, sono stati forniti coefficienti di influenza per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, degli spostamenti e delle rotazioni nei 15 punti della piastra.

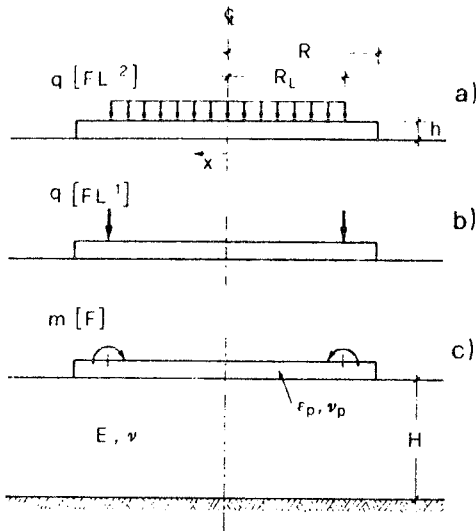


Fig. 1. Condizioni di carico e momento di sottosuolo considerato.

Un paragone con precedenti soluzioni in forma chiusa o numeriche, possibili per alcuni dei casi studiati, ha confermato l'ottima approssimazione dei risultati.

3. RISULTATI TIPICI

Nel presente paragrafo vengono presentati alcuni risultati, estratti dallo studio parametrico precedentemente citato, onde mettere in evidenza alcune risposte tipiche del modello adottato. Come era prevedibile, la distribuzione delle reazioni di contatto (e quindi delle caratteristiche della sollecitazione) e degli spostamenti dipendono dall'effetto combinato del parametro t (rigidezza relativa) e dello

spessore dello strato (rapporto H/R). In particolare, per piastra infinitamente rigida ($t = 0$) le pressioni di contatto dipendono solo dalla risultante dei carichi e sono nulle se essa è nulla (carico esterno costituito da coppie distribuite). Al crescere di t e di H/R cresce invece l'influenza del tipo di carico e della sua posizione. In fig. 2 è illustrata l'influenza di H/R sull'andamento delle pressioni di contatto per due diversi valori di t e nel caso di carico uniformemente distribuito sull'intera piastra. Si osserva la tipica concentrazione di tensione al bordo, che diviene meno marcata al crescere di t ed al diminuire di H/R .

Si noti che, al diminuire di H/R , il modello di sottosuolo assunto ha minore capacità di diffusione laterale delle tensioni e delle deformazioni; per valori di H/R molto ridotti esso si approssima al modello di Winkler il quale, come è noto, non produce alcuna concentra

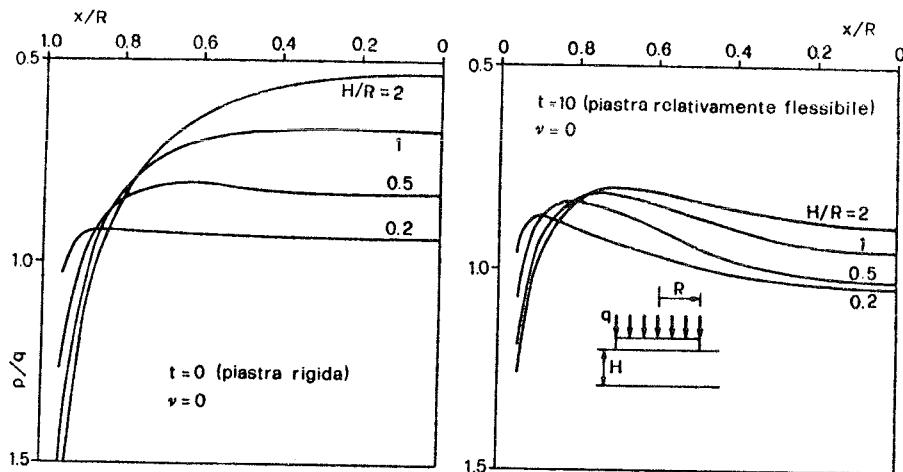


Fig. 2. Distribuzione delle reazioni di contatto per una piastra circolare sottoposta ad un carico uniformemente distribuito sull'intera piastra.

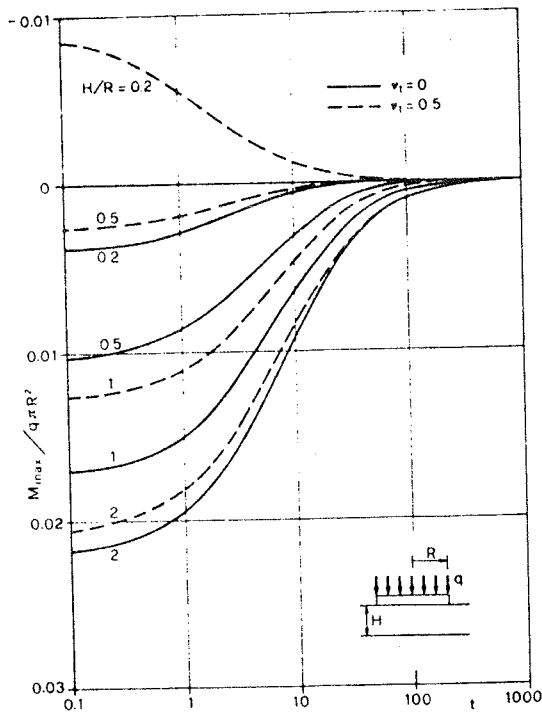


Fig. 3. Valori del momento flettente al centro di una piastra circolare sottoposta ad un carico uniformemente distribuito sull'intera piastra.

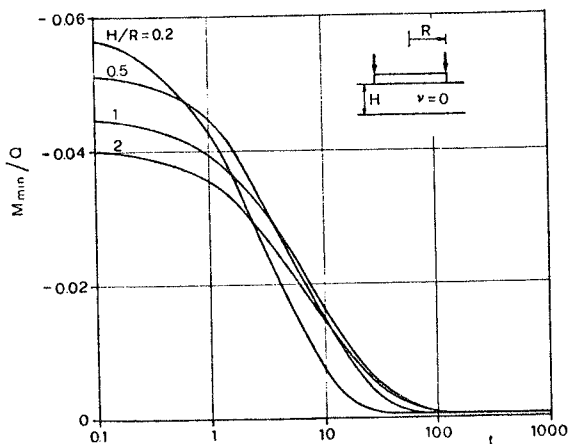


Fig. 4. Valori del momento flettente al centro di una piastra circolare sottoposta ad un carico uniformemente distribuito sul perimetro della piastra.

zione di tensione al bordo proprio perché non ha alcuna capacità di diffusione laterale.

Nelle figure da 3 ad 8 sono illustrati altri risultati, che si ritengono di una certa utilità anche in sede applicativa. Per tre condizioni di carico, ricorrenti nel progetto dei serbatoi, sono riportati i valori del momento flettente radiale e tangenziale al centro della piastra (fig. 3, 4 e 5) e quelli della rotazione al bordo (fig. 6, 7 ed 8), in funzione di t e di H/R .

Per quasi tutti i casi si è assunto $\nu_t = 0$; come è noto, in questo caso $E_t = E_{ed}$, il che semplifica la caratterizzazione del sottosuolo. L'influenza di ν_t sui risultati, comunque, è generalmente modesta.

Per tutte le condizioni di carico, al crescere di t si verifica una riduzione del momento ed un suo più rapido smorzamento rispetto ai punti direttamente caricati. L'influenza di H/R è sensibile nel caso di carico uniformemente distribuito; più modesta per le altre due condizioni di carico.

Solo nel caso di piastre relativamente rigide su strato sottile e per carico uniformemente distribuito l'influenza di ν_t sui momenti flettenti diventa sensibile; in queste condizioni, al variare di ν_t può addirittura verificarsi la inversione della curvatura e quindi del segno dei momenti.

Considerazioni analoghe possono farsi per la rotazione del bordo della piastra, che è fortemente influenzata dal parametro t ; l'influenza dello spessore dello strato (parametro H/R) è invece trascurabile per i casi di carichi o di coppie distribuite lungo il bordo della piastra.

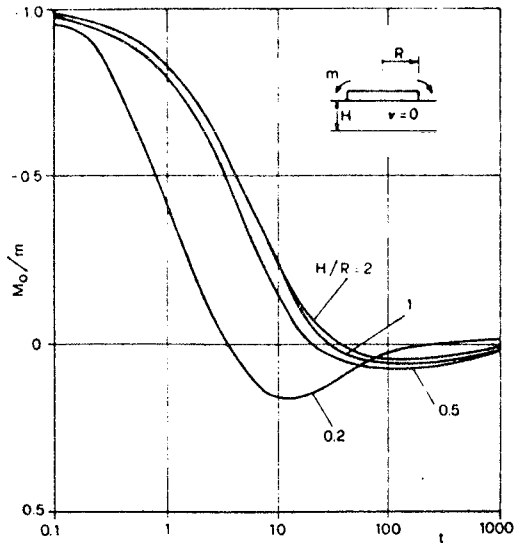


Fig. 5. Valori del momento flettente al centro di una piastra circolare sottoposta a coppie uniformemente distribuite sul perimetro della piastra

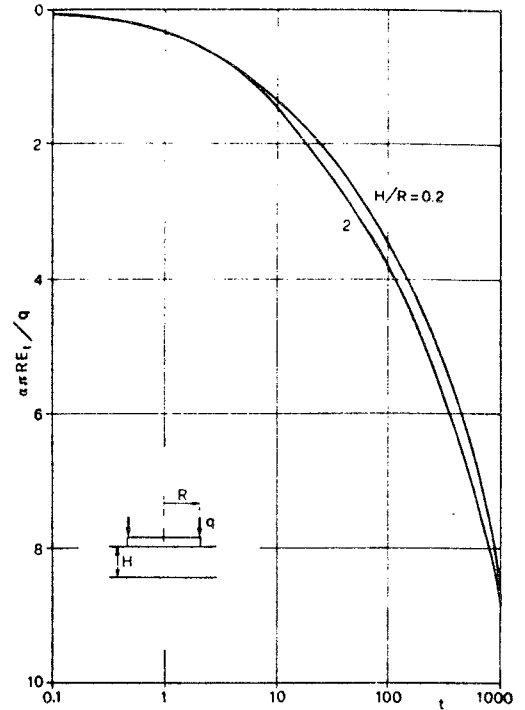


Fig. 7. Valori della rotazione al bordo di una piastra circolare sottoposta a carico uniformemente distribuito sul perimetro della piastra

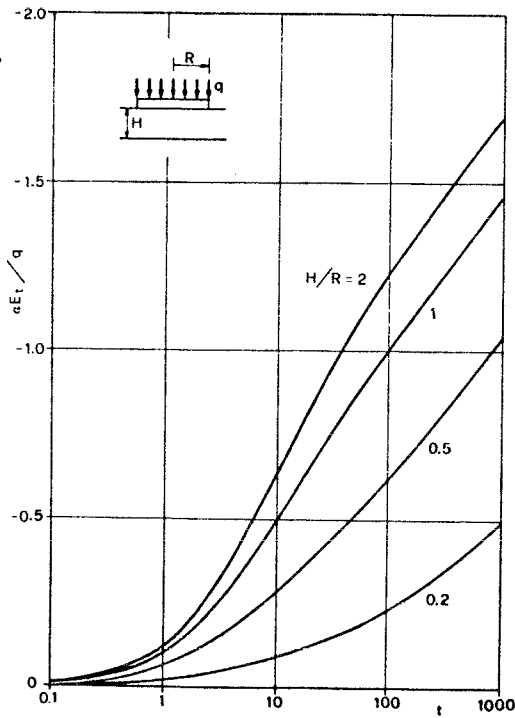


Fig. 6. Valori della rotazione al bordo di una piastra circolare sottoposta ad un carico uniformemente distribuito sull'intera piastra

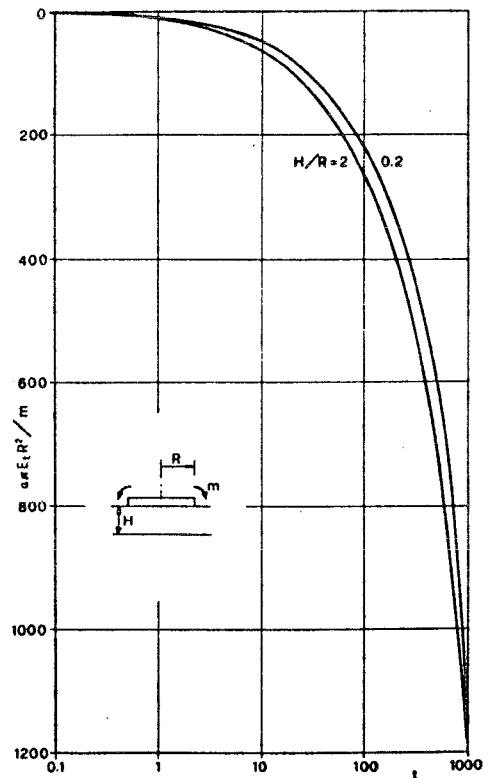


Fig. 8. Valori della rotazione al bordo di una piastra circolare sottoposta a coppie uniformemente distribuite sul perimetro della piastra

4. ESEMPI DI APPLICAZIONI

4.1. Generalità

Qualche esempio varrà ad illustrare la versatilità del metodo.

In primo luogo appare opportuno premettere qualche suggerimento circa la caratterizzazione del sottosuolo.

In generale, il procedimento più razionale è quello di calcolare dapprima il cedimento dell' opera con uno dei classici metodi della Geotecnica (metodo edometrico o metodo di Skempton e Bjerrum per i terreni coesivi; metodi semiempirici basati sui risultati penetrometrici per i terreni incoerenti), utilizzando al meglio tutte le informazioni disponibili sulla costituzione del sottosuolo e le proprietà dei terreni. Il modello di sottosuolo dovrà essere scelto in modo da dar luogo allo stesso valore del cedimento.

Il problema risulta indeterminato, in quanto i parametri caratterizzanti il modello sono tre, e precisamente il rapporto H/R ed i valori di E_t e ν_t .

Occorrerà allora lasciarsi guidare dalla costituzione del sottosuolo nella scelta di H . Se è presente un substrato rigido (o comunque molto meno deformabile dei terreni sovrastanti) a profondità $H < 2R$ al di sotto del piano di posa, come spesso avviene per vasche e serbatoi di grandi dimensioni, il valore di H risulta determinato. Nel caso invece di sottosuolo uniforme fino a grande profondità, si suggerisce di assumere comunque $H/R = 2$. Con tale assunzione (V) sembra si riproduca al meglio il comportamento dei terreni reali; in ogni caso, le soluzioni ottenute per $H/R = 2$ non differiscono molto, di norma, da quelle relative al semispazio ($H/R = \infty$).

Per quanto riguarda il coefficiente di Poisson ν_t , esso non esercita una grande influenza sui risultati salvo che in alcuni casi particolari. Basterà spesso assumere $\nu_t = 0$ nell' analisi di problemi drenati (terreni a grana grossa e/o terreni a grana fina nelle condizioni di lungo termine) e $\nu_t = 0,5$ per i problemi non drenati (condizioni di termine costruzione per i terreni a grana fina).

Una volta fissati H/R e ν_t si potrà ricavare il modulo equivalente E_t dello strato con cui si è modellato il sottosuolo, imponendo l' uguaglianza del cedimento. In tal modo possono essere trattati, in via approssimata, anche situazioni di sottosuolo non assimilabili ad un unico strato omogeneo.

4.2. Compensazione

Nel caso di strutture interrato o comunque con piano di posa a notevole profondità, l' effetto dello scavo (compensazione) si traduce in una preconsolidazione dei terreni di fondazione e quindi in un incremento della flessibilità relativa della piastra di fondazione rispetto al terreno.

Si tratta, fra l' altro, di una situazione tipica proprio dei serbatoi per acqua.

In fig. 9, a titolo di esempio, sono confrontati i diagrammi del momento radiale nella piastra di fondazione di un serbatoio nelle due diverse ipotesi di appoggio diretto sul piano di campagna e di piano di

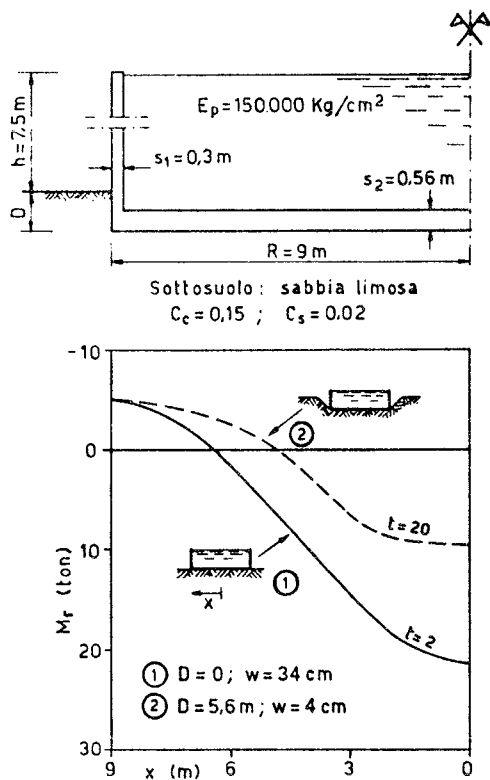


Fig. 9. Influenza della profondità del piano di posa sul regime di sollecitazione nella piastra di fondazione di un serbatoio

di posa a profondità tale che il peso del terreno asportato compensi i carichi applicati dal serbatoio (fondazione compensata). Il terreno di fondazione è costituito da un banco indefinito di sabbie limose mediamente addensate, la cui deformabilità è caratterizzata da un indice di compressibilità $C_c = 0,15$ e da un indice di ricompressione $C_s = 0,02$. Il cedimento è stato calcolato con il classico metodo edometrico con riferimento alla "curva vergine" ed alla curva di ricarica.

Come era prevedibile, nelle due ipotesi adottate il cedimento è risultato molto diverso e quindi, nel caso di serbatoio interrato, la flessibilità della piastra rispetto al terreno è risultata molto maggiore di quella relativa al serbatoio non interrato.

Ne consegue, come risulta dalla fig. 9, una significativa differenza nel regime di sollecitazione della piastra. Per facilitare il confronto, in figura non è stata

considerata la spinta del terreno di rinterro sulla parete del serbatoio interrato.

4.3. Consolidazione

Come è noto, nel caso di terreni a grana fina saturi le deformazioni del terreno si esplicano istantaneamente per la componente deviatorica, ed in tempi molto lunghi per la componente sferica.

Vi è quindi una lunga fase transitoria, causata dalla progressiva espulsione dell'acqua dal terreno e governata dalla permeabilità e dalla compressibilità di quest'ultimo, oltre che dalla geometria del problema e dalle condizioni di drenaggio al contorno. In questa fase si verificano sensibili variazioni della deformata della fondazione e, conseguentemente, del regime di sollecitazione.

Secondo un modo di operare comune nell'Ingegneria Geotecnica, si può evitare l'analisi del processo transitorio e limitarsi a considerare le due condizioni estreme: quella iniziale non drenata e quella finale drenata. Nella prima il terreno viene caratterizzato in termini di pressioni totali con un modulo di elasticità normale non drenato E_0 e con un coefficiente di Poisson $\nu_0 = 0,5$; nella seconda il terreno viene caratterizzato, in termini di tensioni efficaci, con i valori di E e ν_t caratteristici dello scheletro solido. Molto spesso, come si è detto, si assume $\nu_t = 0$ e quindi $E = E_{ed}$

Si è già visto (fig. 3) che, in alcuni casi (strato deformabile di

ridotto spessore (fondazione relativamente rigida) l' influenza di v_t (e quindi delle condizioni di drenaggio) può essere molto marcata e comportare addirittura un' inversione nel segno delle curvature e dei momenti flettenti. Un esempio in proposito è riportato nel paragrafo seguente.

4.4. Interazione con la sovrastruttura

Nei problemi di interazione terreno-fondazione, in genere, viene tralasciata l' influenza della struttura in elevazione; il problema viene trattato disaccoppiando la sovrastruttura dalla fondazione ed analizzandola come se fosse a vincoli fissi. Ciò equivale ad ammettere che gli spostamenti della fondazione siano dovuti ad un moto rigido.

Questo procedimento ha evidenti limiti concettuali e, almeno in alcuni casi (XIII), può condurre a soluzioni affette da sensibili errori.

Nei casi esaminati in questa nota l' accoppiamento fra fondazione e struttura in elevazione è abbastanza agevole, essendo sufficiente imporre due condizioni di congruenza (spostamenti radiali e rotazioni) all' attacco fra la piastra e la parete verticale.

Un esempio varrà a chiarire il problema ed a mostrarne la portata.

Per il serbatoio illustrato in fig. 10, nella stessa figura sono confrontati i momenti flettenti radiali nella piastra di fondo calcolati nelle condizioni iniziale e finale e nelle seguenti ipotesi:

1. parete perfettamente incastrata al piede; piastra di fondo caricata dai momenti di incastro perfetto della parete, oltre che dai carichi esterni (disaccoppiamento fondazione-struttura in elevazione);
2. congruenza fra parete e piastra di fondo;
3. congruenza fra parete e piastra di fondo; quest' ultima, però, viene analizzata schematizzando il sottosuolo come un mezzo al-

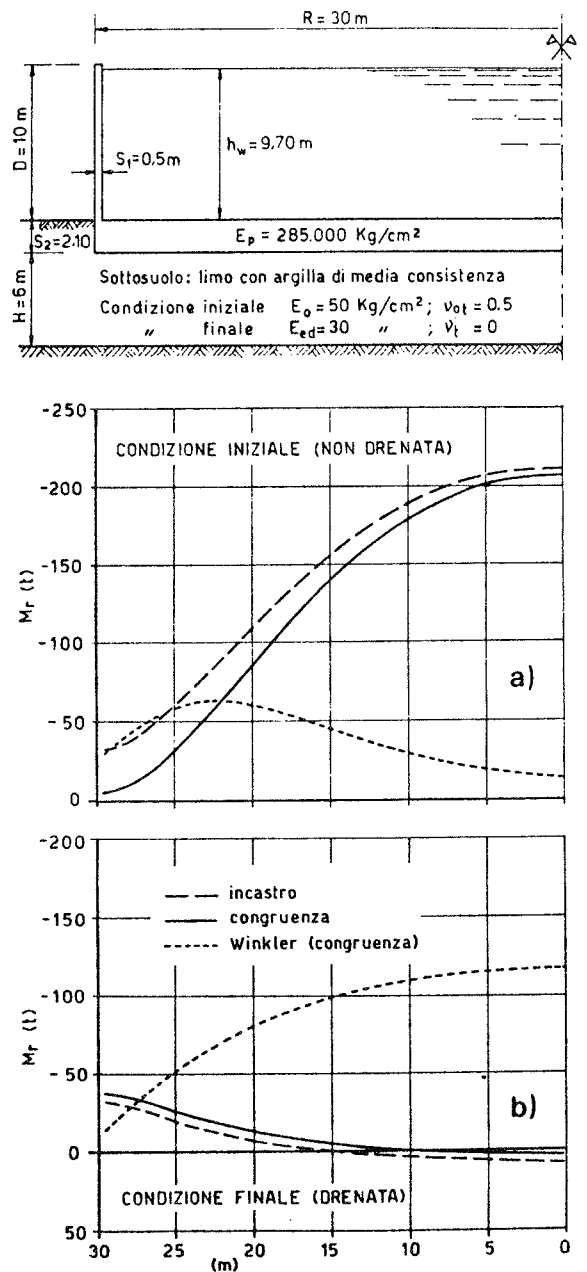


Fig. 10. Momenti flettenti nella piastra di fondo di un serbatoio a breve e lungo termine ed in diverse ipotesi circa l' accoppiamento piastra-parete cilindrica.

la Winkler anziché come uno strato elastico, assumendo quel valore della costante di sottofondo che dia luogo allo stesso cedimento ottenuto con il modello di strato elastico.

Appare evidente come la considerazione della congruenza comporti modificazioni non trascurabili rispetto all'analisi disaccoppiata. È interessante notare che i momenti all'attacco piastra-parete possono risultare maggiori o minori di quelli di incastro perfetto della parete, in dipendenza della deformata assunta dalla piastra. Appaiono inoltre evidenti i sensibili errori che si commetterebbero adottando per il sottosuolo un modello alla Winkler in presenza di carichi ripartiti. In particolare per quest'ultimo modello l'ipotesi di incastro perfetto è la più gravosa possibile in quanto, essendo ininfluenti i carichi ripartiti, la deformabilità della piastra di fondo non può che ridurre l'entità dei momenti all'attacco. È infine il caso di rilevare che, per la particolare struttura esaminata, le condizioni di drenaggio esercitano un'influenza considerevole sul regime di sollecitazione nella piastra di fondo.

5. BIBLIOGRAFIA

- I SANTUCCI DE MAGISTRIS E., VIGGIANI C.: Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico. Atti dell'Ist. di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 1977
- II SELVADURAI A.P.S.: Elastic analysis of soil-foundation interaction. Elsevier, Amsterdam 1979
- III BOUSSINESQ J.: Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris, 1885
- IV BARDEN L.: Contact pressures under circular slabs. Struct. Eng. 43, 1965
- V SHERIF G., KOENIG G.: Platten und Balken auf Nachgiebigen Baugrund. Springer Verlag, 1975
- VI GIBSON R.E.: The analytical method in soil mechanics. Géotechnique, vol. 24, 1974
- VII ESPOSITO L., EVANGELISTA A., VIGGIANI C. : Interazione fra una trave di fondazione ed un terreno "alla Gibson". Atti del XIII Convegno di Geotecnica, Merano 1978, vol. III
- VIII BILOTTA E.: Le tensioni tangenziali di contatto nel dimensionamento di una trave di fondazione. RIG, n. 2, 1982
- IX EVANGELISTA A., VIGGIANI C.: Accuracy of numerical solutions for laterally loaded piles in elastic half-space. Proc. II Internat. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, vol. II, Blacksburg 1976
- X DANIELE T.: Piastra circolare di fondazione sotto carichi assialsimmetrici. Tesi di laurea non pubblicata, Istituto di Tecnica delle Fondazioni, Università di Napoli, 1981
- XI FENELLI G.B., PICARELLI L., VIGGIANI C.: Circular plates on elastic layer. Geo-Environ Academia, Jodhpur, India 1985
- XII GRASSHOFF H. : Die Sohlendruckverteilung unter zentralsymmetrisch belasteten elastischen Kreisplattenfundamenten. Bautechnik, 30, 1953
- XIII VIGGIANI C.: Simple methods for soil-foundation-structure interaction analysis. Proc. X Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, panel contribution, vol.4, Stockholm 1981

PALI PREFABBRICATI CILINDRICI E TRONCO-CONICI INFISSI PER BATTITURA. CAPACITA' PORTANTE IMMEDIATA E COMPORTAMENTO NEL TEMPO

Ferruccio GAMBINI

Ingegnere Civile

Direttore Tecnico SCAC

MILANO

SOMMARIO

La memoria descrive prove di carico fatte per confrontare la capacità portante di coppie di pali prefabbricati cilindrici e troncoconici di pari lunghezza e di pari sezione media allo scopo di valutare l'effetto della conicità.

Le prove sono state ripetute dopo 12 anni constatando che il carico limite dei pali di tutti i tipi è aumentato in modo notevole.

SUMMARY

Load tests done to compare the working capacity of two precast piles, cylindrical and tapered with the same length and mean diameter, in order to point out the taper factor.

Load tests done 12 years later made clear a large increase in the pile working capacity.

1) Premessa

Nell'ambito delle strutture in cemento armato interagenti con il terreno offre argomento di studio il comportamento dei pali prefabbricati infissi per battitura (piloti).

La scelta del tipo di pilota in funzione della natura del terreno presenta notevole interesse non solo di natura tecnica ma anche un aspetto economico non trascurabile.

In particolare si tratta di individuare i terreni nei quali è più opportuno infiggere piloti con sezione costante (cilindrici) oppure con sezione variabile (troncoconici o cilindrotroncoconici).

La valutazione dell'effetto della conicità ha una importanza determinante nel calcolo del carico limite e quindi della portata utile che si può affidare ai pali stessi.

Il problema si pone sia per i terreni coerenti sia per quelli incoerenti.

Nell'area dello stabilimento Scac di Marghera è stata fatta una serie di prove di confronto tra coppie di piloti cilindrici e troncoconici di pari lunghezza e di diametro medio circa uguale.

Le prove eseguite nel 1972 sono state ripetute nel 1984-85 per controllare il comportamento nel tempo dei piloti ed il permanere delle coazioni indotte nel terreno dalla infissione e quindi delle capacità portanti iniziali.

Le prove del 1972 sono state oggetto di una mia relazione all'undicesimo convegno di geotecnica che ha avuto luogo a Milano nel marzo del 1973.

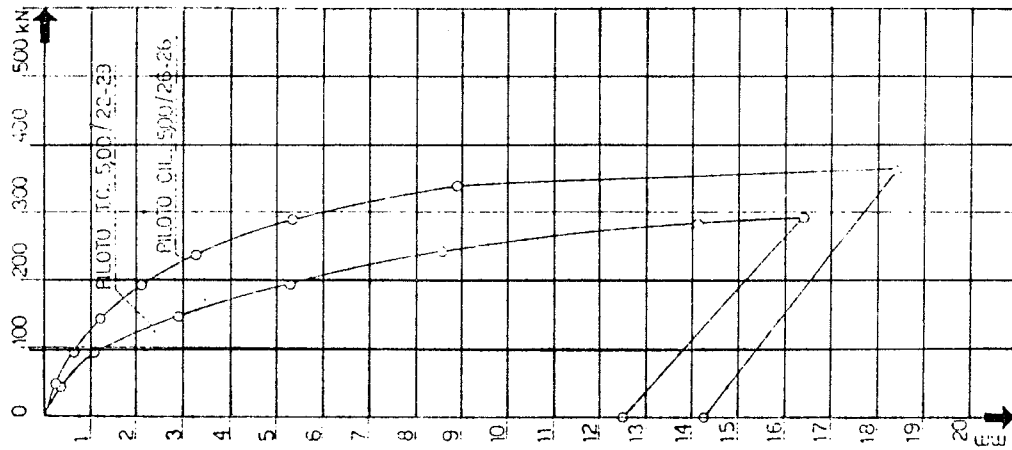


fig. 2 - diagramma carichi cedimenti per piloti da m 5,00 - prove del 1972

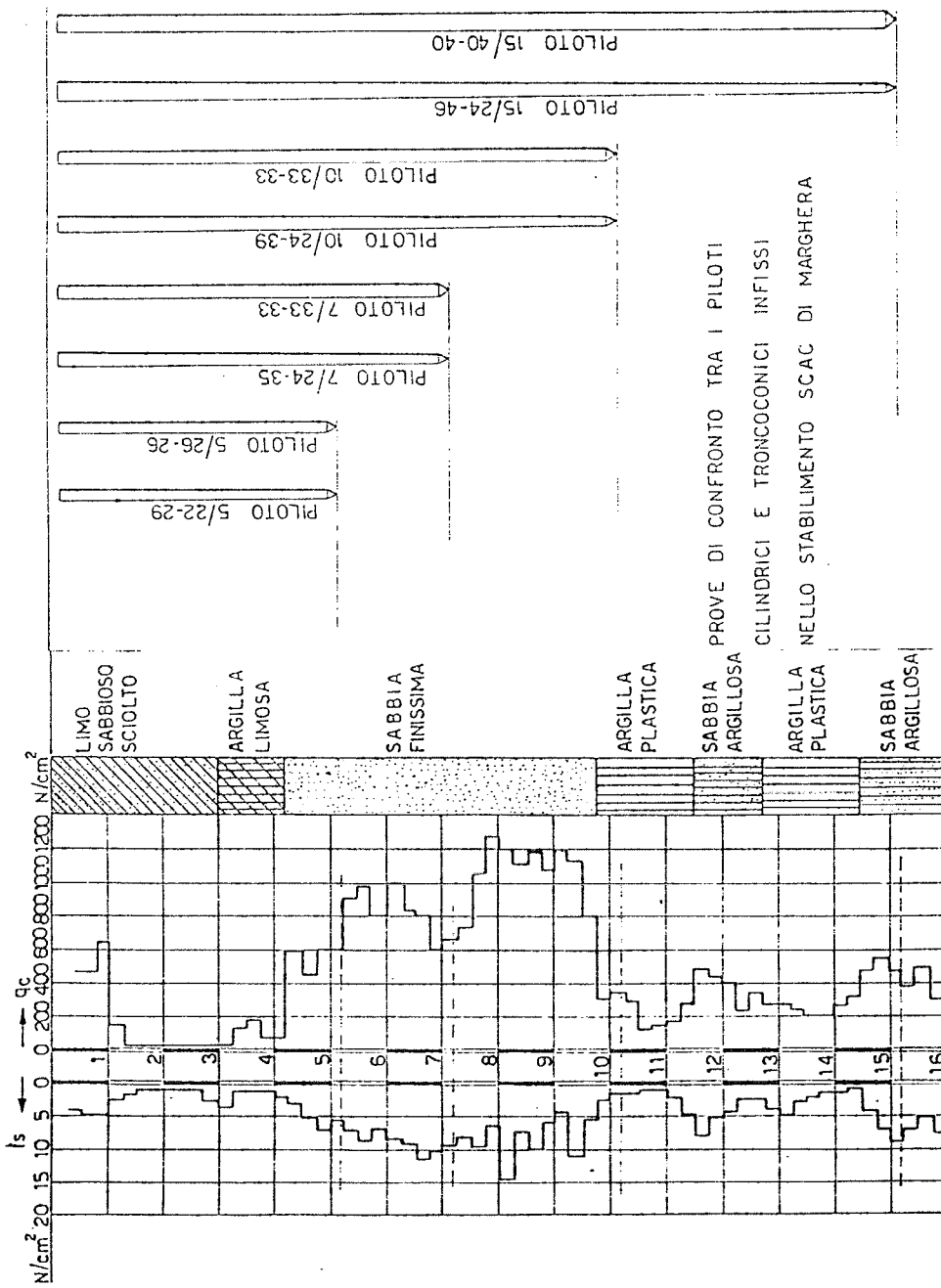


fig. 1 - prova penetrometrica sondaggio e tipi di piloti

La lunghezza dei piloti è stata scelta in modo da poter controllare, per quanto possibile, la differenza fra la portanza in punta, per attrito e per conicità.

I piloti da 5,00 m infatti si fermano all'inizio dello strato di sabbia fine e quindi portano quasi esclusivamente in punta essendo praticamente nullo l'attrito negli strati superiori.

I piloti da 7,00 m arrivano con la punta circa a metà dello strato di sabbia fine e anche per questi c'è una preponderanza di portanza in punta rispetto a quella per attrito e conicità.

I piloti da 10,00 m attraversano completamente lo strato di sabbia finissima e in questi la portanza per attrito e per conicità è preponderante rispetto a quella in punta.

I piloti da 15,00 m, e in particolare quello troncoconico, portano quasi esclusivamente per attrito e per conicità.

4) Portata teorica

La portata limite teorica dei piloti è stata calcolata tenendo conto dei valori forniti dalla prova penetrometrica statica.

Dal diagramma di una prova penetrometrica si può risalire alla portata di un pilota considerando separatamente la resistenza alla punta, quella per attrito e quella dovuta alla conicità.

L'effetto di conicità è stato calcolato suddividendo il terreno in strati ideali nei quali la resistenza alla punta o per attrito laterale locale è relativamente costante.

Negli strati incoerenti si ottiene moltiplicando l'aumento di sezione del pilota corrispondente a ogni strato per la resistenza alla punta nello strato stesso maggiorato del 50%.

Negli strati coerenti l'effetto della conicità porta ad incrementare almeno del 30% l'attrito laterale.

La portata limite teorica (Q_{lim}) è stata calcolata attribuendo ai vari strati individuabili nella prova penetrometrica i seguenti

valori medi:

Resistenza alla punta : q_c (N/cm²)

da - 4,30 m	a - 5,30 m	;	600 N/cm ²
da - 5,30 m	a - 6,80 m	;	800 N/cm ²
da - 6,80 m	a - 7,50 m	;	600 N/cm ²
da - 7,50 m	a - 9,80 m	;	1000 N/cm ²
da - 9,80 m	a - 14,50 m	;	300 N/cm ²
da - 14,50 m	a - 15,00 m	;	500 N/cm ²

Resistenza per attrito laterale locale : f_s (N/cm²)

da - 1,00 m	a - 4,30 m	;	0,5 N/cm ²
da - 4,30 m	a - 6,00 m	;	6,5 N/cm ²
da - 6,00 m	a - 9,80 m	;	8,5 N/cm ²
da - 9,80 m	a - 14,50 m	;	3,5 N/cm ²

La capacità portante delle varie coppie di pali risulta :

Portanza per

palipiloti tipo

	5/22-29,5	5/26 - 26
attrito	43 kN	45 kN
conicità	21 kN	-
punta	228 kN	319 kN
totale	292 kN	364 kN
=====		
	7/24-34,5	7/33 - 33
attrito	167 kN	207 kN
conicità	114 kN	-
punta	271 kN	513 kN
totale	552 kN	720 kN
=====		

Portanza per	pali	piloti	tipo
	10/24-39		10/33 - 33
attrito	406 kN		466 kN
conicità	452 kN		-
punta	136 kN		257 kN
<hr/>			
totale	994 kN		723 kN
=====			
	15/24-46,5		15/40 - 40
attrito	640 kN		786 kN
conicità	727 kN		-
punta	226 kN		628 kN
<hr/>			
totale	1593 kN		1414 kN
=====			

I piloti sono stati infissi con battipalo Delmag D12. I rifiuti ottenuti all'atto dell'infissione non hanno dato alcuna indicazione atta a confrontare la portanza teorica con quella riscontrata all'atto delle prove.

5) Modalità delle prove

Le prove sia a compressione che a trazione sono state fatte seguendo i criteri qui sotto riassunti:

- 1) incremento del carico in ragione di 1/10 - 1/15 della portata limite teorica ogni volta attendendo la stabilizzazione dei cedimenti;
- 2) letture fatte con intervallo di tempo di 15 minuti su tre flessimetri disposti a 120°;
- 3) considerati stabilizzati i cedimenti quando la media della differenza tra due letture successive è risultata inferiore a 0,05 mm;
- 4) scarico completo in una sola operazione e lettura finale a ritorno stabilizzato;

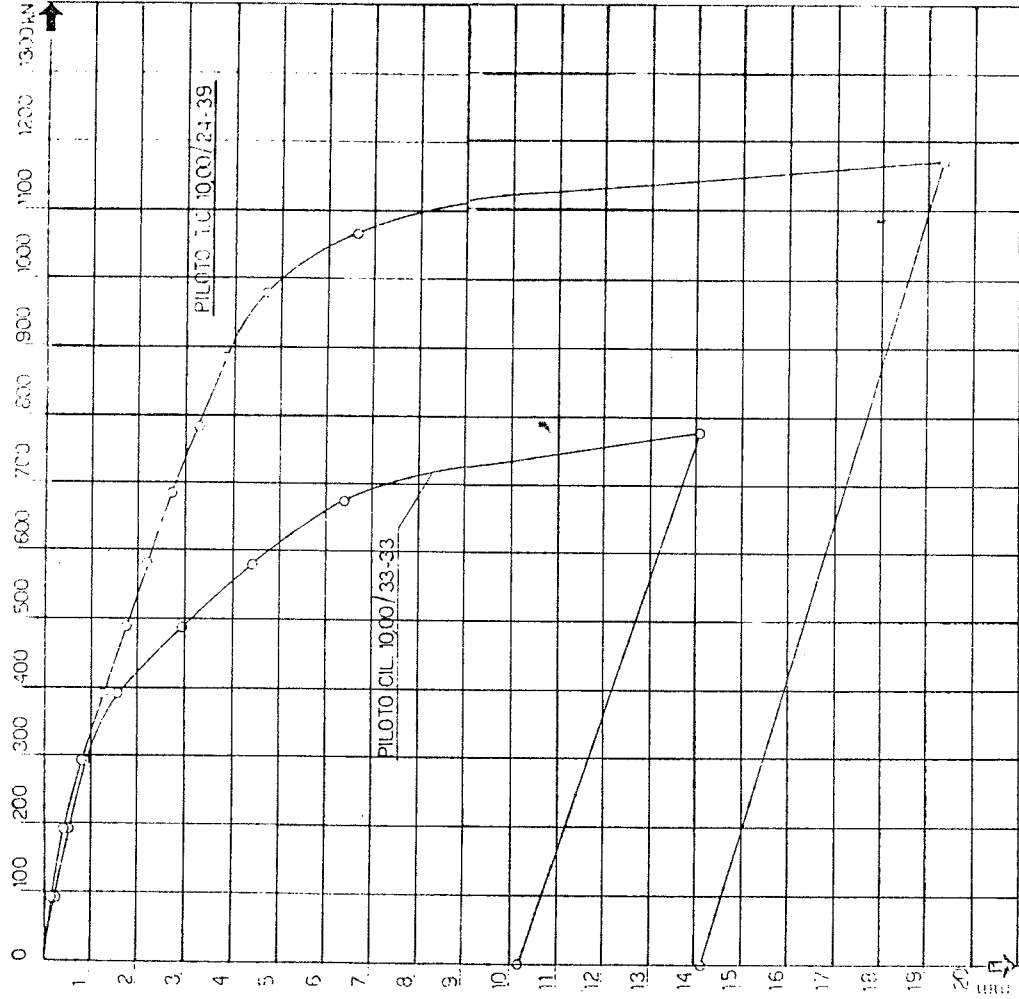


fig. 4 - diagramma carichi cedimenti per piloti da m 10,00 - prove del 1972

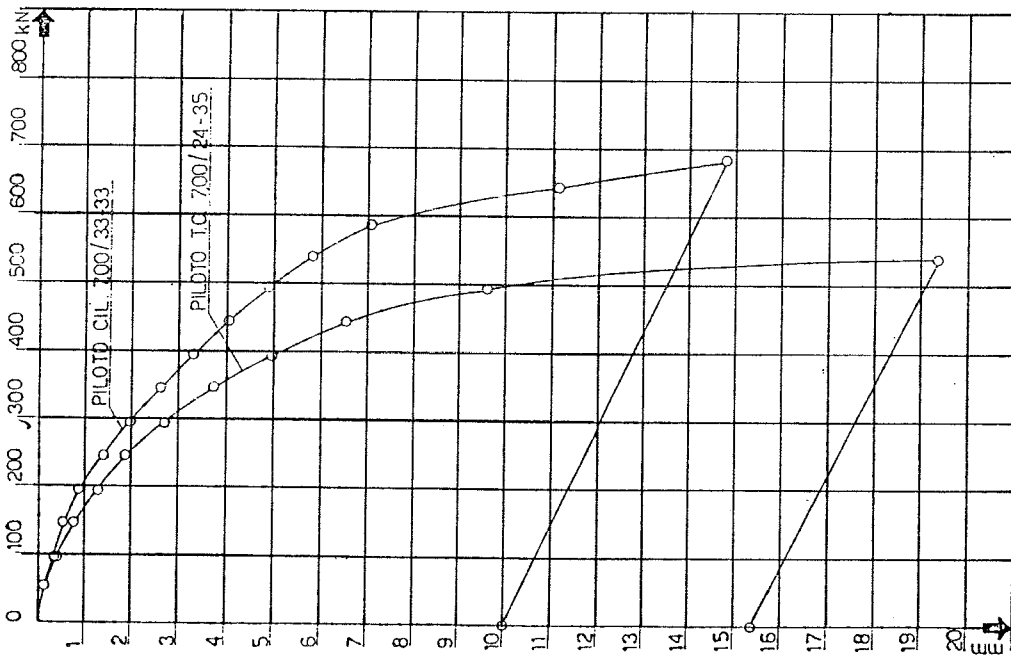


fig. 3 - diagramma carichi cedimenti per piloti da m 7,00 - prove del 1972

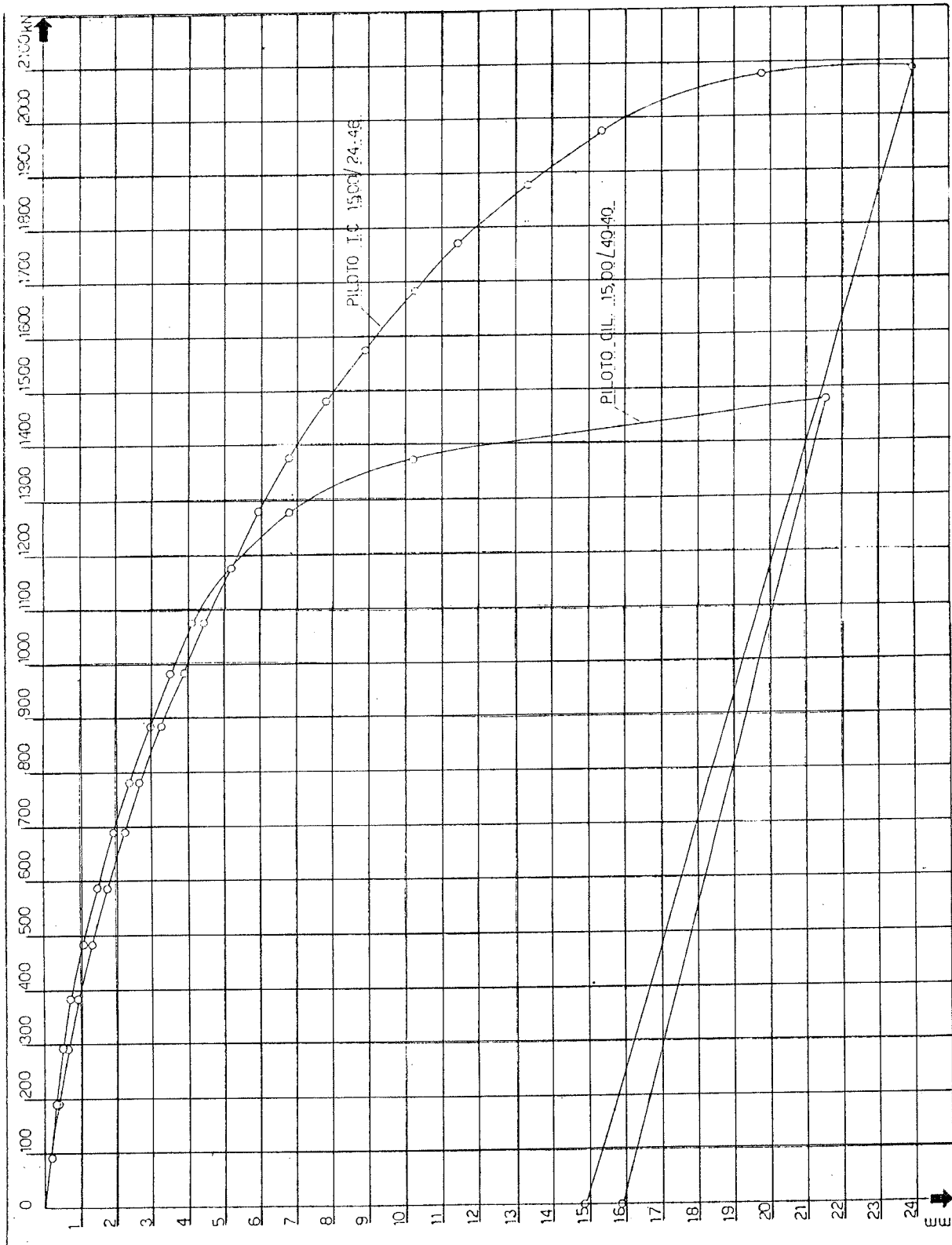


fig. 5 - diagramma carichi cedimenti per piloti da m 15,00 - prove del 1972

6) Risultati delle prove

Le figure n° 2-3-4-5 mostrano i diagrammi carichi-cedimenti ottenuti nelle prove.

Dal confronto tra quanto calcolato teoricamente e confermato dai risultati si deduce che i piloti cilindrici sono preferibili solo se la resistenza alla punta è molto maggiore di quella per attrito.

I piloti troncoconici in terreni nei quali l'attrito sia preponderante danno portanze molto superiori a quelle dei piloti cilindrici con pari superficie laterale e questo per effetto della conicità.

L'adozione di piloti troncoconici nella parte inferiore e cilindrici nella parte superiore risolve in modo ideale il problema per quei terreni nei quali un banco inconsistente è seguito da strati che presentano buone capacità portanti per attrito e per punta.

L'adozione di piloti troncoconici lunghi in presenza di strati superficiali incoerenti e compatti seguiti da banchi coerenti può essere adottata solo dopo una accurata valutazione della compressibilità di questi banchi in funzione del carico unitario trasmesso della palificata.

Questi pali sono stati anche soggetti a prove di trazione che hanno mostrato per i piloti troncoconici una resistenza superiore a quella dei cilindrici con pari superficie laterale.

Nel corso di queste prove con i due piloti da 15,00 m si è raggiunto il limite di rottura dell'acciaio per cui hanno presentato larghe lesioni trasversali.

7) Ripetizione delle prove

Nel dicembre del 1984 e nel febbraio del 1985 sono state ripetute le prove di carico assiale sulle coppie di pali tranne che in quelli da 15,00 m lesionati e inutilizzabili.

I diagrammi delle figure n° 6-7-8-9-10-11 mostrano il confronto tra le curve carichi-cedimenti dello stesso palo dopo più di 12 anni.

Nella tabella seguente sono indicate le portate teoriche ed i carichi di rottura di tutti i pali nelle prove eseguite nel 1972 e in quelle eseguite negli anni 1984-85.

PILOTO	Q teor. kN	Q max 1972	Q max 1984	AUMENTO %
5/22-29	292	290	440	52
5/26-26	364	370	470	27
7/24-34	552	540	830	54
7/33-33	720	680	850	25
10/24-39	994	1160	1620	40
10/33-33	723	780	1090	40
15/24-46	1593	2090	-	-
15/40-40	1414	1480	-	-

Da queste prove risulta che le coazioni indotte nel terreno dalla infissione dei pali non si allentano con il passare degli anni e che anzi si ottiene un miglior comportamento dei pali di tutti i tipi.

Questo è un dato di fatto anche se è difficile trovare una ragione dell'aumento percentuale del carico di rottura che è molto rilevante e va dal 25% al 50%.

Le condizioni locali non sono cambiate perchè il livello della falda è costante nè sono intervenute altre cause che possano aver cambiato la consistenza dei vari strati.

Mi propongo ora di fare altre prove in terreni coerenti o in banchi di ghiaia.

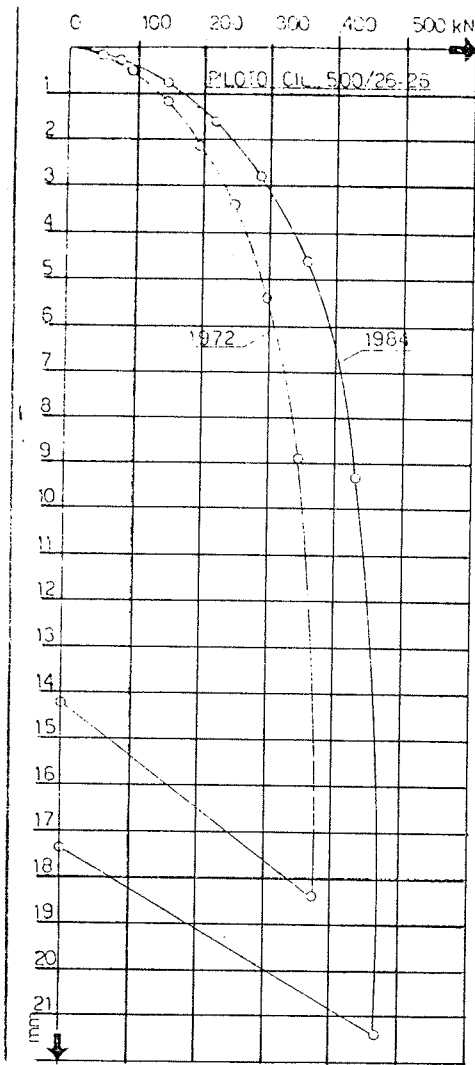


fig. 6 - diagrammi carichi cedimenti del pilota cilindrico 5,00/26-26 - prove del 1972 e del 1984

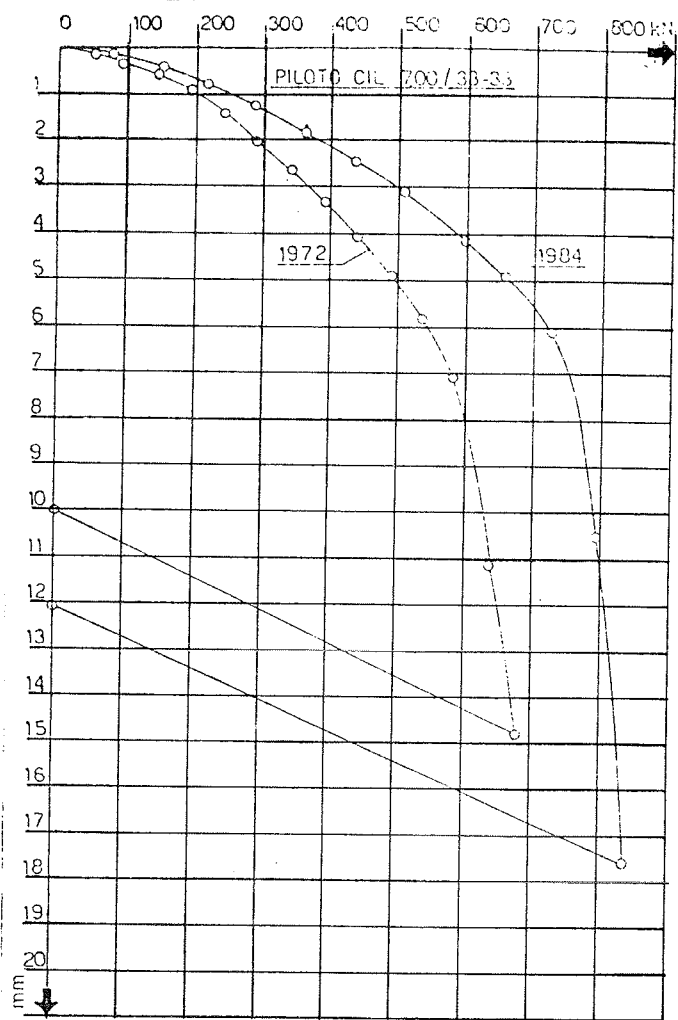


fig. 7 - diagrammi carichi cedimenti del pilota cilindrico 7/33-33 - prove del 1972 e del 1984

=====

Penso che sarebbe molto interessante il poter eseguire prove del comportamento nel tempo anche con piloti gettati in opera.

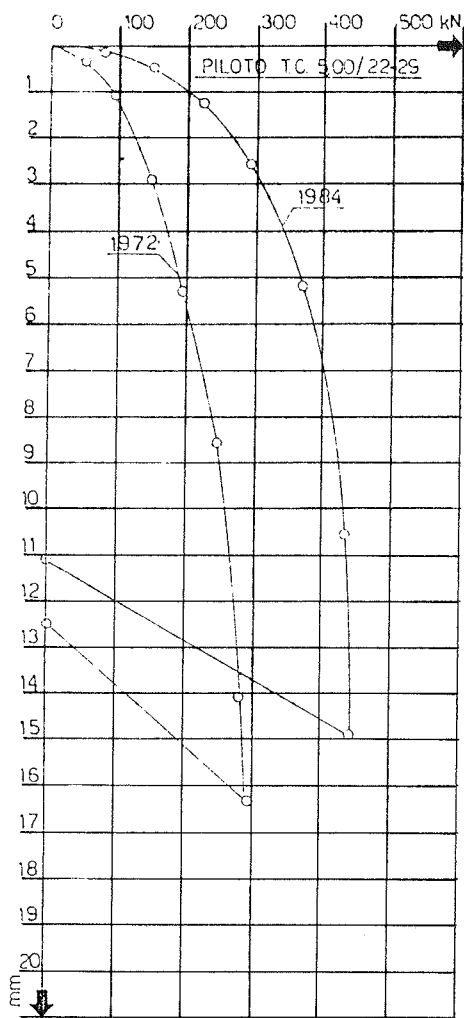


fig. 8 - diagrammi carichi cedimenti del piloto troncoconico 5,00/22-29 - prove del 1972 e del 1984

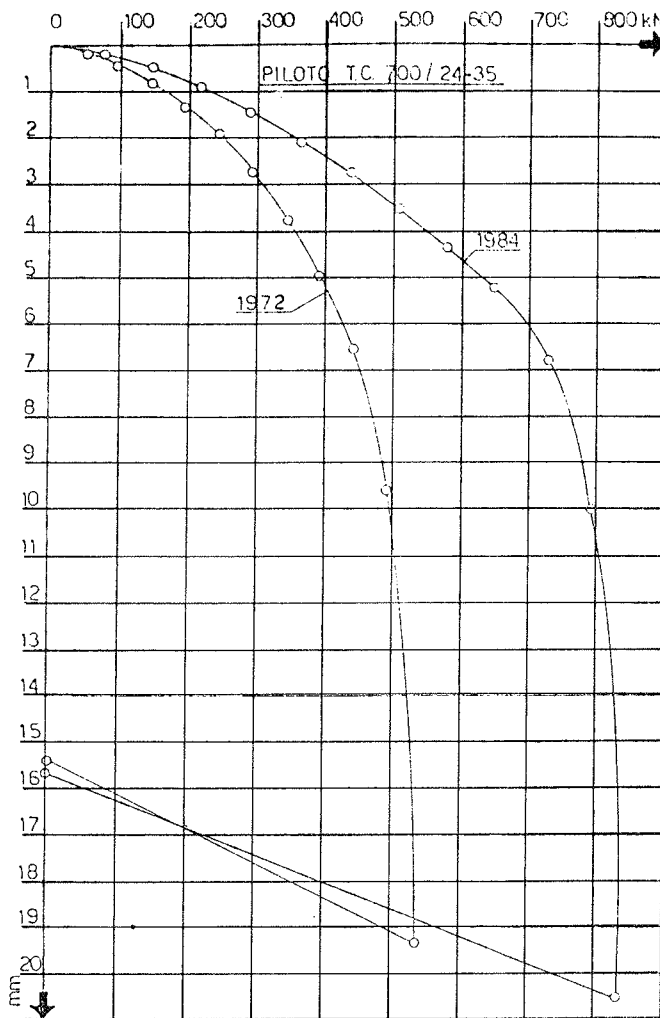


fig. 9 - diagrammi carichi cedimenti del piloto troncoconico 7,00/24-35 - prove del 1972 e del 1984

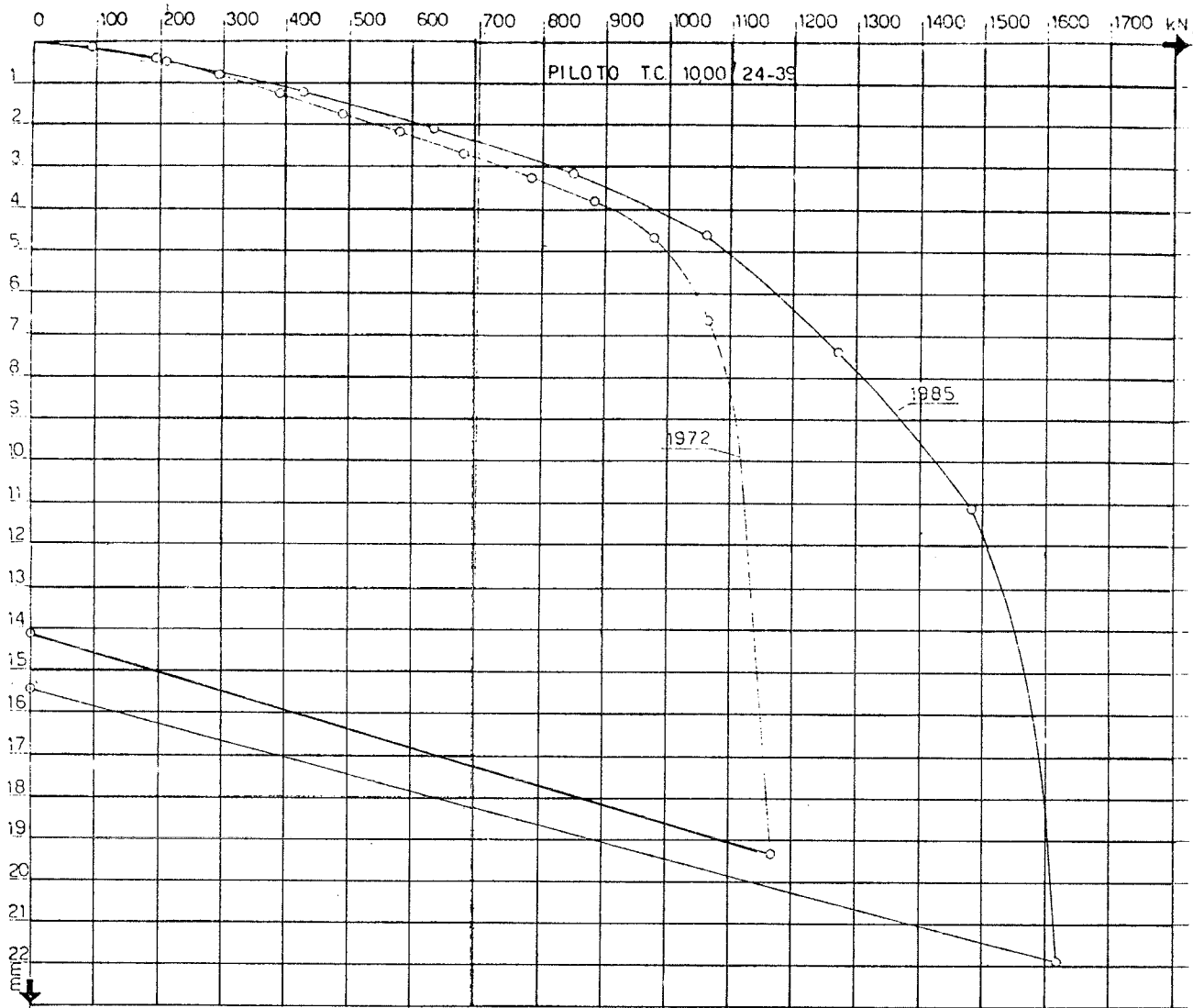


fig. 10 - diagramma carichi cedimenti del piloto troncoconico 10,00/24-39 - prove del 1972 e del 1985

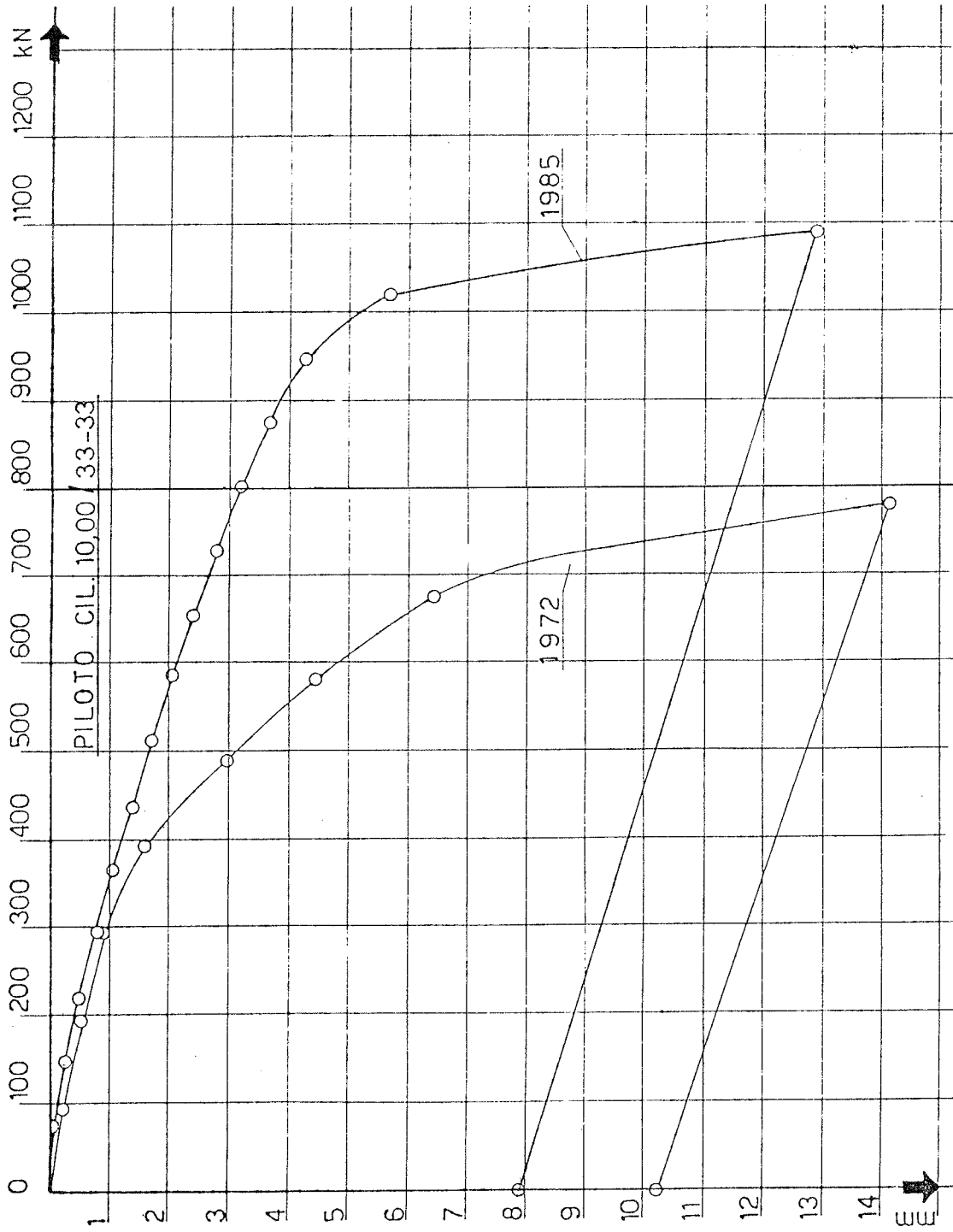


fig. 11 - diagramma carichi cedimenti del piloto cilindrica 10,00/33-33 prove del 1972 e del 1985

Pali giuntati

Per poter disporre di pali prefabbricati di grande lunghezza si ricorre a pali in due o più elementi da unire in opera.

Da un paio di anni è stato adottato un nuovo tipo di giunto che è in grado di sostituire quello saldato che abbiamo adottato ormai da quasi venti anni.

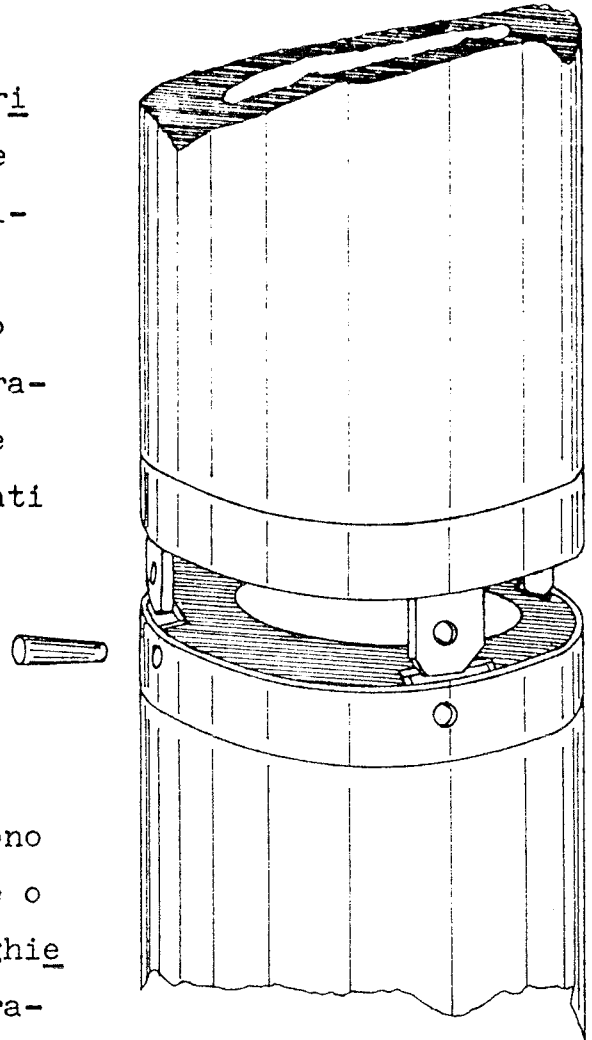
Questo giunto ha il vantaggio di avere una esecuzione molto rapida non essendo necessaria, in cantiere, l'opera di un saldatore.

Le teste degli elementi da unire sono dotate da un lato di ghiera con tre o più tasche forate e dall'altro di ghiera con tre o più baionette pure forate.

Sovrapposto il secondo elemento al primo già infisso si inseriscono delle spine nei fori battendole con una mazza da 10 kg. Per una buona riuscita del giunto è necessaria assoluta precisione nella posizione dei fori. A tutt'oggi sono stati infissi alcune migliaia di pali con questo tipo di giunto.

Anche questo tipo di unione non rappresenta un punto di minor resistenza del palo ed in merito sono state fatte prove presso l'Università di Padova.

Questo giunto, se fatto con ghiera zincate e spine inox, può essere impiegato anche in terreni aggressivi o in acqua di mare senza ricorrere a particolari protezioni.



LE TRAVERSE FERROVIARIE IN C.A.P. PER L'ARMAMENTO
DEGLI SCAMBI

A. MIGLIACCI, G.C. BONO (Studio Tecnico M.S.C., Milano)
A. e P. TOGNOLI, G.F. CREMASCHI (Soc. I.P.A. s.p.a., Calcinante)

SOMMARIO

Nel quadro della progressiva sostituzione delle traverse in legno con traverse in c.a.p. le Ferrovie dello Stato stanno sviluppando la tendenza a completare tali interventi anche per l'armamento degli scambi. Le particolari condizioni di sollecitazione, molto diverse da quelle delle traverse in piena linea, richiedono la definizione di adeguati modelli di calcolo e l'opportunità di attenti controlli sperimentali.

SUMMARY

Whilst continuing progressively to replace the wooden sleepers with those in c.a.p., the Ferrovie dello Stato in now beginning to extend these operations also to the reinforcement of the points. The special stress conditions, quite different from those of sleepers on a straight stretch of line, require the original calculation models as well as careful experimental control.

1. PREMESSE

Negli ultimi anni, in più Paesi del mondo si è incominciato ad impiegare le traverse in c.a.p. anche per realizzare l'armamento degli scambi lungo le linee ferroviarie. Si può dire che tale impiego ha trovato le prime applicazioni sperimentali presso le ferrovie Britanniche, Svedesi e Sovietiche a partire circa dal 1980. Le Ferrovie Federali della Germania Ovest hanno messo in opera sin dal 1981 i primi scambi (deviatoi) su traversine in c.a.p., in Italia i primi studi sono iniziati nel 1982, cui sono seguite numerose realizzazioni, alcune delle quali in presenza di gravose condizioni di esercizio, altre oggetto di sperimentazione continua. La campagna di sostituzione delle vecchie traverse in legno, da decenni praticata sotto i binari in retto, non poteva non rivolgersi anche agli scambi, soprattutto per il rispetto del principio, ormai accolto da tutti i Paesi del mondo, della necessità di non praticare selvaggi ed ingiustificati sfruttamenti del patrimonio fo

restale, sempre più povero e scadente anche a causa degli agenti inquinanti (piogge acide). Il legno è una delle materie prime più preziose che l'umanità ancora possieda, talché non è proprio giustificato impiegarlo in una costruzione povera, quale è l'armamento dei binari ferroviari. Ciò indipendentemente da altre garanzie tecniche che possono essere offerte dalle traverse in calcestruzzo.

Tuttavia, le traversine in c.a.p. sotto gli scambi hanno subito presentato, rispetto a quelle in retto, una serie di problemi di non facile soluzione, problemi che forse sono stati la causa principale che ne ha frenato l'organico impiego.

Innanzitutto, va subito osservato che le traversine in uno scambio (Fig. 1) sono una diversa dall'altra, giacché ne cambia la lunghezza, la posizione ed il tipo delle piastre fissate alla traversa. Si può calcolare che per uno scambio semplice, con un raggio di 1200 m del binario in derivazione, occorrono circa 90 traversine diverse. Ma passando ad un altro tipo di scambio (con diverso raggio, diversa tangente dell'angolo di scambio ed eventualmente diversa rotaia) si hanno traversine ancora diverse. Pertanto, anche se si raggruppano gli scambi di un determinato tipo, in modo da aumentare la numerosità delle traversine uguali, la produzione non può essere così corrente come avviene per le traversine in retto.

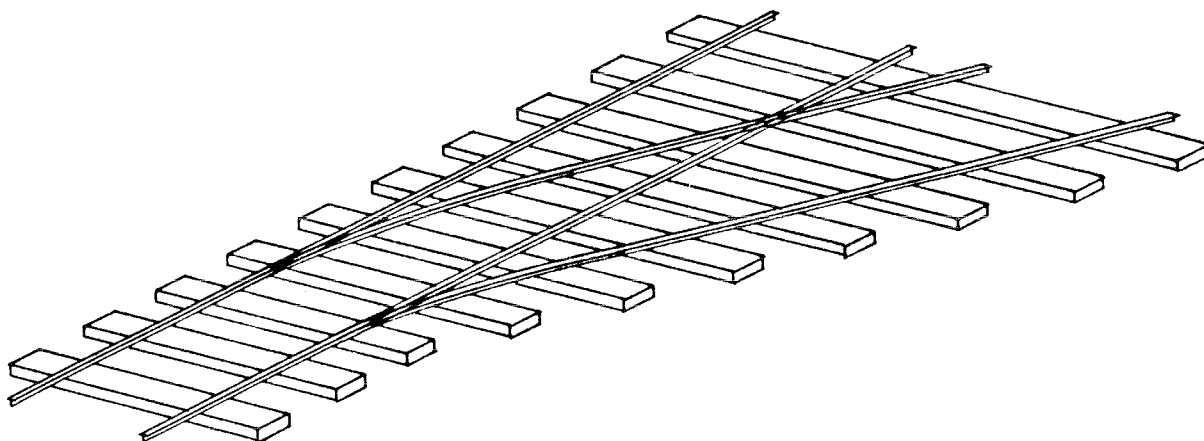


Fig. 1 -

Un secondo problema è rappresentato dal fissaggio delle piastre alle traverse quale, ad esempio, realizzato per via indiretta tramite una piastra di sommità in gomma (4,5 mm di spessore), una sottopiastra in ferro (di spessore variabile) ed una piastra di isolamento (dello spessore di 1,5 mm). Ora, tale collegamento è sottoposto a sollecitazioni di carattere dinamico, che sono particolarmente gravose in corrispondenza degli scambi, talvolta con la possibilità che si generino trazioni nelle viti di fissaggio delle piastre alle traverse (ancoraggi) quando le rotaie, agendo come travi, tendono a sollevare le traverse poste al di fuori del tratto caricato (si pensi, ad esempio, Figura 2, alle rotaie in deviato quando il convoglio transita sul binario retto).

Un terzo problema è connesso alle disposizioni d'armatura, giacché se si vogliono impiegare le medesime traverse, uguali, sia per scambi a de-

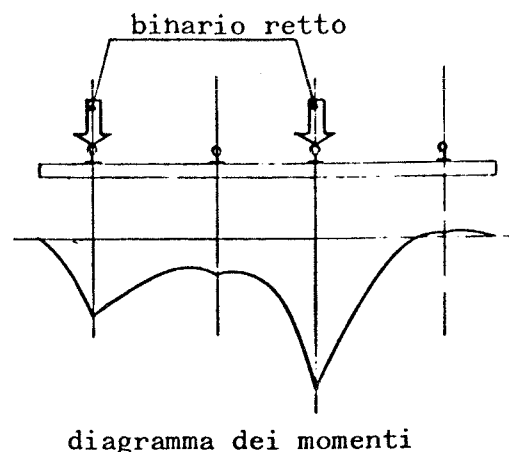


Fig. 2 -

stra che per scambi a sinistra (s'intende di un tipo determinato), le forature per le viti di fissaggio delle piastre vanno a coprire un largo tratto della larghezza della traversa, rendendo delicato il posizionamento delle armature. Anche le stesse fasi di movimentazione e di trasporto possono richiedere particolari cautele, per non indurre insostenibili stati di sollecitazione nelle traverse.

Il problema più importante è però legato al progetto (calcolo e verifica) delle traverse, per il quale, nonostante i moderni mezzi automatici di calcolo che consentono analisi anche molto complesse e facili rappresentazioni dei risultati, si hanno due grosse difficoltà ed incertezze: da un lato, l'individuazione di un modello affidabile di calcolo, formato dal complesso delle rotaie in retto e in deviato più le traverse, dall'altro lato la determinazione di input attendibili, vuoi come entità di azioni trasmesse a tale modello dal transito dei convogli ferroviari, vuoi come valori e distribuzione della reazione del ballast e sottofondo, variabili lungo ogni traversa, da traversa a traversa e con il succedersi dei passaggi dei convogli. Anche in relazione alle notevoli diversità che possono presentare la tecnologia di messa in opera delle traverse e le tecniche di rinalzatura del ballast, sono certamente da attendersi sensibili variabilità della rigidità del vincolo sottostante fra scambio e scambio dello stesso tipo, oltretutto lungo le stesse traverse. Il calcolo deve quindi essere svolto tenendo conto della variabilità di questo comportamento, che la sperimentazione diretta contribuisce assai bene a chiarire.

Di fronte a queste difficoltà di analisi ed incertezza dei risultati, le F.S. hanno invero mostrato tutto il loro impegno tecnico ed organizzativo e la piena competente disponibilità, sia per la definizione dei dati di progetto relativi agli scambi da armare, sia per l'esecuzione di idonei rilevamenti in linea, dando pieno supporto alla Società I.P.A. s.p.a. nello sviluppo delle sperimentazioni.



Fig. 3 -

In questa comunicazione, si riportano i principali chiarimenti del calcolo teorico e qualche aspetto significativo della sperimentazione, ciò per quanto si ritiene possa essere utile per le future applicazioni.

Si fa riferimento allo scambio tipo 60 UNI 250/0,092, composto da 66 traverse di sezione costante (27 cm di larghezza e 16 cm di altezza) e lunghezze comprese fra 220,00 e 429,34 cm, avendosi i rilevamenti sperimentali per uno scambio di tale tipo armato nei pressi della stazione di Asti sulla linea Asti-Alessandria (Fig.3). La sperimentazione è stata svolta con il valido apporto della Società ISMES, per quanto attiene il progetto della strumentazione e la raccolta ed elaborazione delle misure fatte.

2. CONSIDERAZIONI DI CALCOLO

Nel modello di calcolo (Fig. 4) si può assumere che le traverse siano schematizzate da aste lineari (suddivise al loro interno da nodi posti a distanza dell'ordine dell'altezza della sezione, ad esempio 20 cm) collegate fra loro da altre aste schematizzanti le rotaie, mediante l'interposizione di elementi deformabili rappresentanti l'elasticità delle piastre in gomma usate nei collegamenti rotaie-traverse.

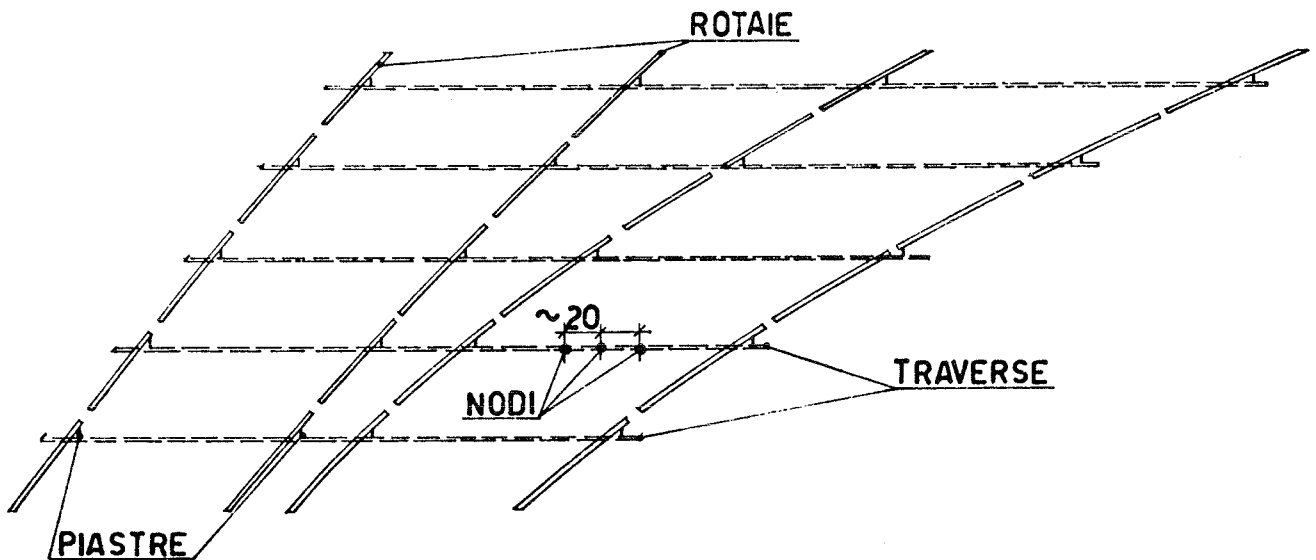


Fig. 4 -

In corrispondenza ad ogni nodo della discretizzazione assunta per le traverse, può essere concentrata l'elasticità del vincolo sottostante costituito dal ballast e dal sottofondo, descrivibile da un coefficiente di Winkler che può farsi variare fra 3,0 e 18,0 Kgf/cm^3 (vedasi (II)), con un valore singolare estremo di 100 Kgf/cm^3 , quale può assumersi per un sottofondo rigido (come, ad esempio, nel caso di un ballast posato su un manufatto in calcestruzzo).

Considerando un gruppo limitato di traverse per volta, si può così formare un telaio spaziale cui applicare sulle rotaie in retto, oppure su quelle in deviato, una coppia di carichi concentrati rappresentanti le sollecitazioni trasmesse alle rotaie dalle ruote di un asse ferroviario avente un determinato peso statico di progetto.

Nel modello, la limitazione ad un gruppo limitato di traverse (ad esempio, cinque) è giustificata dal fatto che l'analisi si ripromette di determinare sostanzialmente la diffusione che avviene per i carichi trasmessi dalle ruote dei convogli e v'è da presumere che, limitando nel modello la partecipazione del numero di traverse, la diffusione risulti a favore della sicurezza minore che nella realtà.

L'analisi strutturale del modello così individuato viene condotta per via elastica lineare assumendo per i tre materiali (calcestruzzo della traversa, gomma della piastra di sommità, acciaio delle rotaie) i seguenti valori dei loro parametri meccanici (moduli, normale E e tangenziale G):

- per il calcestruzzo, $E = 300.000 \text{ Kgf/cm}^2$, $G = 125.000 \text{ Kgf/cm}^2$,
- per l'acciaio, $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$, $G = 790.000 \text{ Kgf/cm}^2$,
- per la gomma, $E = 1.411; 300; 150 \text{ Kgf/cm}^2$, (con G non apparente nei calcoli),

ed utilizzando un collaudato programma di biblioteca.

Primariamente, è necessario stabilire il valore dei carichi di progetto Q da applicare a ciascuna rotaia derivandoli, come è noto, dal carico statico che si ha per asse attraverso un calcolo matematico statistico oppure mediante relazioni semplificate di origine sperimentale. Vale la pena di fare qualche considerazione.

Col calcolo matematico si pone ([1]):

$$Q = Q_o \pm \Delta Q + \Delta Q_a = Q_o \left(1 \pm \frac{\Delta Q}{Q_o} + \frac{\Delta Q_a}{Q_o} \right),$$

essendo Q_o il carico statico (pari a 1/2 del carico per asse), ΔQ la variazione di carico conseguente all'insufficiente sopraelevazione in curva, ΔQ_a l'incremento aleatorio di carico in funzione delle masse in gioco e della velocità di transito.

Si hanno le relazioni:

$$\Delta Q = \frac{2 l h}{e} Q_o$$

$$\Delta Q_a = n \cdot \sigma (\Delta Q_a),$$

con il seguente significato dei simboli:

- l = "insufficienza" di sopraelevazione
- h = altezza del centro di gravità del veicolo
- e = interasse delle rotaie

$$\sigma^2 (\Delta Q_a) = \sigma^2 (\Delta Q_s) + \sigma^2 (\Delta Q_{ns}), \text{ varianza del carico aleatorio } \Delta Q_a$$

- n = numero di deviazioni standard da prendere per la misura di ΔQ_a (ad esempio, n = 2 per le situazioni rare, n = 1 per quelle mediamente frequenti).

Per le deviazioni standard $\sigma(\Delta Q_s)$ e $\sigma(\Delta Q_{ns})$ dei due incrementi di carico ΔQ_s e ΔQ_{ns} conseguenti alle masse sospese (indice s) e non sospese (ns), si hanno le relazioni:

$$\sigma(\Delta Q_s) = 0,16 Q_0$$

$$\sigma(\Delta Q_{ns}) = k \cdot m \cdot \frac{v}{100}, (t),$$

dove k (in genere non superiore a 12) è un coefficiente crescente con lo stato di ondulazione verticale delle rotaie, m (in kN) è il carico per ruota dovuto alle masse non sospese e v (Km/h) è la velocità di transito.

Per la variazione di carico in curva ΔQ , introducendo l'accelerazione centrifuga non compensata (a_{nc}), si può anche scrivere:

$$\Delta Q = Q_0 \frac{h}{e} \frac{a_{nc}}{g}, (g = \text{accelerazione di gravità}).$$

Elaborando numericamente le formule precedenti per il caso specifico di una motrice con $2Q_0 = 25$ t/asse, $v = 200$ Km/h, $k = 12$ (binario abbastanza ondulato), $a_{nc} = 1,20 \cdot g$ (valore praticamente sul massimo), si ottengono per i carichi di progetto Q per ogni rotaia trasmesso dalla ruota i seguenti valori:

- binario retto

$$\begin{aligned} \text{per le situazioni rare,} & \quad Q = 12,5 \cdot (1 \pm 0 + 2 \cdot 0,33) = 20,75 \text{ t} \\ \text{per le situazioni medie,} & \quad Q = 12,5 \cdot (1 \pm 0 + 1 \cdot 0,33) = 16,63 \text{ t,} \end{aligned}$$

- binario deviato

$$\begin{aligned} \text{per le situazioni rare,} & \quad Q = 12,5 \cdot (1 \pm 0,1064 + 2 \cdot 0,33) = \begin{cases} 22,08 \text{ t} \\ 19,42 \text{ t,} \end{cases} \\ \text{per le situazioni medie,} & \quad Q = 12,5 \cdot (1 \pm 0,1064 + 1 \cdot 0,33) = \begin{cases} 17,96 \text{ t} \\ 15,30 \text{ t.} \end{cases} \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Le formule di derivazione sperimentale si presentano tutte nella forma:

$$Q = Q_0 \cdot \phi(v),$$

essendo $\phi(v)$ un coefficiente funzione della velocità v (Km/h).

Tali relazioni conducono a valori anche sensibilmente discosti fra loro. Ad esempio, quella del Rapporto n. 9 redatto dall'ORE ((I)), conduce per $v = 200$ Km/h al coefficiente $\phi = 1,75$ e per $v = 140$ Km/h a $\phi = 1,50$, cui conseguono rispettivamente valori in retto $Q = 1,75 \cdot 12,5 = 21,88$ t e $Q = 1,50 \cdot 12,5 = 18,75$ t, invero ben paragonabili a quelli sopra ricavati con il metodo matematico statistico per le situazioni rare.

(^o) In curva, binario deviato, i valori maggiori dei carichi (appunto a causa di a_{nc}) si manifestano sulla rotaia interna.

Pertanto, quale carico di progetto per ruota è abbastanza ragionevole assumere in retto il valore $Q = 16$ t, ossia un carico per asse di 32 t. Quest'ultimo valore è stato impiegato anche per il caso del transito in deviato, tenendo presente l'effetto dell'insufficiente sopraelevazione per cui la suddivisione del carico non è uguale fra le due rotaie (ad esempio, si può assumere 17 t sulla rotaia esterna della curva e 15 t su quella interna).

Per lo studio della diffusione dei carichi, data la linearità del problema, ai modelli del tipo di Figura 4 possono applicarsi, ad esempio nel caso di transito in retto, due carichi Q uguali di valore qualsiasi. Così, sul modello formato dalle cinque traverse targate 145-146-147-148-149 poste a partire dal cuore dello scambio (Fig. 5), l'analisi della diffusione per il transito in retto deve prendere in esame la condizione di carico costituita da due carichi Q uguali, ad esempio $Q = 10$ t, sulle due rotaie del binario retto in corrispondenza alla traversa 147 che si trova al centro del modello considerato.

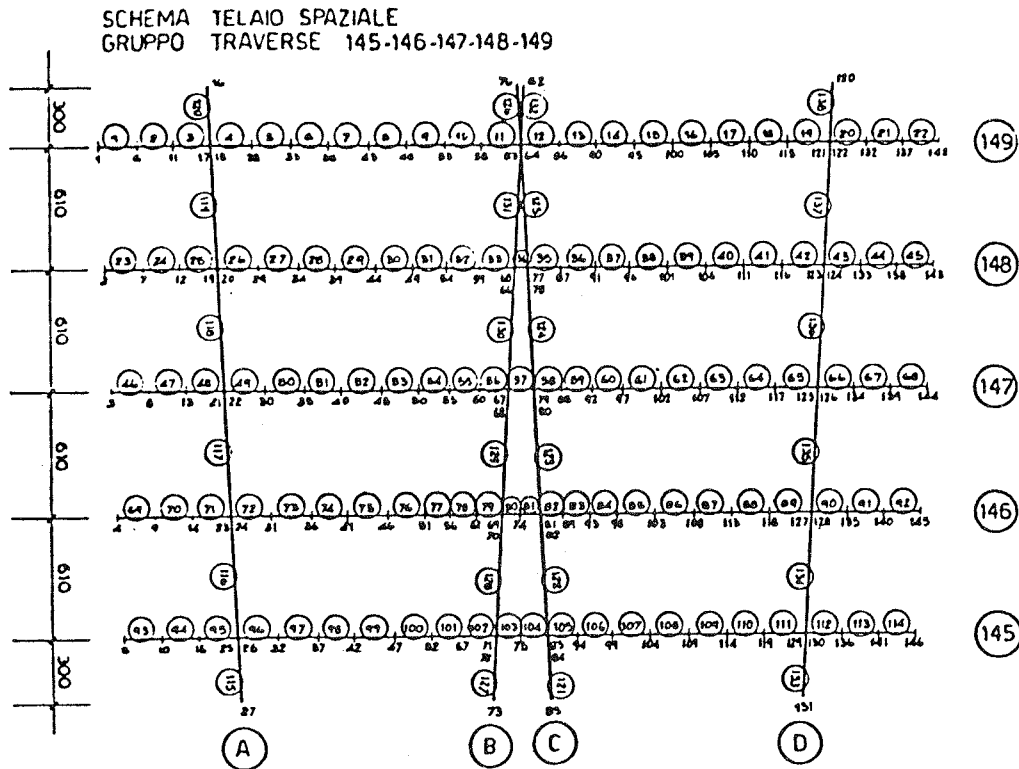
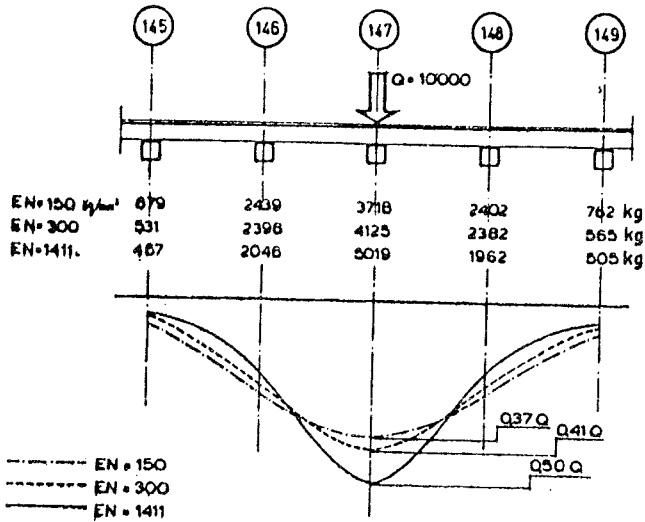


Fig. 5 - Schema strutturale

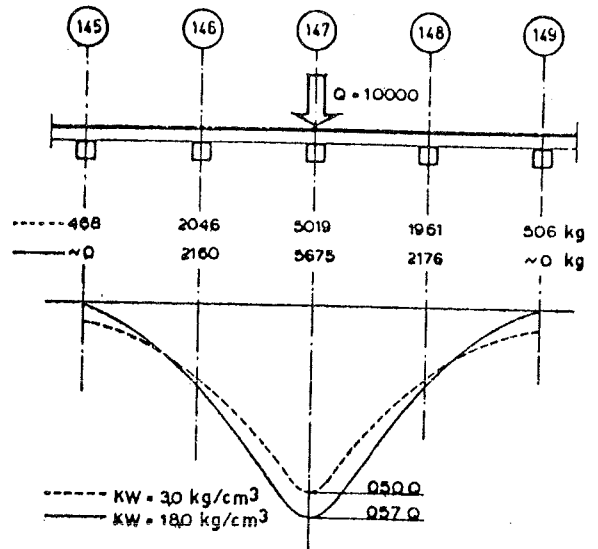
Tale analisi va compiuta assegnando al vincolo sottostante valori diversi per la sua reazione, e considerando pure una deformabilità variabile della gomma posta sotto alle rotaie, ciò perchè per un determinato modello di calcolo la diffusione dei carichi (ed i conseguenti stati di sforzo e di deformazione) risulta sensibilmente influenzata dai parametri meccanici scelti per caratterizzare tali elementi strutturali (massicciata e gomma) (Fig. 6). Chiaramente le due deformabilità, della massicciata e della gomma, hanno un effetto concorde, nel senso che la diffusione dei carichi aumenta al crescere della deformabilità sia della massicciata che della gomma, cioè la minima diffusione corrisponde ai massimi valori sia del coefficiente k della massicciata che del modulo E della gomma.

VARIABILITÀ RIPARTIZIONE CARICO SULLE
TRAVERSE IN FUNZIONE ELASTICITÀ
PIASTRA IN GOMMA



Influenza elasticità piastra in gomma

VARIABILITÀ RIPARTIZIONE CARICO SULLE
TRAVERSE IN FUNZIONE ELASTICITÀ
MASSICCIATA



Influenza elasticità massicciata

Fig. 6

Pertanto, per lo studio della diffusione dei carichi, conviene assegnare alla gomma la minima deformabilità (ad esempio, $E = 1411 \text{ Kg/cm}^2$), facendo però variare la deformabilità della massicciata data l'incertezza della sua compattazione e la variabilità della sua risposta nel tempo, ed anche perchè tale deformabilità influenza la reazione del ballast lungo la traversa.

I risultati di diffusione, ad esempio per il caso della più bassa reattività del vincolo sottostante ($k = 3 \text{ Kg/cm}^3$, il che corrisponde ad una modesta compattazione del ballast posato su un sottofondo deformabile) sono riportati in Figura 7, assieme ai diagrammi dei momenti flettenti e degli spostamenti verticali dell'intero complesso.

Nella successiva Figura 8, considerando quale parametro più significativo il momento flettente lungo la traversa 147 al centro del modello caricato, ne sono riportati gli andamenti al variare dell'elasticità della massicciata ($k = 3,0 \div 18,0 \text{ Kg/cm}^3$) considerando tale elasticità come costante sull'intera lunghezza della traversa, oppure variabile dal valore massimo ($18,0 \text{ Kg/cm}^3$) in corrispondenza delle rotaie poste verso l'esterno dello scambio, a causa di una più efficace compattazione, al valore minimo ($3,0 \text{ Kg/cm}^3$) al centro.

SCAMBIO SEMPLICE
 S. 80 UNI/250/0.082/S
 LINEA ASTI-ALESSANDRIA
 STAZIONE ALESSANDRIA
 TRAVERSE 145-148-147-148-149
 TRAMBITO BINARIO RETTO

DIAGRAMMA CEDIMENTI

MASSICCIAIA KV=30 N/mm³
 COPPIA EN=141 N/mm²
 CONDIZIONE CARICO DI RIFERIMENTO 10.00-10.00 T

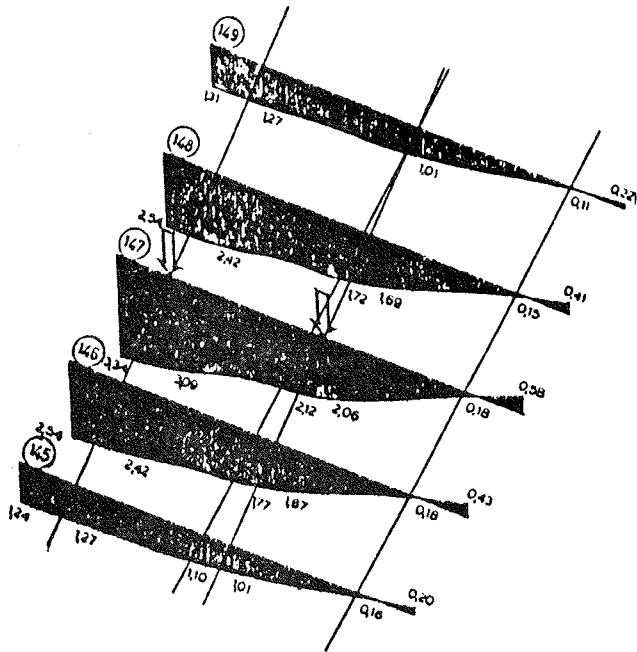


Fig. 7.a -

SCAMBIO SEMPLICE
 S. 80 UNI/250/0.082/S
 LINEA ASTI-ALESSANDRIA
 STAZIONE ALESSANDRIA
 TRAVERSE 145-148-147-148-149
 TRAMBITO BINARIO RETTO

DIFFUSIONE DEL CARICO SULLE TRAVERSE

MASSICCIAIA KV=30 N/mm³
 COPPIA EN=141 N/mm²
 CONDIZIONE CARICO DI RIFERIMENTO 10.00-10.00 T

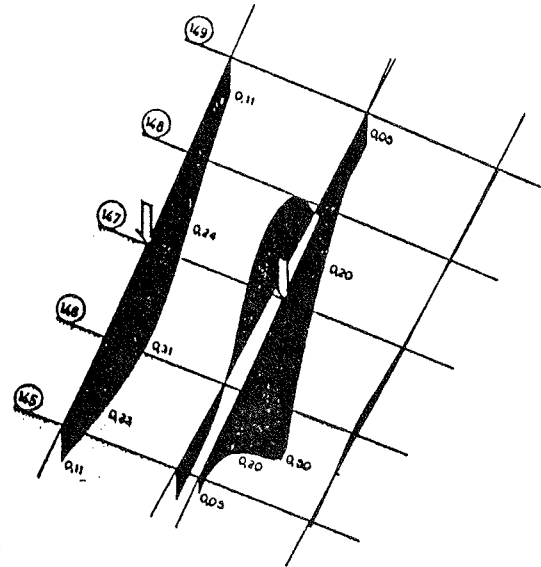


Fig. 7.b -

SCAMBIO SEMPLICE
 S. 80 UNI/250/0.082/S
 LINEA ASTI-ALESSANDRIA
 STAZIONE ALESSANDRIA
 TRAVERSE 145-148-147-148-149
 TRAMBITO BINARIO RETTO

DIAGRAMMA MOMENTI FLETTENTI

MASSICCIAIA KV=30 N/mm³
 COPPIA EN=141 N/mm²
 CONDIZIONE CARICO DI RIFERIMENTO 10.00-10.00 T

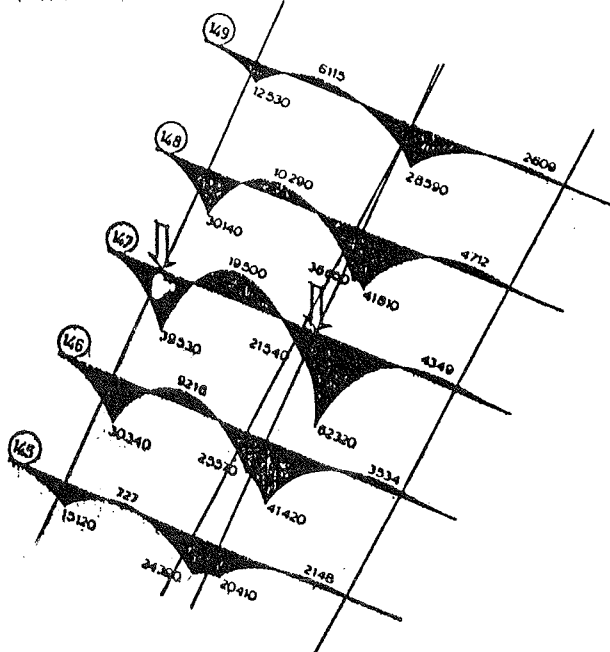


Fig. 7.c -

TRAVERSA N° 147

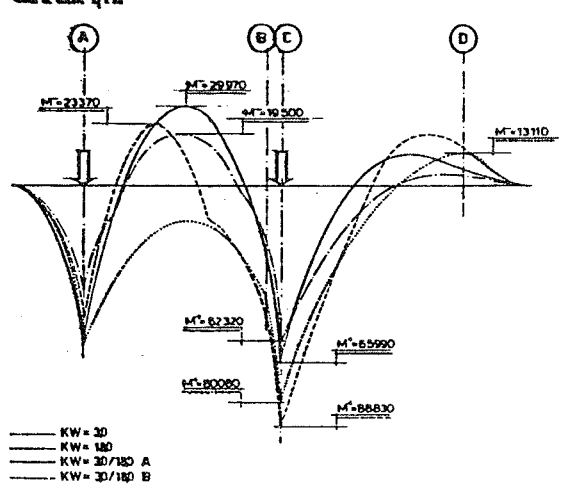


Fig. 8 -

Nelle due tabelle sottostanti, sempre per la traversa 147, sono riportati i valori massimi e minimi di tali momenti (positivi quelli che tendono le fibre inferiori) ed i carichi P_1 e P_2 trasmessi dalle rotaie in retto sulla traversa stessa, considerando variabili sia la reattività k della massicciata che il modulo E della gomma.

TAB. 2 - MASSIMI MOMENTI FLETTENTI TRAVI N.° 147

Carico di 10 x 10 ton	EN - 150		EN - 300		EN - 1411	
	M_{max}^+	M_{max}^-	M_{max}^+	M_{max}^-	M_{max}^+	M_{max}^-
$K_w = 30$	69386	19419	71743	21106	77327	24196
$K_w = 30/180 A$	92601	14778	94412	15324	99363	16567
$K_w = 30/180 B$	101187	25958	104215	27186	110220	23792
$K_w = 180$	69423	31640	74101	20262	81880	37187

TAB. 3 - CARICHI TRASMESSI DALLE ROTAIE ALLA TRAVERSA 147

Carico di 10 x 10 ton	EN - 150		EN - 300		EN - 1411	
	P_1	P_2	P_1	P_2	P_1	P_2
$K_w = 30$	2950	3717	3015	4125	3091	5019
$K_w = 30/180 A$	3719	3696	3932	4097	4174	4999
$K_w = 30/180 B$	3980	3856	4256	4274	4563	5186
$K_w = 180$	4028	4207	4314	4691	4628	5675

Ai fini di una successiva progettazione standard delle traverse, sono particolarmente significativi i due valori segnati in neretto nella seconda tabella. Essi stanno ad indicare che nel caso peggiore (k massimo, E massimo) la rotaia interna del binario retto trasmette alla sottostante traversa 147 il 56,75% del carico e quella esterna il 46,28%, con un valore medio, semisomma dei precedenti, pari al 51,5% circa, valore questo assai prossimo a quello (50%) abitualmente adottato per il progetto delle traverse in linea. Naturalmente, l'analisi precedente va ripetuta anche per il caso che il transito avvenga sul binario deviato (per il qual caso occorre tener presente che l'analisi base va eseguita considerando applicati due carichi non fra loro uguali, causa l'effetto curva, ma ad esempio di valore ≈ 11 t sulla rotaia posta all'esterno della curva e ≈ 9 t su quella interna) e considerando altri raggruppamenti di traverse, diversi da quello ora studiato.

Determinati i valori di tali coefficienti di diffusione - che v'è da dire hanno mostrato per le diverse situazioni valori massimi dello stesso ordine di grandezza di quello determinato con transito in retto per la traversa 147 nel modello di Figura 5 - si può passare ad analizzare il comportamento della singola traversa (Figura 9), discretizzando la traversa stessa (quale asta lineare) in conci di piccola lunghezza (ad esempio 5 cm).

Il carico noto P trasmesso da una rotaia viene applicato alla traversa caricandone uniformemente un conchio della lunghezza di circa 30 cm, per tener conto della diffusione realizzata dall'ala della rotaia e dalle piastre di fissaggio, nonché per riportare i carichi sull'asse della traversa, giacchè è con riferimento a questo che vengono calcolati sforzi e deformazioni.

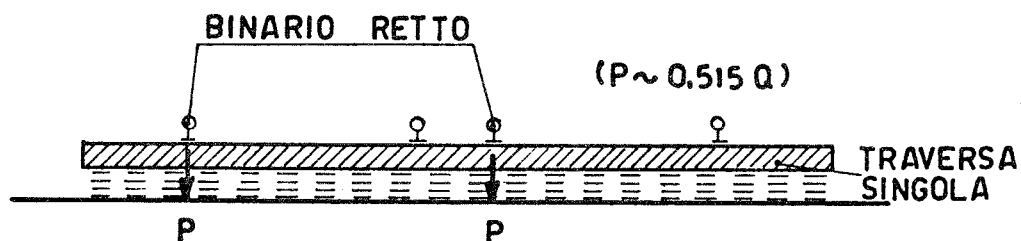


Fig. 9 -

In tal modo, sono state studiate per gruppi, le traverse degli scambi, in particolare quello di Asti soggetto poi a sperimentazione, evidenziandone i momenti massimi e minimi ed i valori dei cedimenti. La progettazione ha potuto concludersi nella formulazione di un unico tipo di armatura di precompressione costituita da 5 trefoli da 1/2 pollice con eccentricità risultante di 9,06 mm (Fig. 10). Tale sezione resistente è stata pure verificata positivamente nei riguardi delle fasi transitorie di movimentazione e trasporto.

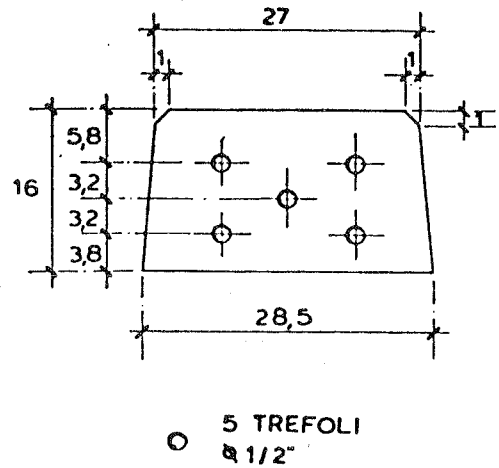


Fig. 10 -

3. CONSIDERAZIONI SPERIMENTALI

L'utilità di una sperimentazione diretta ed il pregio dei risultati che da questa si ottengono, risiedono soprattutto nel fatto che qualsiasi analisi numerica è costretta a riferirsi a modelli semplificati del complesso rotaie-traverse-massicciata (ad esempio, quello di Figura 5 con presumibili carichi Q applicati) ed in particolare ad ipotizzare un valore ed una distribuzione della reattività della massicciata, i quali nella realtà, anche a seguito del ripetuto passaggio dei convogli, possono rivelarsi invece assai dissimili.

Come in altri problemi d'interazione terreno-struttura (si pensi all'esempio significativo delle opere di tirantatura, il cui progetto può essere messo a punto solo attraverso una serie di tiranti di prova (V)), anche nel caso delle traverse per gli scambi per l'ancora limitata esperienza acquisita si può dire che è assai opportuno svolgere applicazioni di prova per confortare la validità d'impiego delle traverse in calcestruzzo negli scambi sotto varie condizioni di esercizio. Si fonda su questo principio il motivo della sperimentazione svolta sullo scambio di Asti. Poichè sarebbe troppo vasto riportare e commentare per intero tale sperimentazione, ci si limita, come già detto, ad indicarne qualche aspetto significativo. Innanzitutto, va detto che nello scambio si sono strumentate le due traverse targate 147 e 39 (Fig. 11) mediante 24 trasduttori di deformazione a variazione d'induttanza e 3 estensimetri a variazione di resistenza, disposti sulle due traverse secondo quanto indicato nella Figura 12, e si sono anche attrezzate le rotaie mediante 6 rosette estensimetriche (montate sulle anime con inclinazione a 45° per cogliere gli sforzi principali).

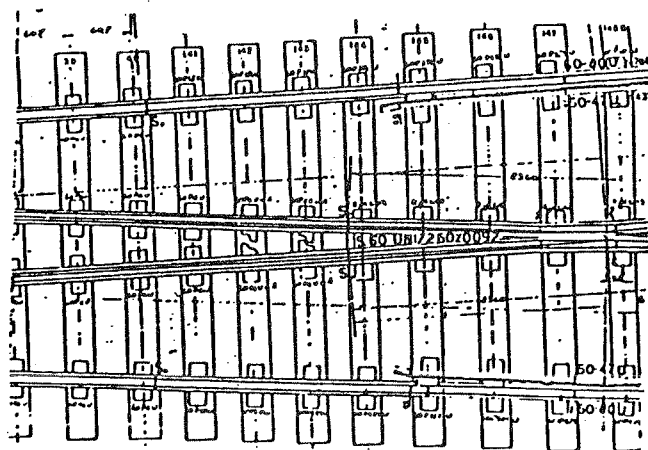


Fig. 11 - Stralcio piano di posa scambio tipo 60 UNI/250/0,092

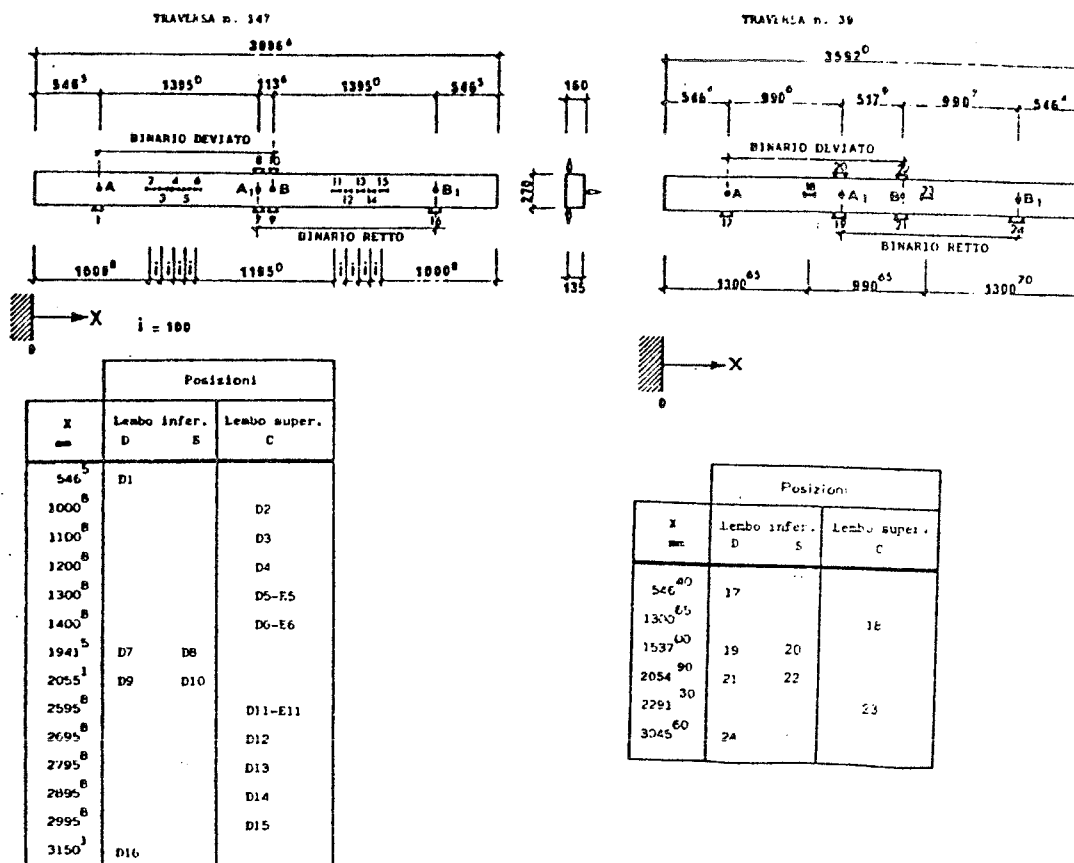


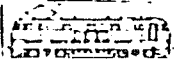
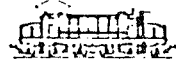
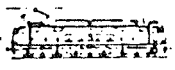
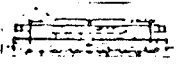
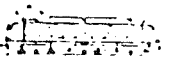
Fig. 12 - Schema posizioni strumentazione traversa 147 e traversa 39

Le misurazioni fatte hanno riguardato i transiti di convogli di varia composizione nei giorni 16-20-21 giugno 1983, 15 luglio 1983 e 5 luglio 1984.

Sul binario retto si è raggiunta anche la velocità di 101 Km/h per un convoglio merci trainato da un locomotore E626 (il giorno 5.7.1984) e di circa 70 Km/h per un convoglio passeggeri pure con locomotore E626 (il giorno 21.6.1983). Sul binario deviato, le velocità raggiunte sono state di circa 19 Km/h per un merci in manovra (21.6.1983) e di circa 31 Km/h per un passeggeri in transito (21.6.83). Tali velocità sono state rilevate attraverso due fotocellule installate alle estremità di un tratto di linea di lunghezza nota, comprendente lo scambio. La registrazione con fotocellule a livello delle ruote consentiva anche di raccogliere la documentazione del tipo di convoglio transitato.

Fra tutti i transiti effettuati, si sono individuati come particolarmente significativi quelli indicati sinteticamente nella tabella sottostante con riferimento al tipo di locomotore di traino.

In particolare, le indicazioni più complete sul possibile "degrado" dell'armamento sono fornite dai rilevamenti sotto il transito in retto dei convogli trainati dal locomotore E444 per il quale sono state fatte cinque raccolte di misure, tre all'inizio (giugno 1983), una dopo un mese (luglio 1983) e una dopo 13 mesi (luglio 1984), con velocità di transito praticamente uguali (comprese, infatti, fra 54 e 64 Km/h, mediamente cioè sull'ordine dei 60 Km/h).

TABELLA DELLE VELOCITA' DI TRANSITO IN Km/h					
	 E 444	 E 626	 E 636	 E 645 / 6	 E 656
tempo zero (giugno '83)	55 Km/h 61 " 65 "	69 Km/h 70 " 82 "	15 Km/h 59 "		21 Km/h 35 " 76 "
tempo 1 mese (luglio 83)	64 Km/h		87 Km/h		53 Km/h
tempo 13 mesi (luglio 84)	54 Km/h	101 Km/h		34 Km/h 51 " 51 "	47 Km/h

Dall'esame e dal confronto dei risultati sperimentali, si possono trarre alcune considerazioni sintetizzabili nei punti seguenti:

- innanzitutto, si ha buona ripetibilità delle registrazioni nel medesimo tempo (si intende, a parità di locomotore e di velocità),
- fondamentalmente, si riscontra un degrado dell'armamento concentrato nei primi anni di vita, probabilmente dovuto all'assestamento della massicciata, cui conseguono un aumento delle sollecitazioni, un cambiamento di forma della deformata della traversa ed un impegno torsionale crescente di questa,
- sensibile è l'influenza della velocità di transito, sia nel determinare i picchi maggiori di sollecitazione, sia nel modificare gli oscillogrammi nel senso che alle basse velocità vi è buona corrispondenza tra i valori maggiori e il transito degli assi, mentre alle alte velocità tale corrispondenza può risultare addirittura non più rintracciabile.

Come si è detto all'inizio, il confronto fra i risultati sperimentali e quelli derivanti dall'analisi teorica è utilissimo, per confortare sulla validità dei risultati di quest'ultima. Affinchè tale confronto sia proficuo, occorre svolgere l'analisi teorica con dati di partenza corrispondenti a quelli che si sono tenuti nella sperimentazione. Così, per il transito in retto dei convogli con locomotore E444 (del peso complessivo di 81 t su 4 assi) occorre determinare il carico Q per ruota assumendo quali dati iniziali $Q_0 = 81 \text{ t} / 8 = 10,125 \text{ t}$, $v = 60 \text{ Km/h}$, $n = 2$ (situazioni non troppo frequenti). In tal modo, per il carico Q trasmesso da una ruota in retto va preso il valore:

$$Q = 10,125 \cdot (1 + 0 + 2 \cdot 0,1926) = 14,03 \text{ t} .$$

Ritenendo poi accettabile per il coefficiente di diffusione il valore 0,515, nel calcolo della traversa singola (ad esempio, la 147, per la quale si è raccolta la sperimentazione di Asti) dovrà assumersi il modello di Fig. 9, con

$$P = 0,515 \cdot 14,03 = 7,225 \text{ t} .$$

L'analisi teorica è stata svolta considerando quattro distinte condizioni di compattezza della massicciata (Fig. 13), schematizzabili dai due valori estremi $k = 3,0 \text{ Kgf/cm}^3$ e $k = 18,0 \text{ Kgf/cm}^3$ e da due ipotesi di rincalzo del ballast cui possa conseguire il maggior valore di $k = 18,0 \text{ Kgf/cm}^3$ solo sui tratti della traversa posti al di fuori delle rotaie esterne dello scambio oppure su tratti di valore doppio dei precedenti e situati a cavallo delle rotaie esterne.



Fig. 13.a -

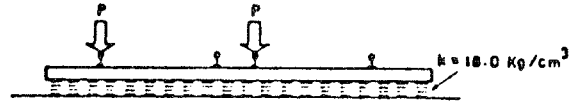


Fig. 13.b

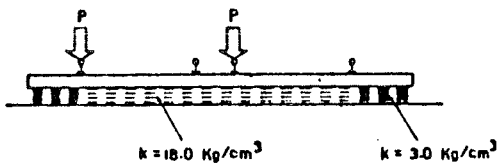


Fig. 13.c

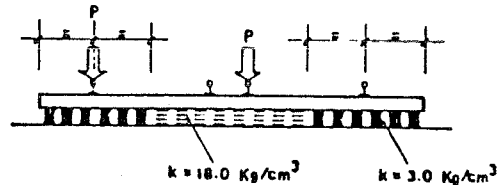


Fig. 13.d

A titolo d'esempio, si riportano nella Figura 14 i diagrammi dei momenti flettenti derivanti dal calcolo e quello sperimentale più gravoso corrispondente al transito del convoglio con E444. Si può notare che l'ipotesi progettuale che maggiormente avvicina i risultati teorici a quelli sperimentali è la c) di Figura 13 (compattazione solo sull'esterno della traversa). In tal caso, il momento flettente teorico positivo massimo risulta circa il 23% maggiore di quello sperimentale.

Analoghi confronti in termini tensionali o di deformazione hanno similmente mostrato prossime concordanze fra gli andamenti teorici e quelli rilevati sperimentalmente, con margini di sicurezza sempre a favore dei valori teorici, maggiori di quelli sperimentali.

Tuttavia, l'aleatorietà che nel tempo manifestano le condizioni di lavoro dell'armamento potrebbe frenare un poco il risultato positivo derivante da tali confronti. Si noti, peraltro, che la progettazione standard è stata fatta assumendo come dati iniziali di progetto un carico per asse di 25 t (ossia, $Q_0 = 12,5 \text{ t}$), una velocità di transito $v = 200 \text{ Km/h}$ - cui può conseguire valori di Q dell'ordine di 16 t, e quindi sulla traversina singola sotto le rotaie in retto due carichi di valore $P = 0,515 \cdot 32 = 16,48 \text{ t}$.

TRAVERSA N° 147 Unità di misura Kg e cm

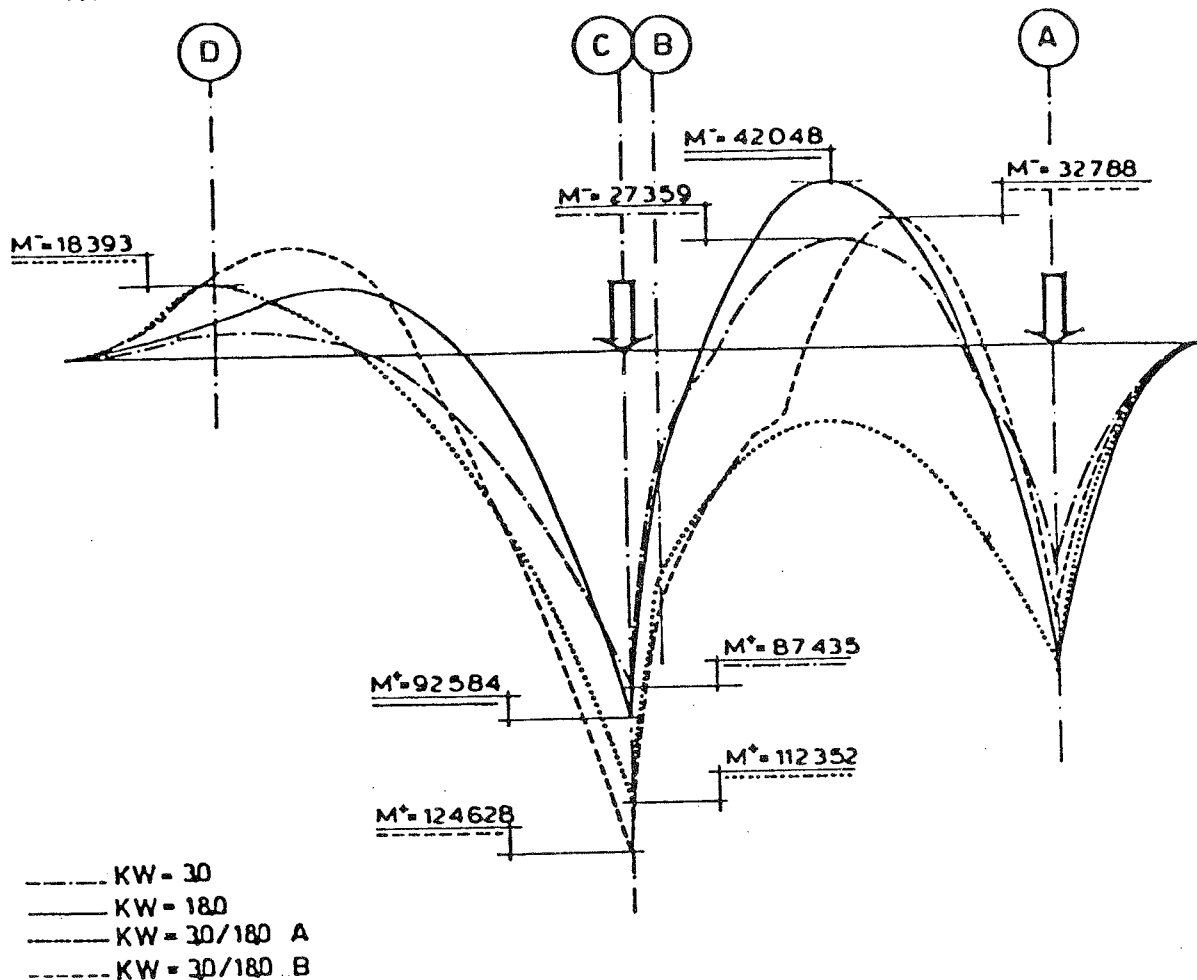


Fig. 14 -

Pertanto, si possono accogliere con piena sicurezza gli impieghi finora realizzati e promuovere con fiducia la ripetizione dell'armamento su traversine in c.a.p. per tutti gli scambi della rete ferroviaria nazionale anche per le più gravose situazioni d'esercizio.

BIBLIOGRAFIA

- I) D71 - Sollicitation de la voie, du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes - Rapport n. 9 - ORE - Utrecht, 1969
- II) J. ALIAS - La voie ferree - Editeur Eyrolles, Paris, 1977
- III) A. PRUD'HOMME: L'aspect technique des grande vitesses, 1973
- IV) J. BOUSSINESQ - Application des potentiels a l'etude de l'equilibre e du mouvement des solides elastiques, Paris 1885
- V) Raccomandazioni AICAP - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, Roma, 1983.

IL CAVO METROPOLITANO DI MILANO REALIZZATO
IN TERRENO CEMENTATO

A. MIGLIACCI, L. CEDOLIN	(Politecnico di Milano)
D. CAMPAGNA, S. LEVATI	(Studio Tecnico M.S.C., Milano)
R. COTZA	(Università di Cagliari)
F. NOBILI	(Impresa Quadrio Curzio, Milano)

SOMMARIO

Viene descritto un metodo di consolidamento del terreno sciolto di Milano mediante iniezioni cementizie di una corona perimetrale al successivo scavo della galleria, eseguito poi completamente in sotterraneo. Si conclude con alcune considerazioni riguardanti la strategia da seguire per la verifica dell'opera, accompagnata da indagini sperimentali atte ad individuare le caratteristiche meccaniche dei materiali ed a valutarne le deformazioni nelle diverse fasi dello scavo.

SUMMARY

A method of soil grouting with cement mixtures is presented, which is used to stabilize the soil before the excavation of the Milan subway tunnel. Comments on the strategy of the completely underground construction and on the analysis of structural safety are also given. It is pointed out the need for the experimental evaluation of mechanical properties of cemented soil and of the control of ground settlements.

1. PREMESSE

La realizzazione della viabilistica pubblica in aree urbane (gallerie metropolitane) "costruita in sotterraneo" non costituisce che un parziale episodio all'interno del problema più vasto e generale del recupero del sottosuolo urbano. Così pure, la formazione di arterie di traffico privato - per le quali la soluzione mediante sopraelevate, salvo rare situazioni, rappresenta un attentato palese alle qualità dell'ambiente - e la realizzazione di parcheggi e stazioni automobilistiche ormai non possono essere pensate che in sotterraneo, liberando il suolo in superficie da tutto ciò che lo inquina e lo offende, sì da potervi finalmente creare le dimensioni necessarie per i momenti del tempo libero, per le forestazioni e per tutte le sospirate attività a vera dimensione dell'uomo.

La costruzione in sotterraneo al di là di queste linee di principio - che possono trovare finalità anche nei riguardi della protezione civile - consente di raggiungere due basilari risultati: il primo è quello di non ledere il diritto dei cittadini a non essere turbati nell'uso del suolo comunale, il secondo di consentire previsioni centrate sull'onere delle realizzazioni (costi e tempi).

Infatti, all'interno di un agglomerato urbano non si può più pensare di sottrarre il suolo all'uso quotidiano (traffico di superficie, pedonabilità), nè di rendere tale uso difficile, per non creare disparità nell'esercizio e nel godimento delle attività commerciali e di lavoro nelle zone intaccate dai lavori di superficie rispetto a quelle non intaccate. Ciò a parte la taciuta circostanza di possibili incidenti ai cittadini, giacchè l'esecuzione di lavori in superficie, tutto sommato, porta alla creazione di cantieri non sempre completamente "chiusi" al pubblico.

La costruzione in sotterraneo, svincolata dal soprastante tessuto urbano, non influenzata dall'incognita di cavi e di servizi esistenti nel sottosuolo è l'ambizione di qualsiasi Amministrazione. I costi ed i tempi di esecuzione che si possono formulare in sede preventiva risultano ben affidabili, ed utilizzabili quindi per la messa a punto di attendibili piani finanziari.

Sotto questo riguardo, non va sottaciuto lo spirito che ha improntato l'attività della Metropolitana Milanese S.p.A. che dal 1967 ha intrapreso la sperimentazione e l'applicazione ripetuta di sistemi costruttivi in sotterraneo, oltrechè essersi dedicata al perfezionamento dell'originario procedimento costruttivo a cielo aperto (metodo Milano), utile in determinate circostanze (I).

L'Impresa Quadrio Curzio, oltre ad aver partecipato alle prime sperimentazioni e a cospicue realizzazioni lungo la linea 2, ha ora messo a punto definitivamente un sistema costruttivo in sotterraneo, inizialmente sperimentato nei lotti 14 e 14 bis della linea 2, che impiega per il preconsolidamento del terreno da attraversare miscele a base esclusivamente cementizia.

Il sistema, oltrechè avere quindi i pregi propri dei lavori in sotterraneo, presenta un'altra importante caratteristica, avente un duplice aspetto positivo: innanzitutto, l'impiego di miscele cementizie elimina ogni rischio d'inquinamento della falda freatica e conseguenti possibili perdite di pozzi di prelievo dell'acquedotto, il che non era completamente certo con le precedenti tecniche di iniezione che impiegavano anche miscele chimiche, poi, come secondo aspetto, il fatto che il trattamento cementizio del terreno risulta stabile nel tempo, contrariamente al trattamento chimico, fa sì che la "corona" di terreno trattato può essere messa in conto nella resistenza del cavo sotto le azioni cui esso potrà risultare sollecitato anche nell'esercizio futuro.

Prima di descrivere il sistema costruttivo, conviene ricordare nelle loro linee essenziali la natura e le caratteristiche del terreno di Milano, affinché non nasca l'illusione di una applicabilità generalizzata del sistema in ogni situazione di terreno.

In Milano, lo strato superficiale di terreno, in genere per uno spessore variabile fra i 3 m e i 5 m, è costituito da materiale di riporto. Incidentalmente si fa notare che è in questo strato che sono prevalentemente collocati i cavi ed i servizi sotterranei. Al di sotto di tale strato, si hanno formazioni alluvionali sino alla profondità di circa 100+120 m, costituite da ghiaie e ghiaietti misti a sabbie, di solito grossolane, con rare intercalazioni di limi e argille, quasi sempre riscontrabili con livelli di limitata potenza. Le precedenti formazioni sciolte sono distribuite in strati a giacitura prevalentemente orizzontale, con potenza e composizione granulometrica piuttosto variabile.

In definitiva, pur nella sua disomogeneità, si può dire di avere a che fare con un terreno "del tutto" sciolto, la cui caratteristica principale è quella di presentare frequenti possibilità di franamento subito dopo l'apertura di uno scavo. Il terreno presenta una porosità mediamente valutabile fra il 30% e il 35% ed una permeabilità compresa fra 10^{-4} e 10^{-2} cm/sec.

Pertanto, come si è visto sin dalle prime sperimentazioni, il materiale risulta ben predisposto ad acquisire, mediante iniezioni cementizie, caratteristiche prossime a quelle di un conglomerato naturale. Naturalmente, perché tale obiettivo possa essere efficacemente raggiunto, è indispensabile che la miscela cementizia possieda un'idonea viscosità sì da garantire il trattamento del terreno per la estensione voluta.

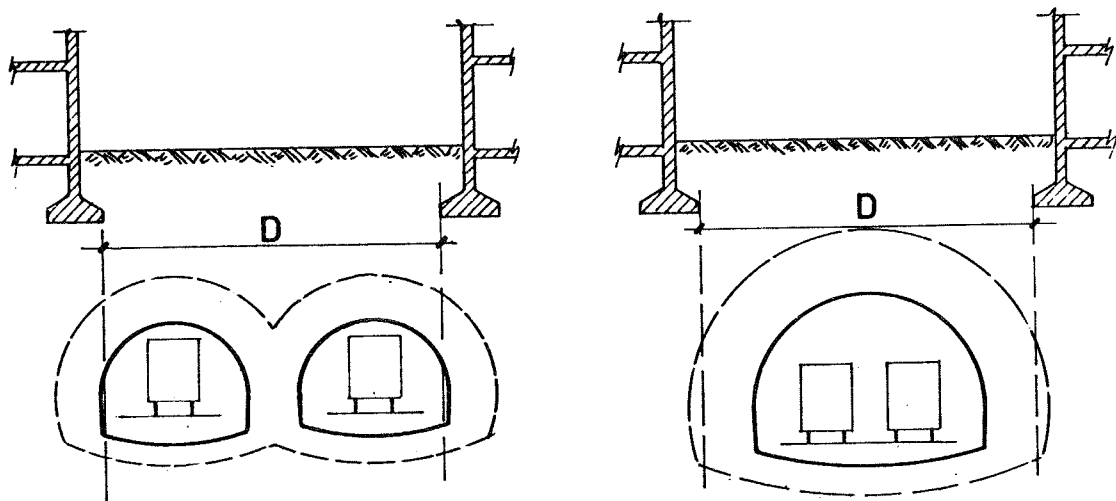
Solo allora lo scavo della galleria, senza alcun scudo o protezione immediata, può essere realizzato nel terreno trattato, garantendo l'integrità delle superfici stradali, con la minimizzazione dei cedimenti superficiali.

Infine, va ricordato che i termini economici di raffronto tra i sistemi a cielo libero e questo in sotterraneo sono assai complessi e molto influenzati dalle singole situazioni che possono presentarsi. Comunque, in tale raffronto, per i sistemi a cielo libero devono essere certamente considerati in aggiunta e monetizzati, sia gli oneri diretti conseguenti alla movimentazione dei cavi e dei servizi sotterranei incontrati durante i lavori di superficie, sia gli oneri indiretti, cui si è già fatto cenno, conseguenti allo sconvolgimento del suolo superficiale.

2. IL SISTEMA COSTRUTTIVO

Il sistema costruttivo qui descritto è conseguenza di un processo evolutivo avvenuto in questi ultimi anni che ha coinvolto, da un lato, il materiale utilizzato per le iniezioni e le modalità esecutive di queste, dall'altro, le dimensioni delle gallerie e le modalità di esecuzione dello scavo (II).

Inizialmente, la costruzione in sotterraneo è stata utilizzata per realizzare gallerie a singolo binario di minore diametro, e pertanto soggette a minori sollecitazioni derivanti dallo scavo. In seguito, raccolta una sufficiente garanzia sperimentale specie sul comportamento deformativo, si è passati alla realizzazione di gallerie a doppio binario (ad esempio, il lotto sperimentale 5 della linea 2 ed il lotto 50 del prolungamento della linea 1 realizzati dall'Impresa Quadrio Curzio).



a) doppie gallerie a singolo binario

b) galleria singola a doppio binario

Fig. 1

Il passaggio a gallerie a due binari, aventi una maggiore sezione - oltre a ridurre in pianta l'ingombro totale che può spesso risultare contenuto entro la proiezione della sede stradale (Fig. 1) e quindi con minori implicazioni per le proprietà e gli edifici circostanti - consente per la maggiore dimensione dello scavo una più efficiente industrializzazione del complesso delle operazioni con riduzione dei costi ed aumento della velocità di avanzamento. In particolare, sembra favorevole, laddove possibile, effettuare le iniezioni di preconsolidamento dalla superficie senza l'onere di un precunicolo, realizzando poi lo scavo a sezione totale (Fig. 2).

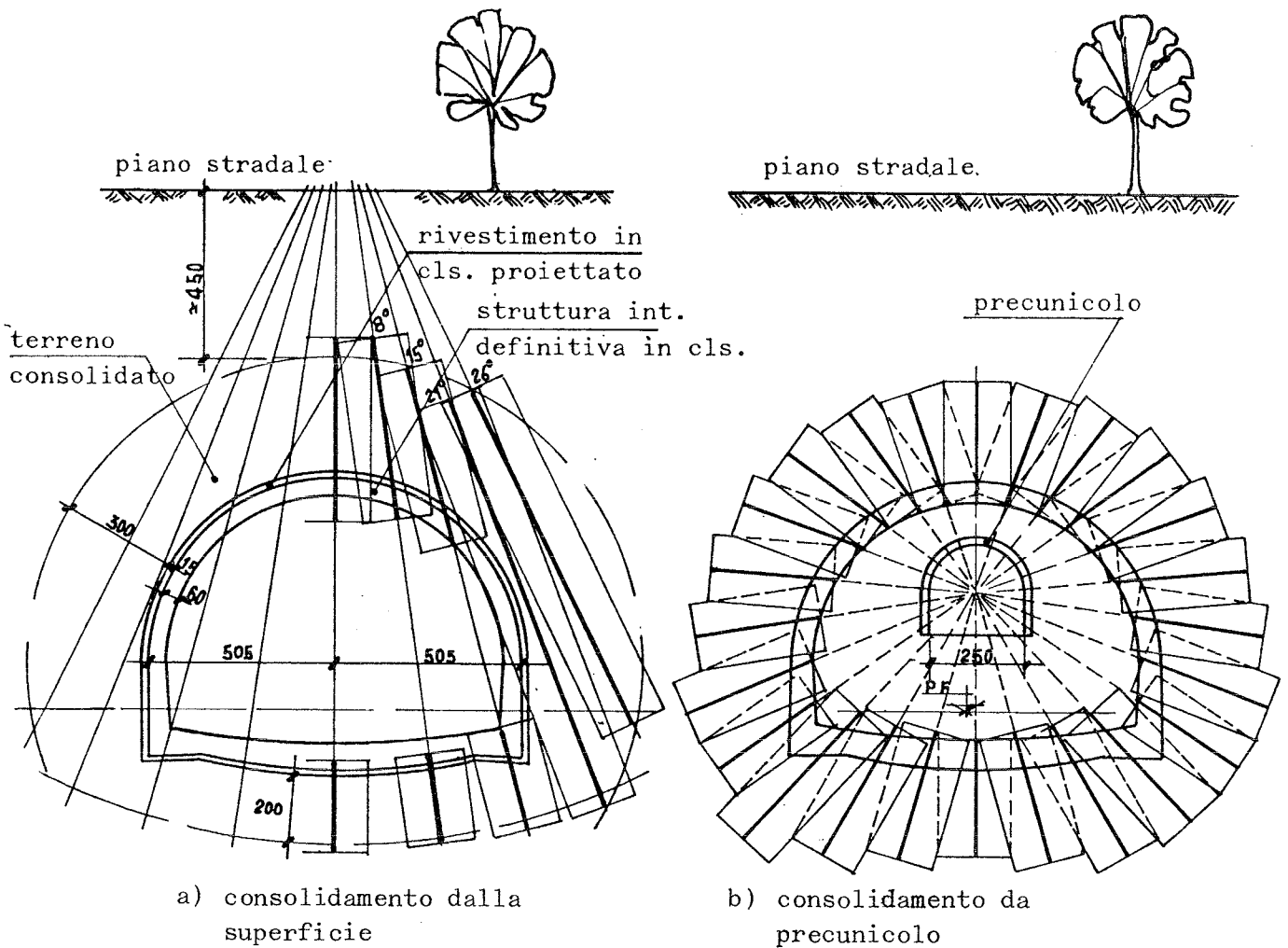


Fig. 2

Prima di passare alla descrizione dei diversi momenti operativi (preconsolidamento, scavo e rivestimento), conviene ricordare che il sistema si può prestare, con eventuali messe a punto, alla realizzazione di volumi sotterranei anche di notevoli dimensioni (prova ne sia, ad esempio, la stazione Moscovia della linea 2 costruita con una luce di scavo di quasi 18 metri (III)).

2.1 Preconsolidamento

Il sistema prevede l'iniziale trattamento del terreno mediante iniezioni cementizie in modo da formare una corona cementata di spessore adeguato attorno allo scavo futuro. Tale corona deve essere in grado di sopportare le sollecitazioni conseguenti alla formazione dello scavo, e quelle prodotte dai carichi di superficie o indotte dai manufatti circostanti.

Nel lotto 4 della linea 3, attualmente in costruzione da parte della Quadrio Curzio, il preconsolidamento viene effettuato prevalentemente dalla superficie.

Le iniezioni cementizie avvengono attraverso le fasi seguenti (Fig. 3): un'iniziale perforazione mediante attrezzature in rotazione semplice in modo da formare nel terreno fori stabili del diametro di circa 120 mm, la successiva introduzione nei fori di tubi valvolati in PVC del diametro di circa 45 mm e la sigillatura di questi al terreno mediante intasamento dell'intercapedine tubo PVC-foro, infine l'inserimento, nei tubi PVC, delle aste di iniezione del diametro di circa 12 mm attrezzate in modo da localizzare la zona da iniettare (la graduale estrazione dell'asta consente di individuare i singoli livelli da interessare con il consolidamento (IV)).

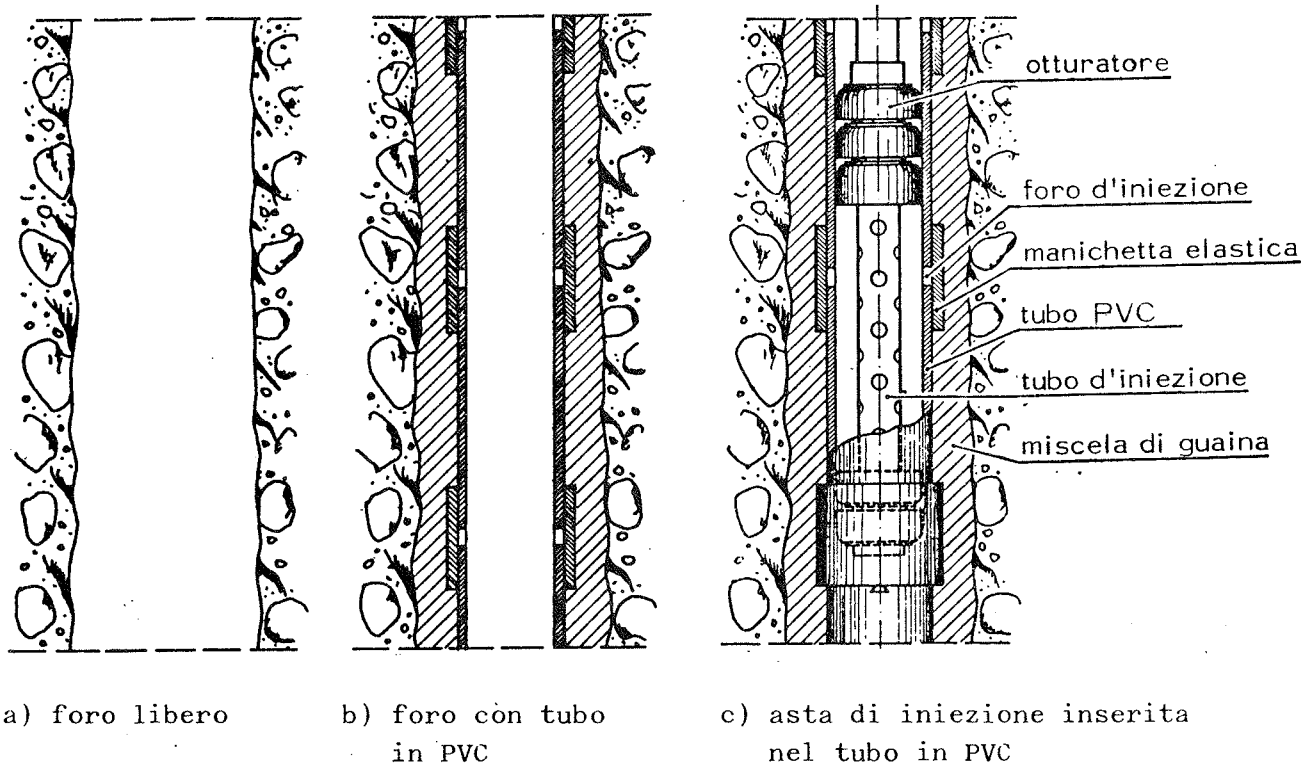


Fig. 3

La miscela cementizia viene confezionata in un impianto fisso, completamente automatizzato, situato in posizione centrale rispetto al tracciato da realizzare e viene distribuita da una stazione di pompaggio computerizzata mediante pompe a pistoni nei diversi punti di iniezione posti anche a distanza di 600+700 m.

La miscela impiegata è composta da leganti idraulici, acqua ed un additivo particolare avente la funzione di fluidificante, agente di sospensione e quale attivatore di presa. La natura dei materiali utilizzati è tale che nel terreno circostante non avviene alcuna immissione di sostanze nocive, nè per dilavamento nè per degradazione.

Le caratteristiche della miscela (specie la viscosità e la resistenza meccanica) possono essere variate e reciprocamente adattate in modo da ottenere, con ampio spettro di possibilità, il comportamento che si desidera in relazione alla puntuale situazione del terreno, alla geometria dello scavo ed ai tempi di maturazione imposti dal programma dei lavori.

Le condizioni operative standard per i tratti correnti del lotto 4, prevedono con le attrezzature impiegate, una maglia di fori con lati 1,60 m x 1,80 m, pressioni di iniezione comprese fra 5 e 20 bar, viscosità fra 8 e 20 cp e portate dell'ordine di 4+15 litri /min. Con le miscele così formulate, si ottiene mediamente un consolidamento che interessa almeno il 27% circa del volume della corona di terreno da trattare, ossia più dell'80% del volume dei vuoti.

Dal punto di vista operativo del cantiere, le operazioni di preconsolidamento possono ritenersi concluse allorchè sono state raggiunte per il terreno trattato le caratteristiche richieste dalle successive operazioni di scavo.

2.2 - Scavo e rivestimento

Lo scavo ed il rivestimento vengono eseguiti sostanzialmente in due tempi. Inizialmente, viene scavata la calotta (parte superiore della galleria) per avanzamenti compresi fra 1,00 e 1,50 m, utilizzando una fresa meccanica a braccio branggiabile montata su carro cingolato.

Subito dopo, ad ogni avanzamento viene messa in opera una centina in IPE 120 alla quale si fissa una rete elettrosaldada $\varnothing 4$ con maglia 100 mm x 100 mm, ciò al duplice scopo di poter avere un riscontro preciso per il profilo della galleria e di formare un'armatura di supporto per il calcestruzzo proiettato. Questo viene applicato in rapida successione con uno spessore minimo variabile fra 15 e 25 cm, in relazione alle irregolarità del profilo dello scavo.

Infine, con analoga tecnica viene eseguito lo scavo della parte inferiore della galleria, facendolo immediatamente seguire dalla realizzazione per campioni alterni dei piedritti di rivestimento (Fig. 4).

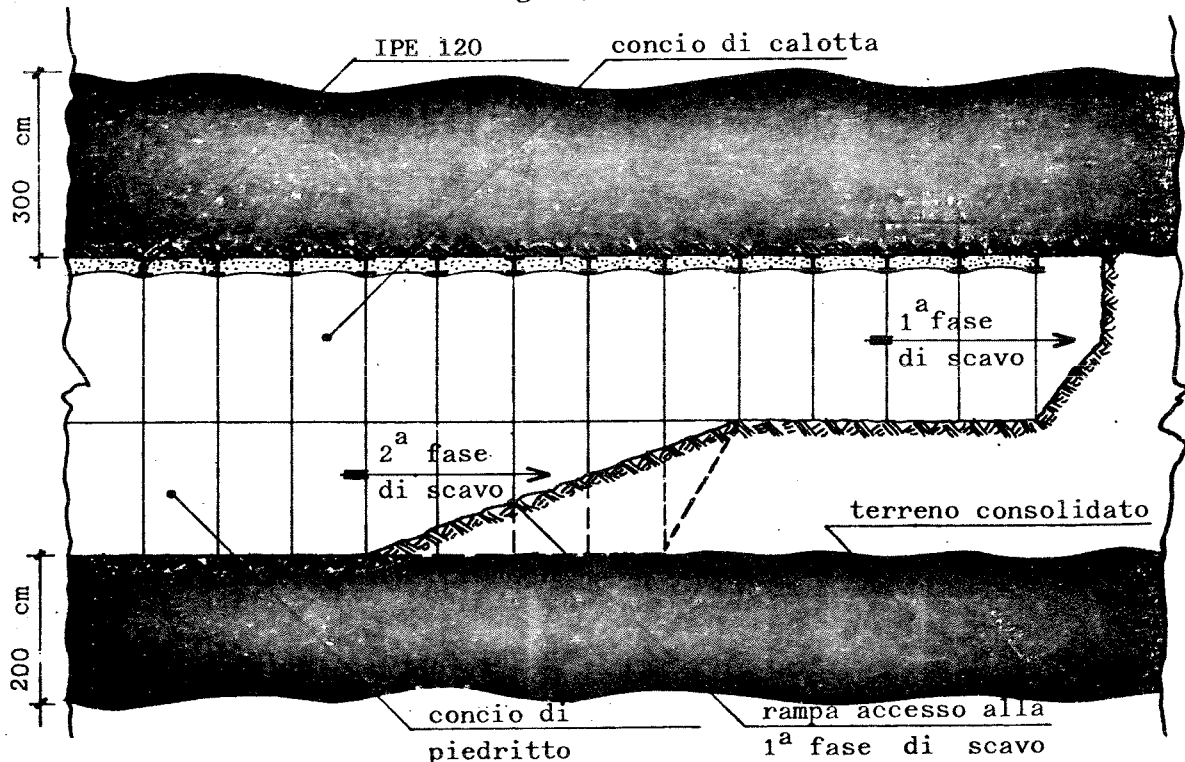


Fig. 4 - Scavo e rivestimento in calcestruzzo proiettato

Al termine delle operazioni precedenti, la galleria viene impermeabilizzata e quindi rivestita dalla struttura interna definitiva. Questa deve realizzare la geometria desiderata e fornire, anche in relazione al comportamento statico globale dell'intero complesso (terreno, corona trattata, centina e rivestimento, struttura interna), la resistenza adeguata alle diverse situazioni di sollecitazione che si potranno manifestare in esercizio.

3. CONSIDERAZIONI

Il metodo qui descritto è frutto, come si è detto in precedenza, di un lungo processo evolutivo. La galleria del lotto 14 della linea 2 MM, lasciata priva della struttura interna per più di 6 mesi senza mostrare apprezzabili deformazioni e praticamente senza infiltrazioni d'acqua, anche in corrispondenza del Naviglio Grande con più di 2,0 m di battente d'acqua al di sopra della corona di terreno trattata, è una significativa dimostrazione della validità del metodo.

Questa però è bene sia dimostrata secondo modalità e strumenti di riconosciuta e garantita affidabilità. Ciò è possibile attraverso indagini sperimentali ed analisi teoriche atte a determinare l'entità degli assestamenti che si manifestano durante lo scavo, gli stati di sforzo e di deformazione che si generano nel terreno, nonché ad evidenziare l'influenza dell'estensione del terreno trattato e la funzione che può essere esercitata dalla struttura interna definitiva.

In linea di principio, secondo quanto si sta appunto effettuando, il complesso di tali operazioni può essere organizzato nel modo seguente.

Innanzitutto, è indispensabile avere a disposizione sufficienti informazioni sul terreno trattato, sia per gli effetti immediati di carico che per gli effetti a lungo termine. Data l'eterogeneità del materiale che risulta dal trattamento di consolidazione, occorre prelevare in più posizioni blocchi di terreno di grandi dimensioni dai quali ricavare idonei provini da sottoporre a prove (ad esempio quello di Fig. 5). Tali provini possono convenientemente essere estratti dai blocchi in forma poligonale e poi resi di sezione circolare mediante l'applicazione di malta alleggerita (Fig. 6).

Le prove devono riguardare inizialmente, la compressione semplice rilevando lo spostamento relativo delle testate della macchina di prova, sì da poter costruire le curve ($\sigma - \epsilon$) del materiale. Già queste forniscono indicazioni significative sulla rigidità ottenuta attraverso il trattamento e sul tipo di comportamento del materiale sino a rottura. Tuttavia, nella realtà, il materiale si trova in uno stato triassiale di sforzi, cosicché è indispensabile eseguire prove di tipo triassiale sotto

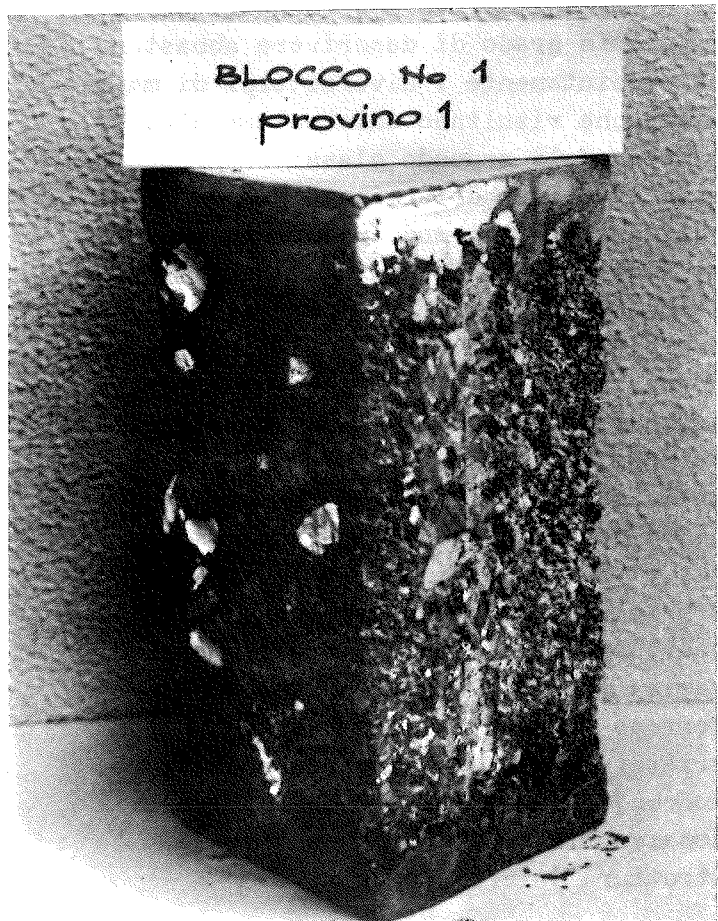


Fig. 5 - Provino ricavato da terreno consolidato

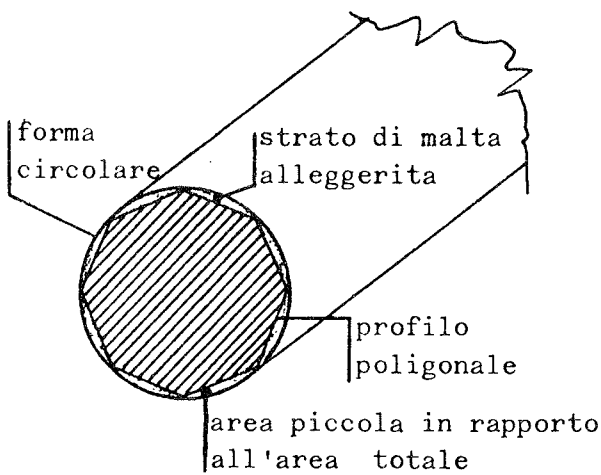


Fig. 6 - Adattamento del provino

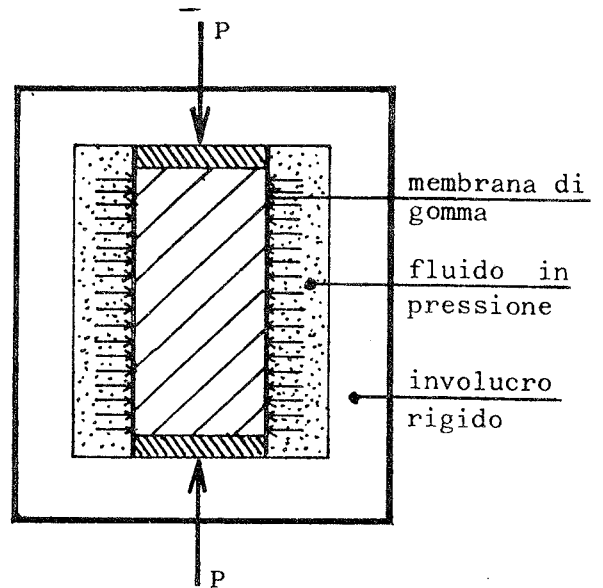


Fig. 7 - Schema di prova triassiale

pressioni di confinamento imposte, di valore ben determinato (Fig. 7). Il quadro della risposta deve però essere completato da prove di trazione indiretta, avendo nell'applicazione della sollecitazione cura ben maggiore di quanto usualmente si richieda, data la sensibile disomogeneità del provino (Fig. 8).

Le precedenti prove sperimentali devono essere in grado di descrivere abbastanza compiutamente i diversi tipi di materiale che risultano dal trattamento, organizzandoli secondo classi rappresentative aventi un determinato "range" di validità. In tal modo, per ogni classe si avrà a disposizione una determinata rappresentazione del comportamento, ad esempio la legge ($\sigma - \epsilon$) in regime monoassiale (Fig. 9), ciascuna legge essendo gravata da una sua propria aleatorietà.

Sulla scorta delle conoscenze precedenti, è possibile istituire analisi teoriche rivolte a determinare lo stato di sforzo e di deformazione causato dallo scavo e dall'applicazione dei carichi variabili sul piano stradale, sia nel terreno circostante che nella corona trattata e nel rivestimento proiettato, nonché, come sopra si è detto, per evidenziare la funzione che può avere la struttura interna definitiva.

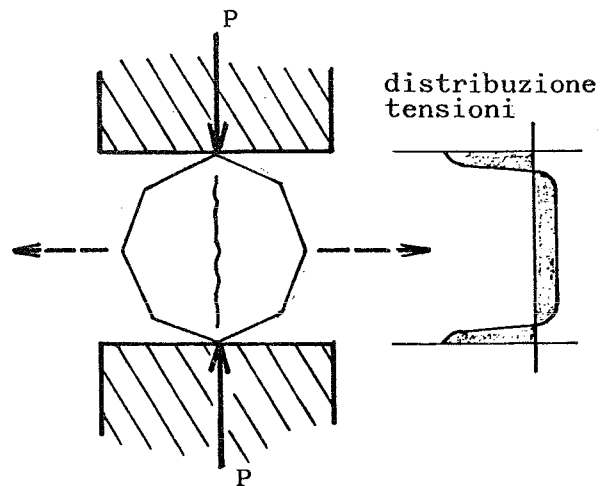


Fig. 8 - Schema di prova di trazione indiretta

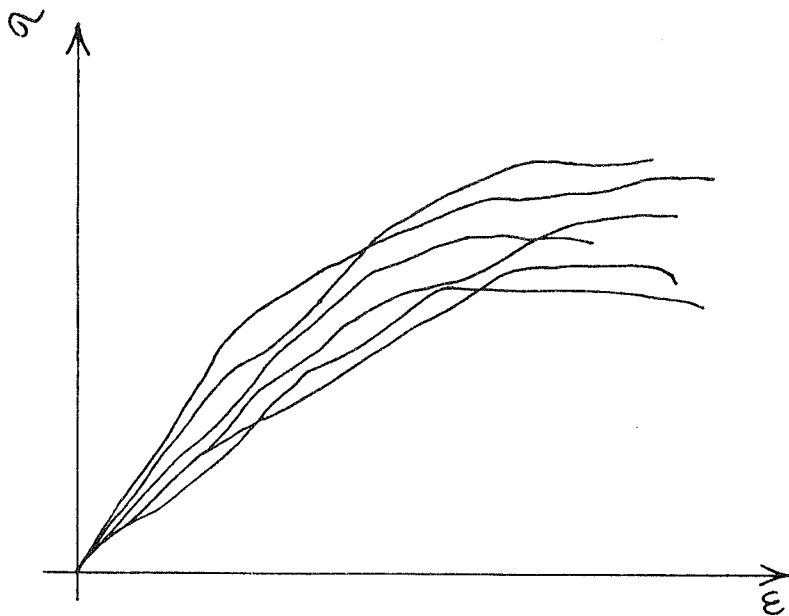


Fig. 9 - Curve $\sigma - \epsilon$ di una determinata classe rappresentativa di materiale

Tali analisi possono essere di tipo deterministico oppure di tipo probabilistico, queste ultime seguendo tecniche diverse. In ogni caso, per una determinata classe di terreno trattato si può assumere la semplice legge lineare oppure fare riferimento all'effettiva legge non lineare del materiale sotto carico.

Qualsiasi legge lineare, caratterizzata da due parametri (il modulo elastico, ad esempio variabile con la profondità, ed il coefficiente di Poisson) non può condurre a risultati sufficientemente rappresentativi della realtà.

Tuttavia, essa appare certamente giustificata come primo mezzo di indagine numerica per i seguenti motivi:

- comporta oneri assai minori rispetto ad analisi non lineari,
- consente di cominciare a capire il meccanismo resistente che si instaura nel complesso strutturale,
- fornisce uno stato tensionale che costituisce una prima verifica e permette di individuare i requisiti di analisi più sofisticate,
- può impiegarsi abbastanza celermente per effettuare parametrizzazioni e confronti tra diverse scelte progettuali.

Tale analisi lineare è stata già eseguita utilizzando un programma per elementi finiti ben collaudato e di affidabilità riconosciuta (V). Come sopra si è indicato, i risultati ottenuti hanno potuto rappresentare un primo segno positivo sulla sicurezza risultante dal consolidamento, anche se, per la loro non perfetta aderenza alla realtà, pare conveniente completarli con i risultati di analisi non lineari, ora in fase di attuazione.

Comunque, vale la pena di riportare alcuni dati operativi sul calcolo eseguito. La suddivisione in elementi finiti per carichi simmetrici rispetto all'asse verticale del manufatto è riportata in Figura 10 e consiste di 304 elementi e 690 variabili nodali.

Si è considerato il sistema come piano negli spostamenti e si è analizzato un domi nio avente un'estensione tale da rendere i risultati praticamente indipendenti dal tipo di vincolo adottato sulle frontiere orizzontale inferiore e verticale destra. Le condizioni sull'asse di simmetria sono poi palesemente quelle di mobilità possibi le solo in direzione verticale, senza rotazioni.

Le proprietà meccaniche del terreno non trattato sono state assunte variabili con la profondità, mentre per il terreno trattato esse sono state ritenute indipendenti nel dominio trattato (VI). Sia per il primo materiale che per il secondo, i parametri meccanici indispensabili per l'analisi numerica sono stati ricavati sulla scorta di alcune prove sperimentali preliminari, mediando i risultati ottenuti dal lato della minor rigidità.

In conseguenza dell'ammessa linearità del problema, per determinare gli effetti prodotti dallo scavo, si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti però a partire dalle condizioni geostatiche a trattamento avvenuto. Cioè, la simulazione analitica dello scavo consiste nel sovrapporre, allo stato di sforzo geostatico iniziale, quello dovuto all'applicazione sul contorno dello scavo di forze uguali ed opposte a quelle esercitate dal materiale asportato, in modo da annullare lo sforzo risultante.

Immediatamente a valle di tali analisi lineari, si collocano quelle non lineari condotte in modo deterministico, ossia assumendo ben determinate leggi di comportamento, variabili con profondità, o secondo altre regole, ma uniche per ogni posizione del materiale. Tali analisi impiegano programmi molto complessi, peraltro a disposizione presso centri di ricerca, mediante i quali sono in atto le prime sperimentazioni numeriche da mettere a confronto con i risultati delle analisi lineari già a disposizione.

L'analisi numerica più probante è però quella che si organizza su basi probabilistiche, non già ricorrendo ad arbitrarie scelte "random" delle caratteristiche del terreno, sia esso trattato o non, ma all'interno dell'aleatorietà di tali caratteristiche scegliendo secondo regole precise i parametri caratterizzanti il comportamento del materiale e manipolando in modo statistico i risultati derivanti dal calcolo (metodo "latin hypercube" (VII)).

Il vantaggio di tale metodo di elaborazione consiste essenzialmente in una ridotta onerosità delle operazioni rispetto ad altri metodi che in qualche modo vogliono simulare la "randomness" del materiale, oltrechè nel condurre a risultati sufficientemente ristretti intorno ai valori più probabili.

Lo studio del comportamento del cavo, nelle diverse fasi di realizzazione, è infine completato da una campagna di misurazioni sperimentali svolte in galleria. Queste mirano alla rilevazione puntuale sia degli spostamenti del paramento interno dello scavo (misure di convergenza), sia della massa di terreno, consolidato e non, circondante lo stesso (misure estensimetriche). A tal proposito risulta interessante valutare anche il modo in cui si sviluppa nel tempo il quadro deformativo e di come questo risulti influenzato dagli eventuali fenomeni viscosi dei materiali e dal procedere delle fasi costruttive.

Le misure di convergenza vengono eseguite con un nastro (deformometro), misurando la distanza tra picchetti fissati al paramento dello scavo (Fig. 11). Quelle estensimetriche utilizzano invece un'asta munita di estensimetri multipli che viene calata in fori eseguiti appositamente tra il paramento interno dello scavo e la superficie stradale (Fig. 12).

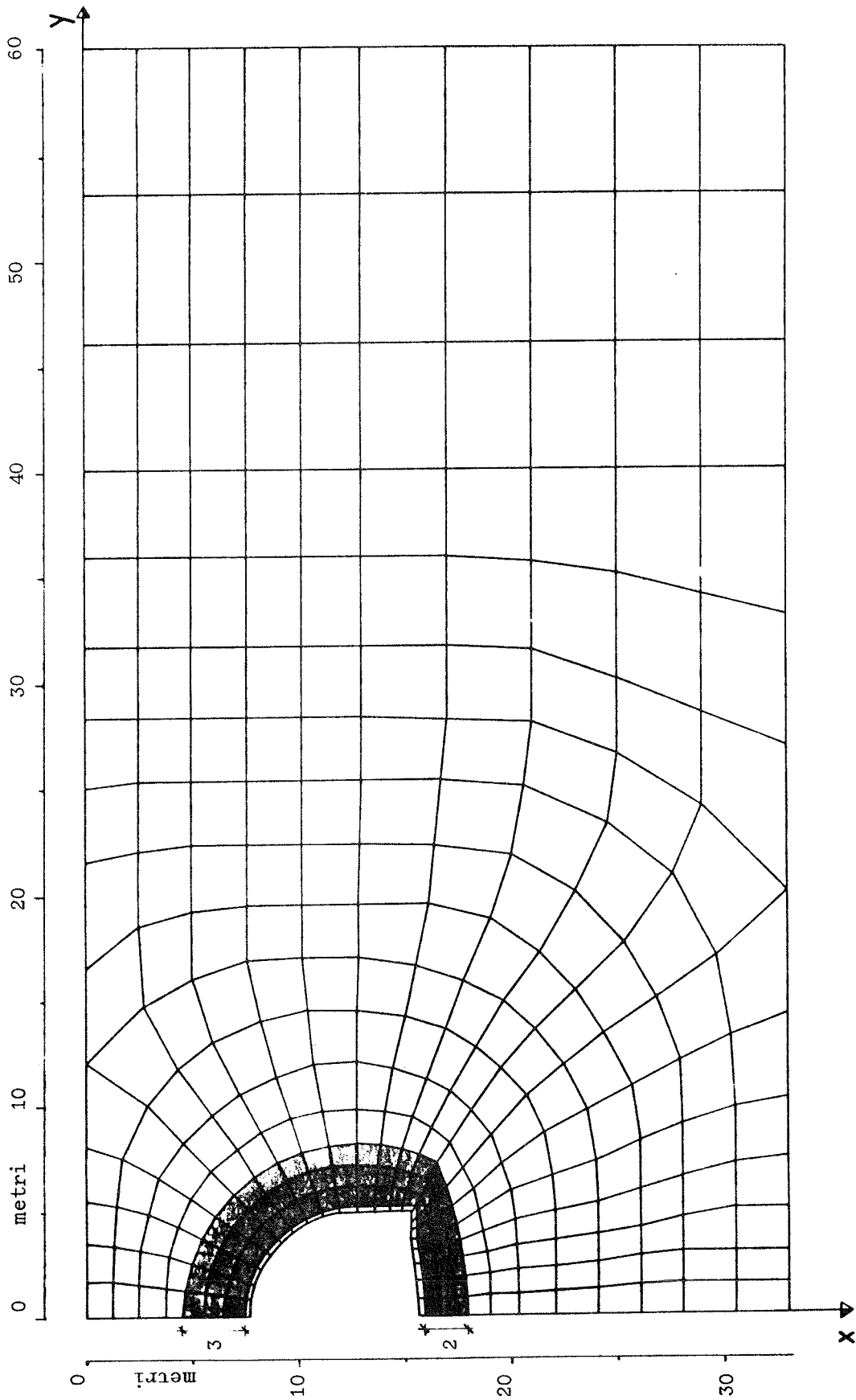


Fig. 10 - Schema del modello ad elementi finiti

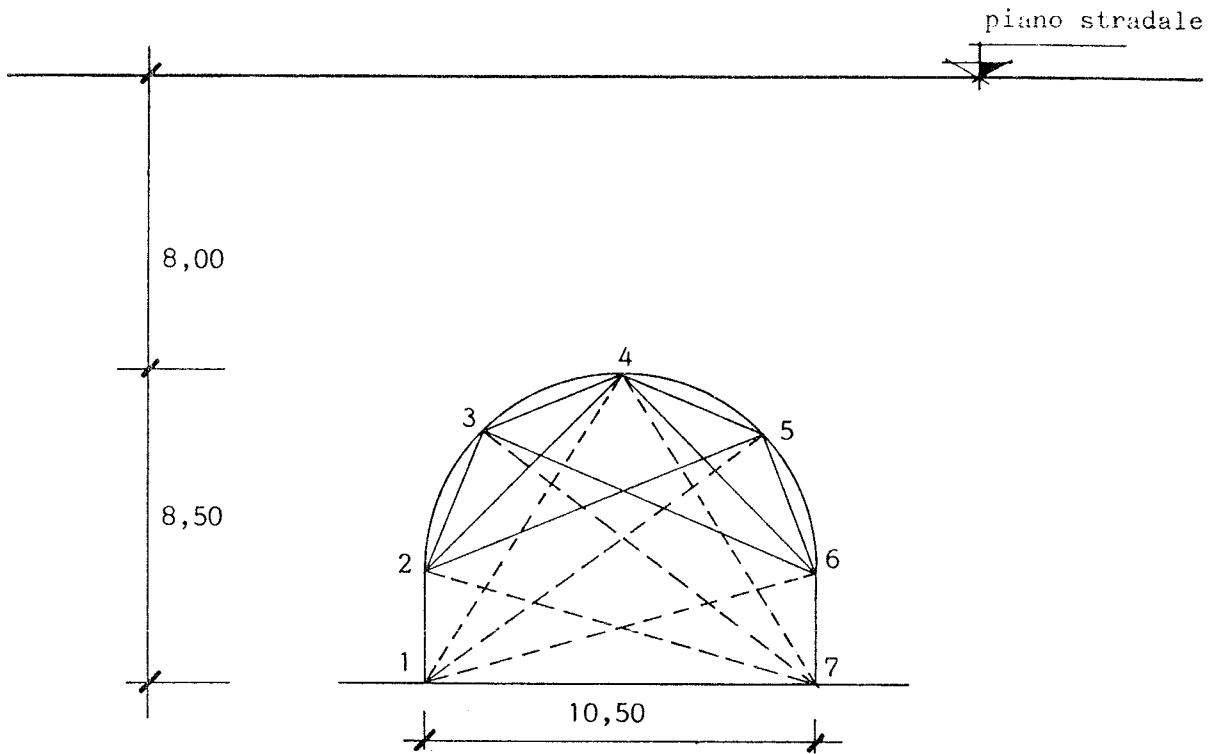


Fig. 11 - Schema di stazione per la misura della convergenza

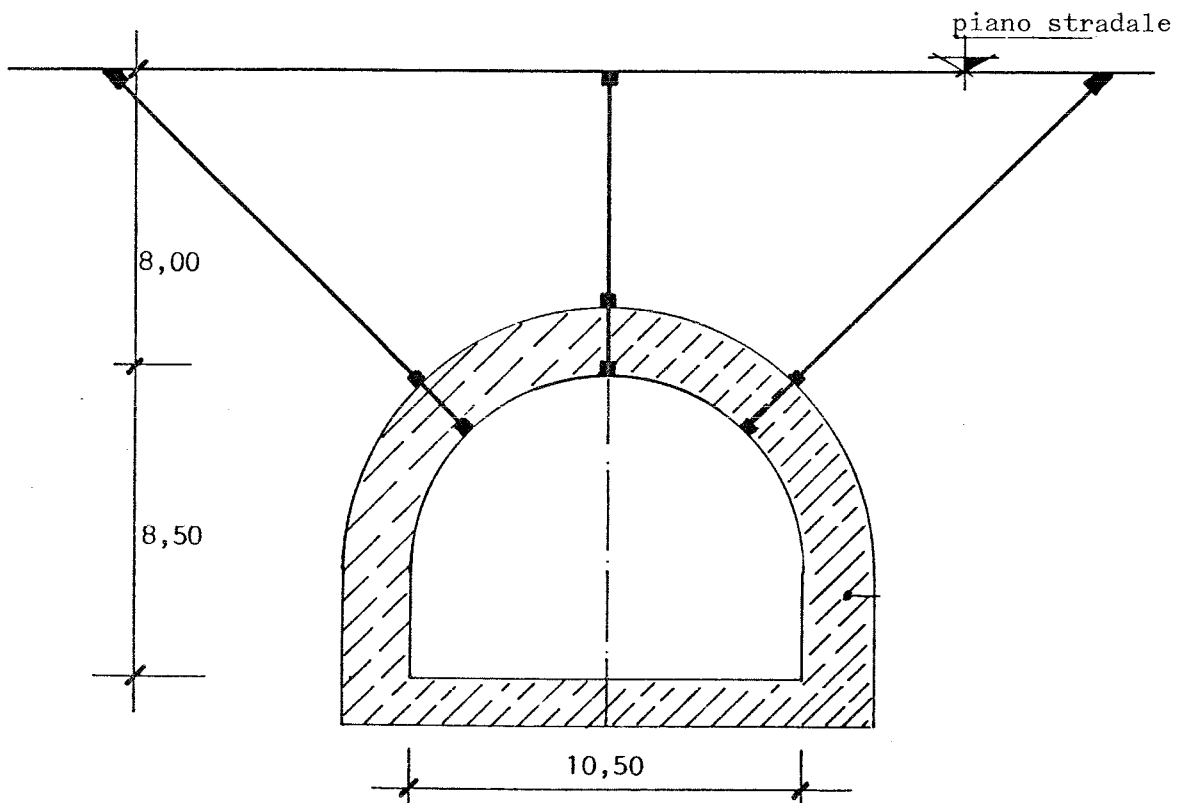


Fig. 12 - Schema di stazione per le misure estensimetriche

Con i dati di spostamento così ricavati, è possibile quindi operare i necessari confronti con l'analisi teorica, al fine di indagare sull'efficacia del consolidamento che si è riusciti a realizzare, soprattutto in rapporto al modello teorico assunto per le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la massa di terreno perimetrale allo scavo. Una integrazione a tali informazioni può essere poi ottenuta attraverso misure geofisiche eseguite con carotaggi e sondaggi, sia di tipo sonico che di tipo sismico.

Prima di concludere, non si può dimenticare di sottolineare la presenza attiva, di conforto ed incoraggiamento sempre offerta dalla Metropolitana Milanese nelle sperimentazioni e nelle realizzazioni progettuali ed esecutive che ha consentito questi risultati positivi.

BIBLIOGRAFIA

- I) ERBERTO BOTTI: "Cenni sulla progettazione di gallerie a cielo aperto nel quadro delle opere eseguite per la Metropolitana Milanese S.p.A" estratto da "Costruzioni in cemento armato - studi e rendiconti", vol. 7, 1970
- II) FIORENZO NOBILI: "Evoluzione dei procedimenti costruttivi a foro cieco", XVIII Samoter, Convegno Metro I '83, Verona 6-7-8 Ottobre
- III) ERBERTO BOTTI: "Metropolitana Milanese, stazione Moscova della linea 2: esperienze costruttive", estratto da: "Gallerie e Grandi opere sotterranee", fascicolo 7, novembre 1978, pp. 39+50
- IV) HENRY CAMBEFORT: "Injection des sols - vol. 1 - Principes et methodes" - Editeur Eyrolles - 1967
- V) E.L. WILSON: "Structural Analysis on Microcomputers (SAP 80)", Proceedings of the First International Conference, Venezia, 2-5 Aprile 1984
- VI) N. JANBU: "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. I, 1963, pp. 19+25
- VII) C. ANDERSON et al.: "A Method for Reliability Analysis of Concrete Reactor Vessels", Pressure Vessels and Piping Conference, Montreal, Canada, June 25-30, 1978.

DIFESA SPONDALE A ELEMENTI PREFABBRICATI
IN CALCESTRUZZO ARMATO GUIDATI SU FUNI FLESSIBILI

Enzo MONTI

Nel mese di agosto del 1984 da parte del Magistrato per il Po di Parma è stata sperimentata sul Po a Luzzara (Re), in corrispondenza della curva n. 16, in condizioni di magra del fiume, una difesa spondale costituita da batterie di elementi prismatici prefabbricati in calcestruzzo leggermente armato, delle dimensioni di m.0,25x0,25x2,00 agganciati e fatti scorrere, uno contro l'altro, lungo funi flessibili di materiale imputrescibile (nailon) del diametro di 16 mm.

Il luogo scelto per la prova è un tratto di sponda curvilineo, minacciato da una frana in atto e, prima della posa in opera della difesa, si è dovuto procedere allo scavo e alla sistemazione della scarpata con un escavatore.

Mediante una gru gigante si sono collocati nel fiume, a m. 12,00 dal punto d'incontro della linea della magra ordinaria con la scarpata, dei massi d'ancoraggio in calcestruzzo delle dimensioni di metri 2,00x1,00x0,50, paralleli alla sponda e ad un interasse di m. 2,20. Agli anelli posti sui fianchi dei massi, prima di effettuare il loro affondamento, sono state agganciate le funi di nailon, collegate all'altra estremità a ganci saldati al braccio di una pala, posta in alto sull'argine. Si è così ottenuto un binario di corsa, con interasse tra le funi di m. 2,05, di pendenza notevole e modificabile ogni volta, alzando o abbassando il braccio della pala.

Sul binario gli elementi sono stati collocati secondo una diagonale mediante una gru montata su autocarro e sono stati agganciati alle funi con dei ferri del diametro di 16 mm., piegati normalmente alla direzione della diagonale e prolungati esternamente di una decina di centimetri, due per testata.

La difesa è stata prolungata fuori acqua a m. 2,00 sopra la quota della magra ordinaria (quota 0,00).

Ogni elemento è stato armato con 4 ferri longitudinali del diametro di 6 mm., collegati da una spirale dello stesso diametro. I ganci di

Ø 16 mm. sono stati prolungati nell'interno degli elementi per una lunghezza di 35 cm. dopo il getto del calcestruzzo, passando attraverso dei fori predisposti nelle casseforme.

Ogni elemento misura una superficie di m. $2,00 \times 0,34 = 0,68 \text{ m}^2$, essendo a spigoli smussati. Ogni batteria è costituita da n. 50 elementi e sviluppa una lunghezza di m. 17,00.

La prova sperimentale ha dato buoni risultati e ha messo in evidenza che in un giorno si possono comodamente collocare in opera due batterie, ricoprendo una superficie di oltre 70 m^2 .

Con la gru gigante si possono in un giorno collocare nel fiume n. 10 massi d'ancoraggio.

I lavori sono stati messi in appalto dal Magistrato per il Po per un importo di L. 80.000.000, con un prezzo della difesa a mq. di Lire 75.000, prezzo tenuto volutamente alto per coprire eventuali imprevisti per la novità dei lavori.

Tenuto conto dell'alto numero di offerte presentate, alcune delle quali con ribassi molto forti dell'ordine del 30%, si ritiene che tale prezzo possa essere convenientemente abbassato.

Adottando alcuni accorgimenti costruttivi, suggeriti dalla prova sperimentale, si può arrivare a collocare in un giorno oltre 100 mq. di difesa, il che permetterebbe di ottenere una notevole economia rispetto al prezzo iniziale sopra indicato.

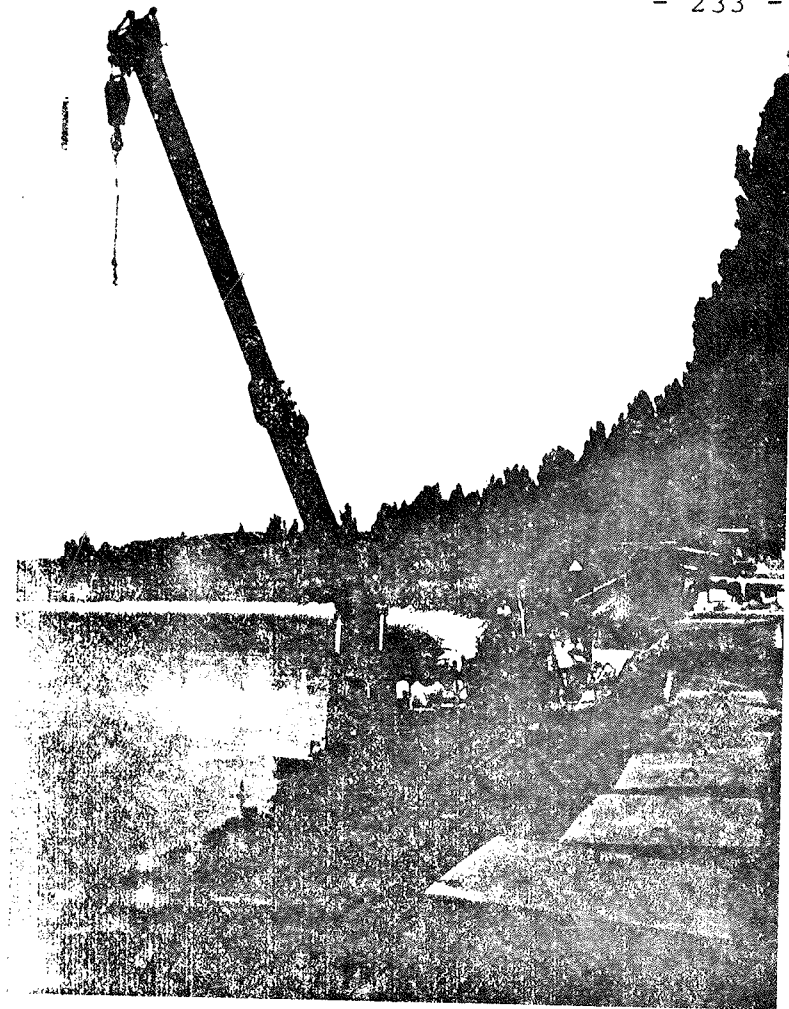
Rispetto ad altri tipi di difesa tradizionali, attualmente in uso presso il Magistrato per il Po, la prova sperimentale ha messo in evidenza le seguenti notevoli caratteristiche e i seguenti pregi:

- I - E' una difesa elastica, disposta razionalmente, senza sciupio di materiale e di peso notevole (450 kg/mq. fuori acqua e 190 kg/mq. sott'acqua), di ottima qualità e di durata nel tempo.
- II - Gli elementi mercè la loro disposizione a diagonale e il peso notevole, sono conficcati nel terreno e non sono portati via dalla corrente, anche perchè trattenuti dalle funi fissate in sommità a dei picchetti, infissi nell'argine.
- III - Non vi è sciupio nè ingombro di materiale al piede, che ostacola il deflusso della corrente ed è spostato o portato via da questa, il che può avvenire col pietrame e coi prismi preconfezionati in calcestruzzo, gettati alla cieca e alla rinfusa.
- IV - La difesa - dato il suo peso - è particolarmente indicata per fronteggiare il pericolo di movimenti franosi delle scarpate.

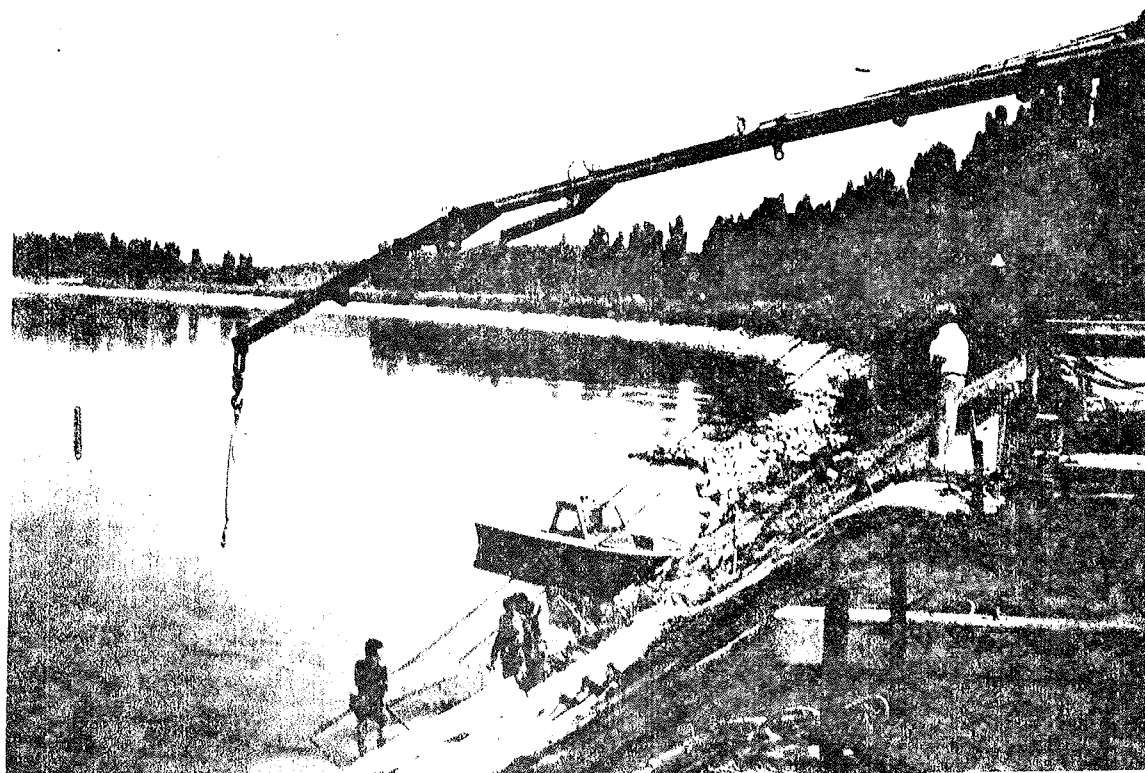
Occorre ancora tenere presente che, cambiando opportunamente le dimensioni degli elementi e delle funi, la difesa può essere adottata anche per la protezione di sponde marine, con il notevole vantaggio che il suo collocamento in opera si esegue da riva, usando materiale prefabbricato, senza ricorrere a scogliere di massi naturali.

L'Impresa Reggiani Calcestruzzi, con sede in Mirandola (Mo) ha eseguito i lavori con molta solerzia, curando in modo particolare la costruzione degli elementi prefabbricati, il cui calcestruzzo ha dato degli ottimi risultati a rottura (in media 400 kg/cm^2).

La difesa è stata progettata e brevettata dall'ing. Enzo Monti, ex-direttore superiore del Ministero dei LL.PP.. I lavori sono stati diretti con perizia e competenza dal geom. Ferdinando Lasagni dell'Ufficio Operativo del Magistrato per il Po di Parma, bene coadiuvato dall'assistente Walter Setti, che è stato sempre sul posto dei lavori.



Gru gigante e massi
d'ancoraggio



Posa in opera degli elementi di una batteria

STRUTTURE DI DIFESA E DI CONSOLIDAMENTO DELLE PENDICI
PER LA STRADA S.V. DI ATTRAVERSAMENTO DELLA DORSALE
CALABRA TRA GIOIOSA IONICA E LA PIANA DI ROSARNO

Mario P. PETRANGELI

Professore Associato
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università "LA SAPIENZA" - ROMA

SOMMARIO

La strada a scorrimento veloce che collega la costa Jonica con la piana di Rosarno ha richiesto la costruzione di numerose opere in cemento armato caratterizzate da una forte interazione con il suolo sia dal punto di vista statico che costruttivo. Nella memoria si riferisce sugli aspetti strutturali degli interventi più significativi realizzati.

SUMMARY

The new highway linking the Jonian coast to the Rosarno plain has requested the construction of many reinforced-concrete structures characterized by a high interaction with the soil, both from the static and the construction point of view. In this paper the structural aspects of the most meaningful works are presented.

1. PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Speciale 22 della Cassa per il Mezzogiorno relativo all'assetto del territorio in Provincia di Reggio Calabria è stata prevista una strada a scorrimento veloce che, attraversando la dorsale calabrese, collegherà la costa Jonica di Locri-Siderno-Gioiosa con la piana di Rosarno, prospiciente il mare Tirreno.

L'esecuzione dell'opera, della lunghezza di circa 37 km, è stata affidata al raggruppamento di Imprese R.I.L.S.I.T. (Ferro cemento,

Italstrade, Della Morte, Carena e Salcos) vincitore della gara di Appalto Concorso bandita nel giugno 1976 ed è attualmente in via di completamento mancando solo parte della galleria centrale di valico.

La strada è stata divisa in tre lotti (fig. 1): due di avvicinamento dalle coste dello Jonio e del Tirreno al massiccio Appenninico ed uno centrale di attraversamento dello stesso. Nella presente esposizione si farà riferimento principalmente a quest'ultimo ove si trovano la maggior parte delle opere che interessano il tema trattato.

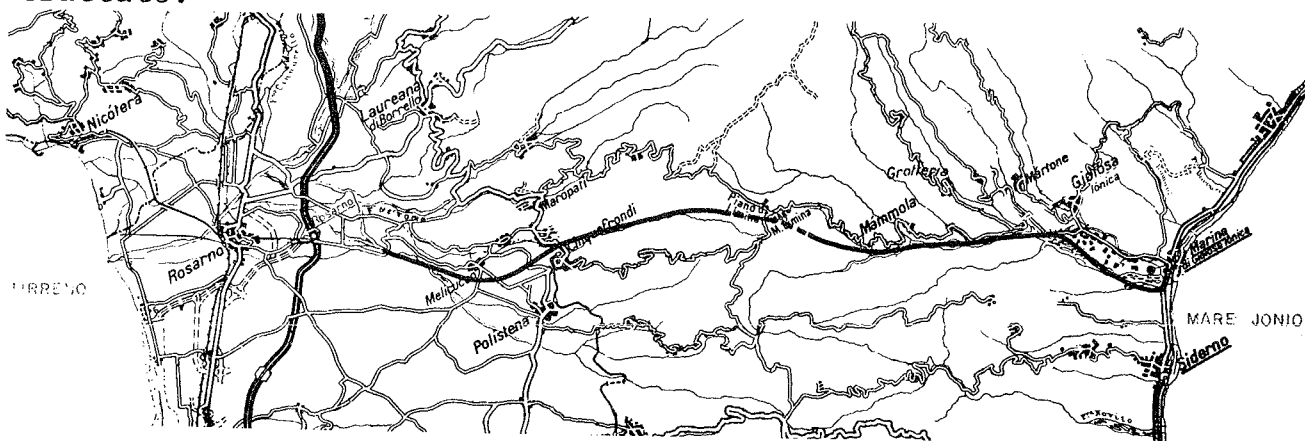


FIG. 1

Tutta la zona è considerata sismica con grado di sismicità $S = 9$. L'esposizione riguarda esclusivamente gli aspetti strutturali degli interventi realizzati mentre quelli geologici e geotecnici, che sono alla base degli interventi stessi, sono stati curati dal Prof. R. Cavallo in accordo con i Proff. R. Losardo e S. Olivero consulenti della Amministrazione Provinciale di Reggio Calabria.

2. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE OPERE

La superstrada, nel suo tratto centrale, si sviluppa nella parte medio-alta delle valli dei Torrenti Torbido (lato Ionio) e Sciara-potamo (lato Tirreno) separate tra loro dal valico della Limina. Queste valli sono modellate nelle rocce del cristallino (gneiss e gneiss granitoidi) che si presentano ovunque fortemente fratturate ed alterate, a volte anche in profondità.

Le scadenti caratteristiche meccaniche della roccia e la forte acclività delle sponde fanno sì che ovunque le pendici si trovino in condizioni di equilibrio limite come testimoniano i grossi accumuli di detriti ed i fenomeni franosi rilevabili un pò ovunque.

Ciò è stato confermato anche dalla estesa indagine geofisica effettuata (sono stati rilevati circa 5400 m di profilo sismico a rifrazione) che ha mostrato come per gli strati superficiali di roccia degradata, di spessore variabile tra $10 \div 30$ m, la velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali fosse di $0.5 \div 0.7$ km/sec.

Tale situazione ha condizionato fortemente il tracciato stradale,

facendo preferire una soluzione che si svolgesse al massimo lungo il fondo delle valli senza toccare le sponde: ne è derivato uno sviluppo complessivo dei viadotti di ben 21.9 km (foto 2) pari al 59% dell'intera strada.

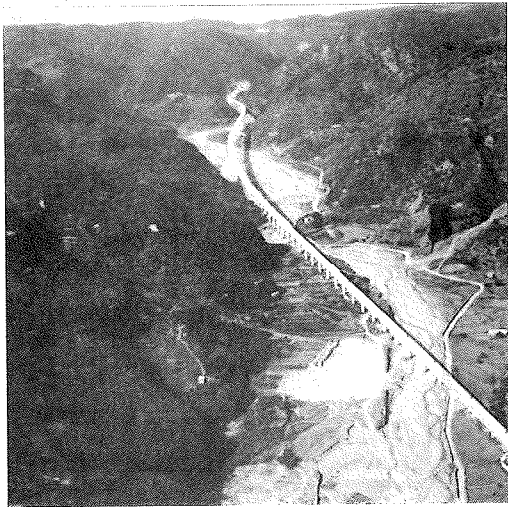


FIG. 2

Peraltro i raggi planimetrici minimi imposti (700 m) e la tortuosità dei torrenti nella loro parte alta hanno comportato la necessità di incidere le sponde in alcuni punti singolari, oltre ovviamente agli imbocchi della galleria di valico. Come era prevedibile in queste zone si sono dovute realizzare opere di difesa e di consolidamento delle pendici che, per comodità di esposizione, possiamo rag-

gruppare come segue:

- a) opere di sostegno provvisorie;
- b) opere di protezione definitive;
- c) opere di consolidamento.

Tale suddivisione è peraltro molto schematica in quanto alcune opere assolvono a più di una delle funzioni indicate.

3. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIE

Tali manufatti si sono resi necessari per poter effettuare gli scavi di sbancamento delle pendici in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie naturali o per la esecuzione di gallerie artificiali e muri di contenimento.

Queste opere dovevano essere eseguite prima degli scavi in quanto si è visto che, coincidendo praticamente ovunque la pendenza della ripa con l'angolo di attrito interno medio del terreno, un minimo taglio comportava l'innescarsi di frane più o meno estese ma comunque pericolose.

La tecnica ovunque adottata è stata quella di eseguire micropali accostati, armati con profilati metallici, ancorati con tiranti attivi mano a mano che si procedeva nello scavo.

I micropali, del diametro di 220 mm, erano disposti generalmente a 1 m di interasse ed armati con profilati HEB del 140, localmente rinforzati con piattabande aggiuntive nelle zone più sollecitate. I tiranti sono stati realizzati con trefoli di acciaio armonico da 05" o 06" e portate variabili da 30 a 60 ton. Si è preferito impiegare tiranti medio-piccoli per averli più diffusi e quindi limitare le azioni flessionali sia sui micropali che sulle travi orizzontali di collegamento degli stessi.

I tiranti avevano una lunghezza media di 25 m con un bulbo di anco-

raggio di m 10. Una volta messi in opera venivano tesi ad una tensione corrispondente a 1,5 volte la portata di esercizio per poi venire rilasciati ed infine ancorati e bloccati con un tiro iniziale pari al 60% di quello di esercizio.



FIG. 3

La foto 3 mostra uno di questi interventi in corrispondenza dell'imbocco di una galleria. In questo caso si è potuto effettuare un taglio nei detriti di circa 20 m di altezza senza particolari problemi.

4. OPERE DI PROTEZIONE DEFINITIVA

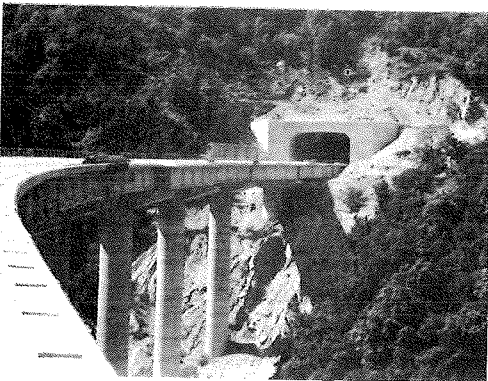


FIG. 4

Il rischio di distacchi di ammassi rocciosi dalle pareti molto acclivi, particolarmente elevato in caso di terremoti come evidenziato nel corso degli ultimi eventi sismici in Italia, ha consigliato la costruzione di massicce opere in c.a. a protezione della sede stradale in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie e, più in generale, tutte le volte che questa si trovava addossata alle pendici, pur se in viadotto. La foto 4 mostra appunto uno di

questi casi in cui è stato necessario "contenere" il viadotto in una "scatola" in cemento armato.

Come esempio della tipologia di queste opere si riporta lo schema di fig. 5 in cui si vede a monte l'opera di sostegno provvisoria, realizzata preliminarmente nei modi già detti per poter effettuare lo scavo di sbancamento. In questi casi i trefoli dei tiranti sono stati lasciati fuoriuscire dalle piastre di ancoraggio per essere poi inglobati nel getto della parete di monte dell'opera definitiva la quale quindi finisce con l'essere anch'essa ancorata al suolo.

La scelta, per queste opere, della sagoma rettangolare è derivata

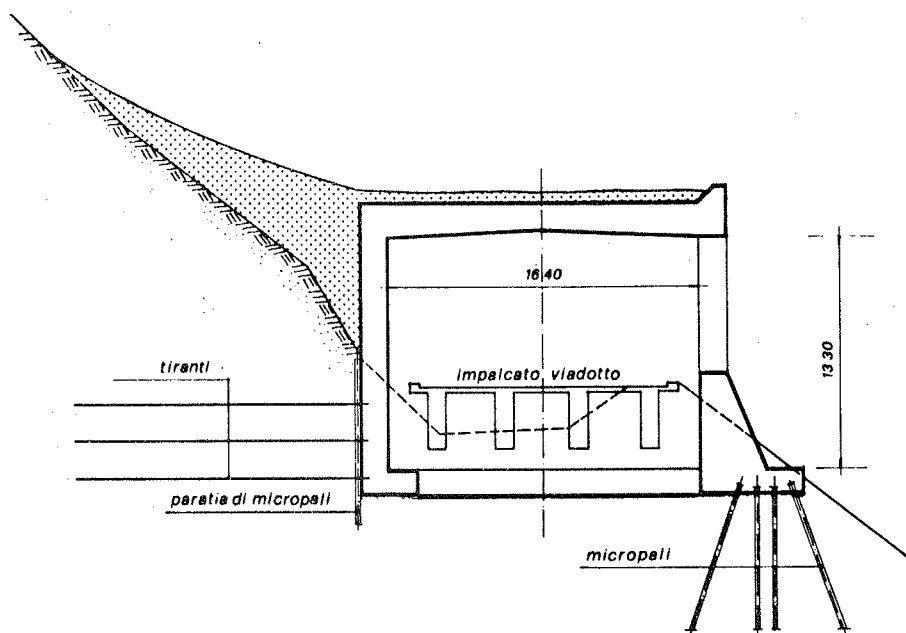


FIG. 5

dalla necessità di poter entrare con la parte terminale del carro varo che doveva arrivare a posizionare le travi molto vicine o addirittura all'interno di questi telai.

Il piedritto di valle di questi portali si trovava invece spesso in condizioni precarie poiché la forte pendenza del terreno lo portava ad avere la fondazione molto superficiale.

Ne è derivata la necessità di fondare queste opere a valle su micropali capaci di trasferire il carico agli strati di roccia più profondi.

La foto 6 mostra la stessa opera in fase di costruzione.

La fig. 7 mostra lo schema di un'opera simile alla precedente, dimensionata chiaramente

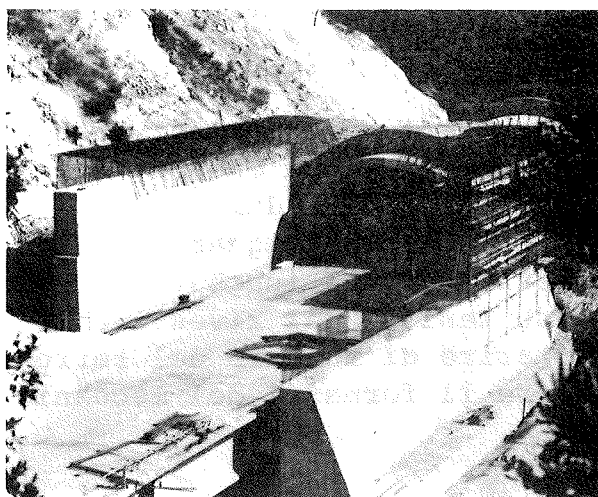


FIG. 6

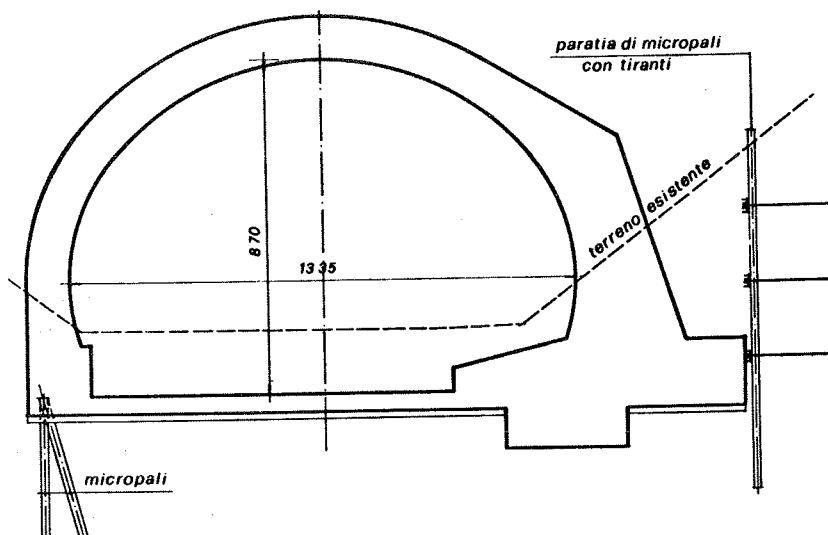


FIG. 7

per forti spinte
dissimmetriche da
monte.

La foto 8 infine
mostra un altro
di questi porta-
li. Si tratta del
l'imbocco della
galleria di vali-
co della Limina,
per il quale si è
reso necessari
un esteso inter-
vento di protezio-
ne e consolidamen
to di cui il por-
tale è uno degli
elementi costitu-
tivi.

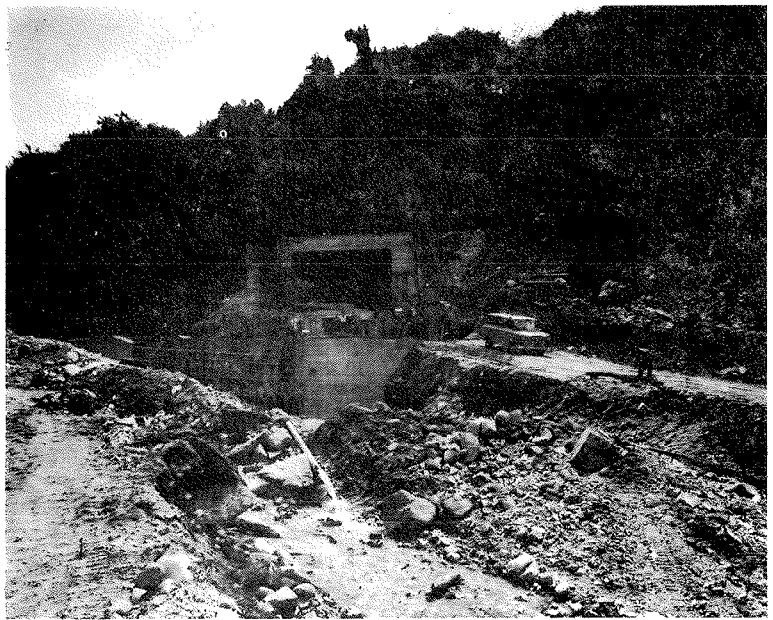


FIG. 8

5. OPERE DI CONSOLIDAMENTO

Malgrado tutte le precauzioni messe in atto nelle fasi di scavo, si sono verificati due episodi franosi che hanno richiesto importanti opere di consolidamento.

Il primo episodio ha riguardato il tratto terminale di una galleria naturale per una lunghezza di circa m 40 e si è manifestato con estese lesioni del rivestimento della stessa già completato e con l'apparire di rotture del terreno a monte della galleria tali da indicare il formarsi del meccanismo di fig. 9.

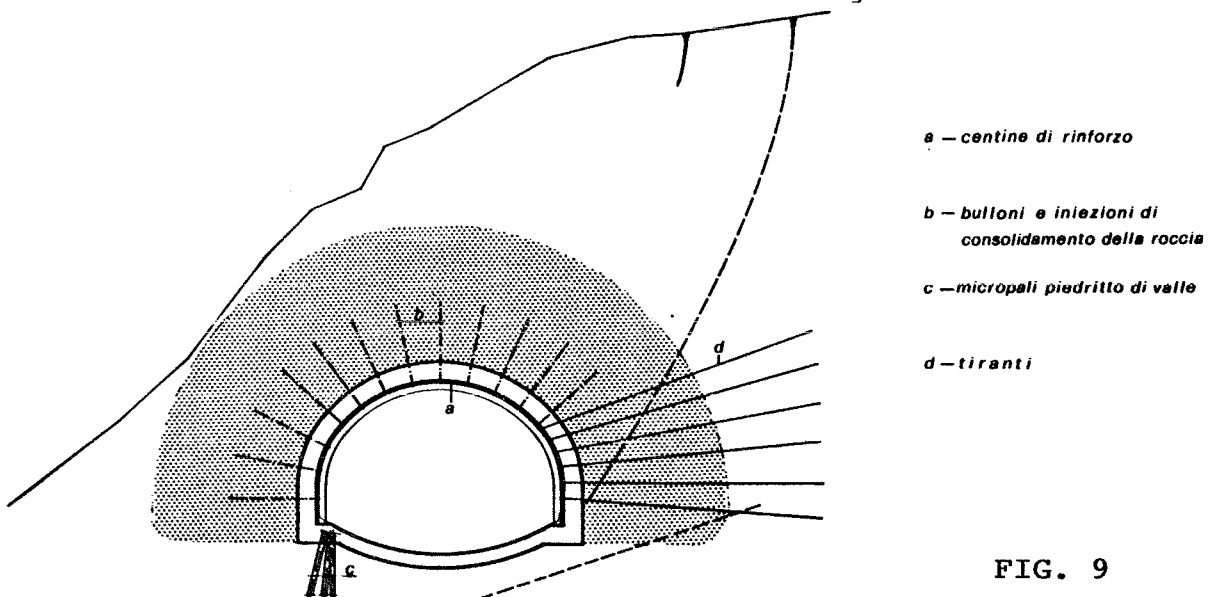


FIG. 9

L'intervento ha riguardato sia il rafforzamento del rivestimento, effettuato con profilati metallici poi rivestiti in c.a. (è stato necessario un leggero abbassamento della livelleta stradale per

conservare i franchi richiesti) sia il consolidamento della roccia all'intorno del cavo con iniezioni di cemento in modo da creare un vero e proprio arco naturale di roccia cementata.

Per aumentare poi il grado di sicurezza nei confronti di rotture del tipo indicato in figura si sono disposti n. 92 tiranti precompressi capaci di sopportare uno sforzo complessivo di 5500 ton. (foto 10).

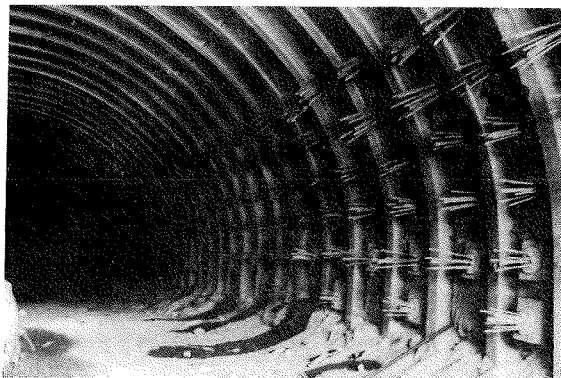


FIG. 10

Il secondo episodio si è manifestato all'imbocco della galleria di valico della Limina con un movimento franoso di entità tale (foto 11) da fare escludere la possibilità di contenerlo con opere di difesa attiva.

Si sono eseguite pertanto un complesso di opere in c.a. che hanno consentito di consolidare la frana stabilizzandone il piede, cioè con un intervento di tipo "passivo".

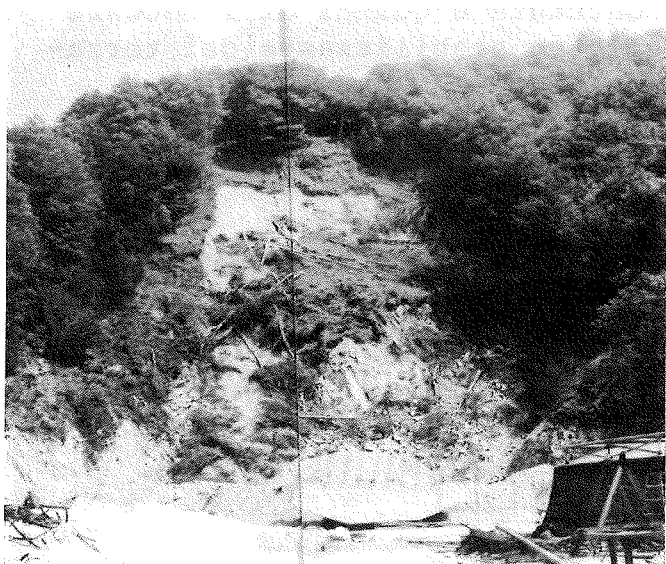
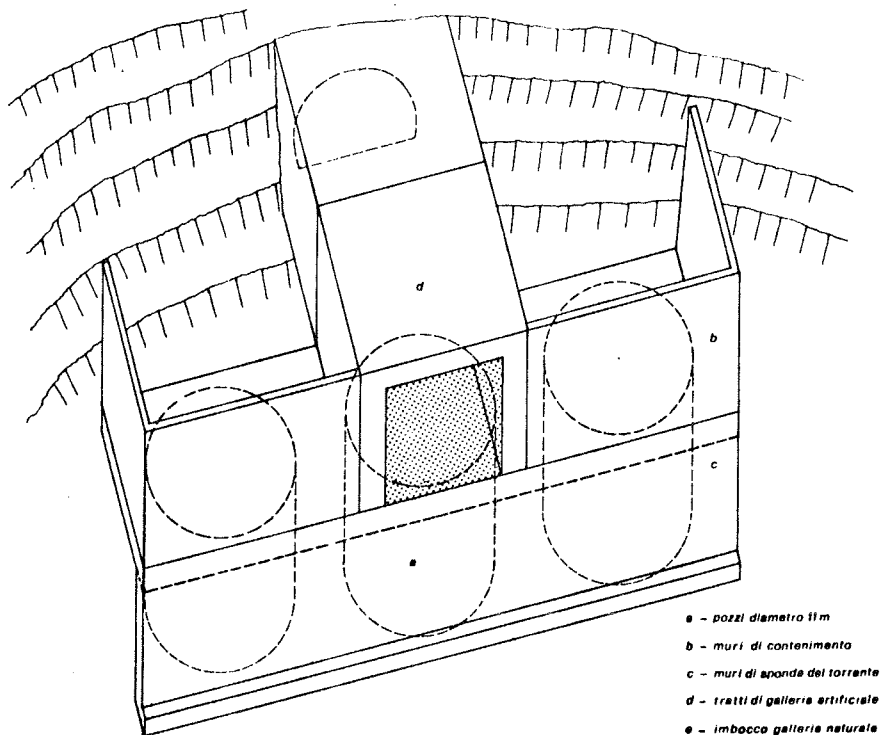


FIG. 11

FIG. 12



Queste opere sono costituite da (fig. 12) tre pozzi da 11 m di diametro e della profondità di 20 m, accostati, che formano un muro di sponda per il torrente che ha battuta al piede della frana e che era stato in parte ostruito dalla stessa. Essi inoltre servono a sostenere una robusta piastra in cemento armato ordinario di m 45 x 12.50 che funge da fondazione per un tratto di galleria artificiale e per una serie di muri che hanno permesso il rinterro di tutto l'anfiteatro interessato alla frana per un'altezza di circa 18 m.

Il rinterro è stato effettuato prima di imboccare la galleria ed è stato consolidato con iniezioni di cemento in tutta la zona della futura galleria. Tali iniezioni hanno permesso di effettuare uno scavo di dimensioni estremamente contenute e quindi di imboccare la galleria senza rinunciare all'effetto stabilizzante del terrapieno realizzato in precedenza.

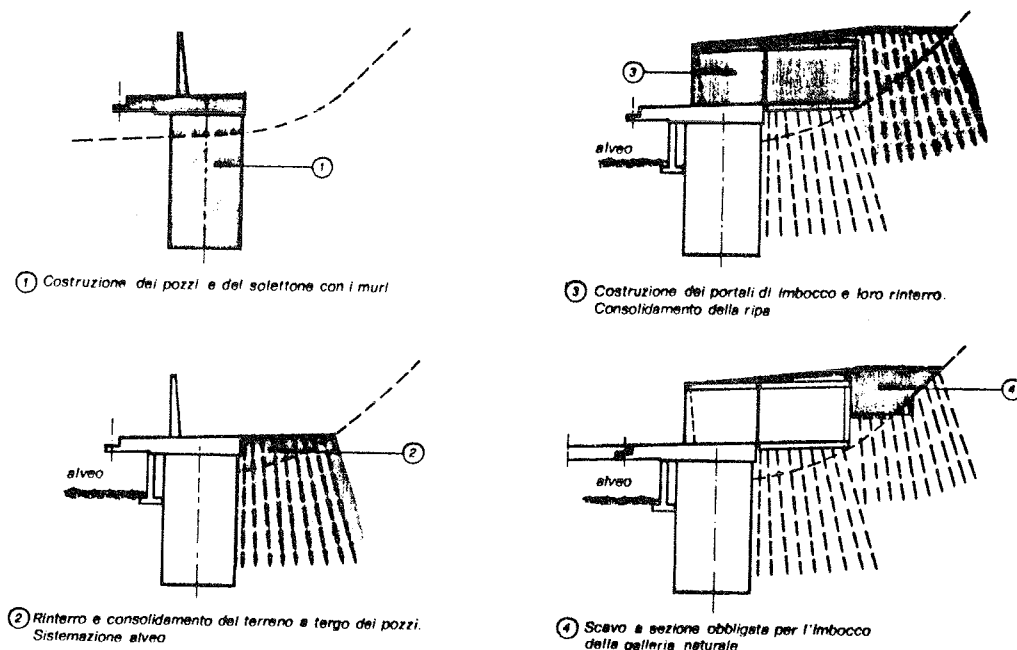


FIG. 13

La fig. 13 riporta in sintesi queste fasi costruttive, mentre le foto 14 e 15 mostrano le opere in via di realizzazione. La foto 16 infine mostra l'opera ultimata.

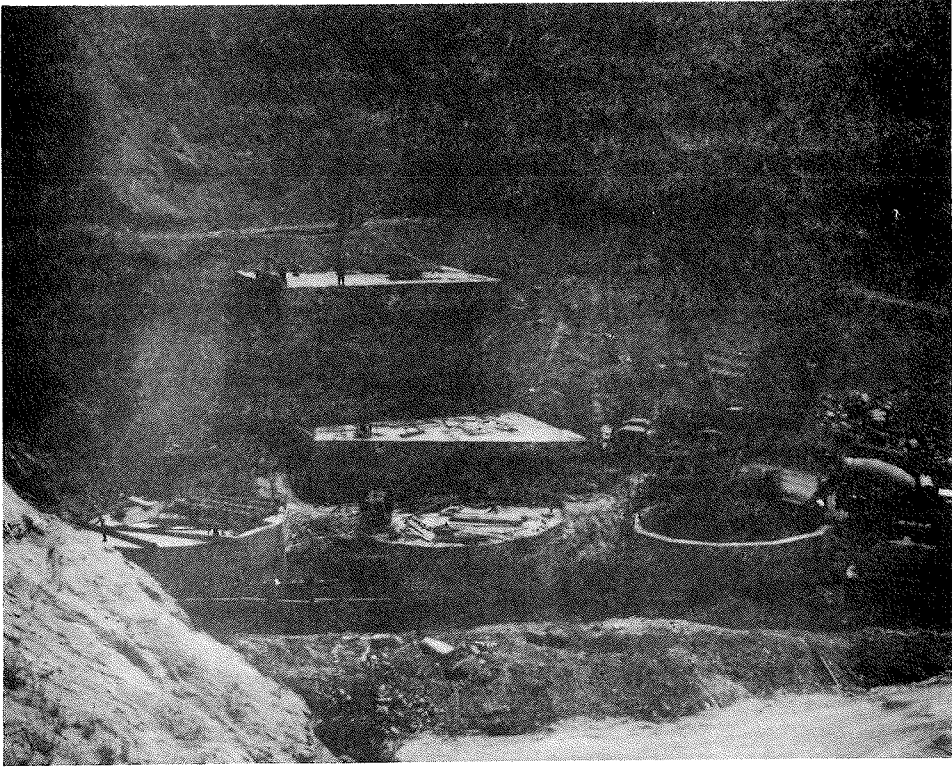


FIG. 14

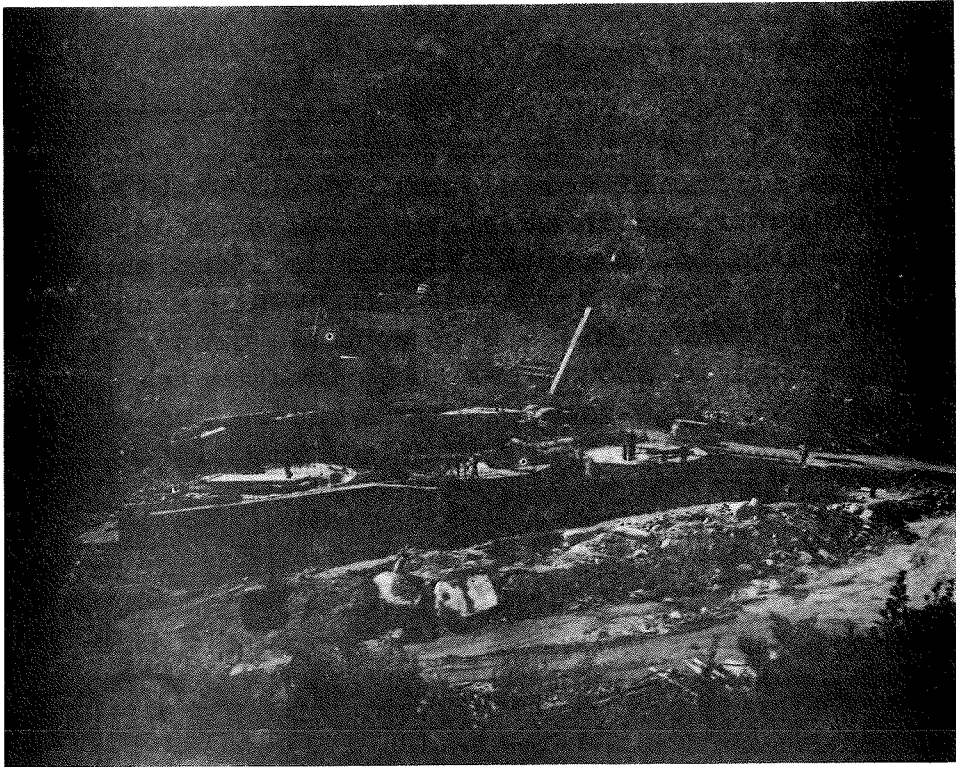


FIG. 15

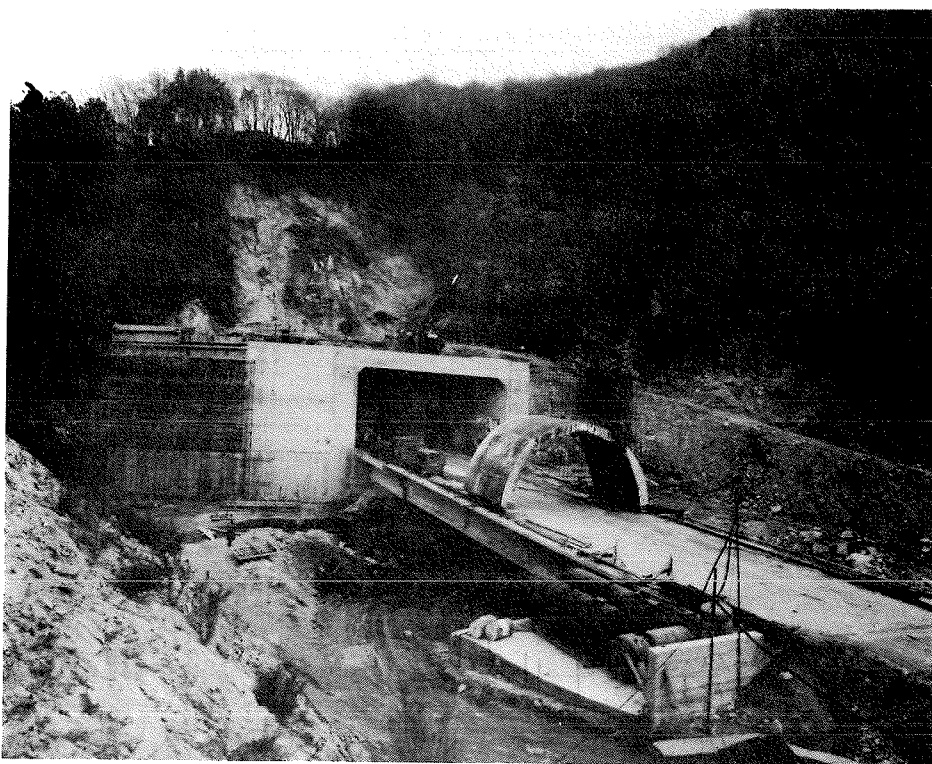


FIG. 16

6. CONCLUSIONI

Gli esempi illustrati mostrano come le moderne tecniche di costruzione delle opere in cemento armato permettano di risolvere situazioni anche molto difficili nei riguardi della stabilità dei terreni come si hanno purtroppo in quasi tutte le zone appenniniche. Ciò anche grazie alle possibilità offerte dall'impiego dei tiranti in roccia in c.a.p. e dalle complesse attrezzature che permettono di iniettare con opportune miscele cementizie grandi masse di terreno tanto da rendere in alcuni casi il contatto tra suolo e struttura così stretto da non potere più individuare con esattezza dove finisce l'uno ed inizia l'altro.

L'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA IN CAMPO STATICO: CONSIDERAZIONI CRITICHE
SUI MODELLI DI CALCOLO DI PIU' FREQUENTE IMPIEGO NEL CASO DI SOVRASTRUTTURE
DI C.A. A TELAIO E DI FONDAZIONI DIRETTE.

E. F. Radogna

professore ordinario di
Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria.
Università di Roma "La
Sapienza".

A.L. Materazzi

dott. ing.
II anno del Dottorato di ricerca
in Ingegneria delle Strutture

SOMMARIO

La risposta del sistema "sovrastuttura + fondazione + terreno" è analizzata mediante un modello di calcolo basato sulla tecnica degli elementi finiti, nell'ipotesi di legami costitutivi lineari. Viene effettuata una sperimentazione numerica, con riferimento ad una semplice struttura intelaiata spaziale a tre piani. Vengono considerati due tipi di fondazione - a plinti isolati ed a travi rovesce -, due modelli di terreno - semispazio continuo e letto di molle indipendenti -, tre valori dei parametri elastici del terreno. Si discutono i risultati ottenuti, che consentono osservazioni critiche sui modelli matematici adottati e sui metodi di calcolo impiegati nella pratica corrente.

SUMMARY

The response of the system "superstructure - foundation - soil" is analyzed by means of a mathematical model based on the F.E.M. and linear elastic stress - strain relations. A numerical experimentation is performed with reference to a simple three floors space frame of r.c.. Two types of foundations are considered - individual column footings and beams on elastic supports -, two models for the soil - continuous half-space and elastic bed of independent springs -, three values of the elastic parameters of the soil. The results are discussed, critical remarks are performed on the mathematical models adopted and the design methods usually employed in practice.

1. PREMESSE E SCOPI

Lo studio globale del sistema "sovrastuttura + fondazione + terreno", ai fini della previsione del comportamento in servizio, costituisce un problema interdisciplinare delicato e complesso, anche con l'au-

silio dei metodi di calcolo più sofisticati attualmente disponibili, cosicché esso viene affrontato sulla sua generalità limitatamente al caso di strutture di particolare importanza.

Nel caso di strutture di tipologia corrente, costituite da telai e fondazioni dirette a travi rovesce, si adottano invece metodi semplificati, che traggono la loro giustificazione dalla esperienza positiva fornita dalle opere già realizzate. Tali metodi consistono, in sostanza, nel trattare separatamente i tre sottosistemi e nel prefigurare per la fondazione due situazioni limiti: fondazione con sovrastruttura infinitamente rigida e fondazione con sovrastruttura totalmente deformabile.

Con esplicito riferimento alle costruzioni intelaiate di c.a., nell'ambito dei metodi pratici, la risposta della sovrastruttura alle azioni esterne viene usualmente valutata nella ipotesi di vincoli rigidi alla base dei pilastri. A sua volta la fondazione è studiata applicando ad essa le reazioni del telaio sovrastante, cambiate di verso. Nel caso di fondazioni dirette, i valori delle pressioni di contatto sul terreno sono spesso valutati nella ipotesi che la distribuzione delle pressioni stesse sia lineare, ciò che sottintende la indeformabilità della fondazione e la risposta elastica del sottofondo, che si comporta alla Winkler.

Adottando tali procedure si ottengono soluzioni approssimate, considerate, nella pratica tecnica, accettabili, pur senza poter escludere che, in condizioni di servizio, possano verificarsi risentimenti nella sovrastruttura e nelle tamponature, come talvolta avviene nelle costruzioni esistenti, con la apparizione di lesioni, specialmente nelle travi e nei pannelli murari per effetto dei cedimenti differenziali dei pilastri, dovuti alla deformabilità del terreno ed a quella della fondazione. Ai fini della sicurezza agli stati limite di servizio per fessurazione ed eccessiva deformazione, risulta di particolare interesse la messa a punto di metodi di calcolo che, pur conservando caratteristiche di semplicità di impiego, consentano previsioni del comportamento deformativo della sovrastruttura, della fondazione e del terreno sufficientemente attendibili. A tale scopo è necessario confrontare le previsioni teoriche con i risultati sperimentali, ricavati dalla osservazione sistematica delle costruzioni esistenti. Nell'ambito di questa metodologia generale, risulta utile l'esame comparativo dei procedimenti di calcolo disponibili: nel presente lavoro tale esame è svolto con riferimento al caso delle sovrastrutture intelaiate di c.a. e delle fondazioni dirette, che sono di impiego ricorrente nelle costruzioni edilizie.

Il confronto è effettuato sulla base dei risultati di una preliminare sperimentazione numerica.

2. CARATTERISTICHE DEL SISTEMA ANALIZZATO

E' stato considerato un sistema elastico costituito dall'accoppiamento dei seguenti tre sottosistemi:

a) la sovrastruttura, costituita da telai di c.a., aventi tre

piani (interpiano 3 m), nove pilastri, pianta rettangolare di m 7 x 12, come risulta dalla fig. 1;

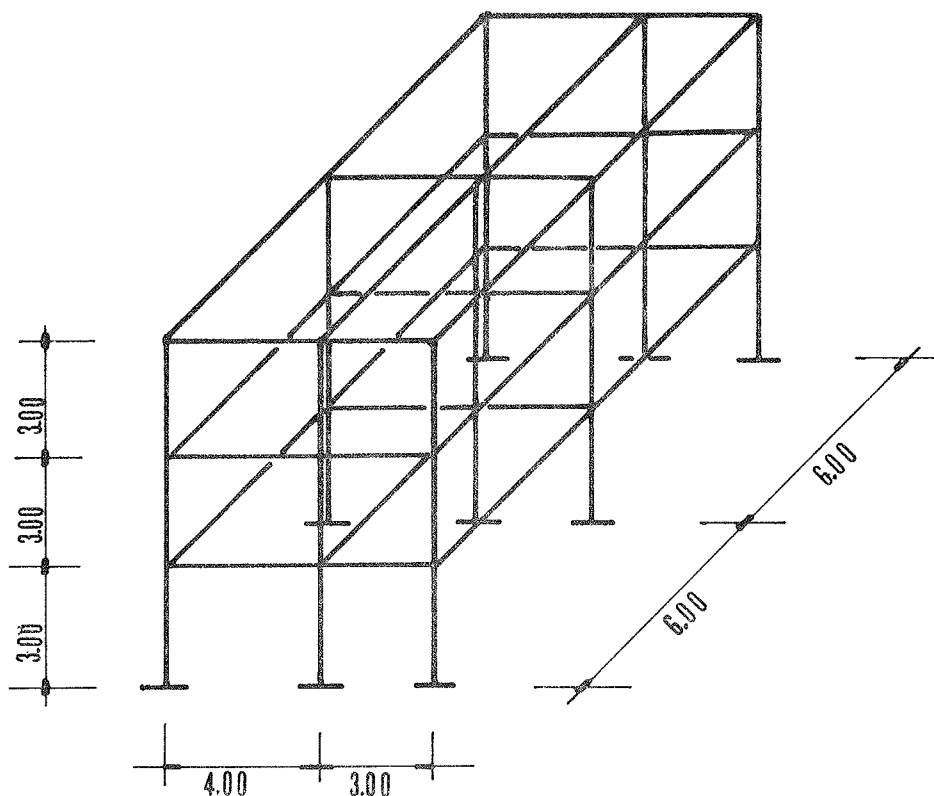


Fig. 1 - Assonometria della sovrastruttura

- b) la fondazione diretta, per la quale sono state considerate due diverse tipologie: a pilastri isolati ed a travi rovesce;
- c) il terreno, per il quale sono state adottate, ai fini comparativi, due diverse schematizzazioni: il semispazio continuo elastico ed il letto di molle indipendenti alla Winkler.

3. MODELLI MATEMATICI ADOTTATI

La sovrastruttura, costituita da un reticolo spaziale di travi e pilastri, è naturalmente predisposta per una simulazione con elementi finiti prismatici.

Le travi rovesce di fondazione sono state discretizzate con una molteplicità di elementi bidimensionali di piastra; in questo modo l'accoppiamento con il terreno sottostante avviene agevolmente, lungo lo sviluppo della trave, in corrispondenza dei vari nodi.

I plinti sono stati rappresentati, in maniera analoga, utilizzando gli stessi elementi di piastra.

Per quanto riguarda il terreno, nel caso del semispazio continuo si è adottata una discretizzazione con elementi finiti tridimensionali, estesa ad un dominio a forma di parallelepipedo, avente base di m 27 x 42 e profondità di m 17. Tali dimensioni sono state determinate utilizzando i risultati di una indagine numerica preliminare,

con il criterio di limitare la sovrappressione indotta dai carichi sul contorno del parallelepipedo stesso a valori inferiori all'1 % della pressione di contatto fra la fondazione ed il terreno.

Nel caso del suolo alla Winkler, si sono utilizzate molle di rigidità finita, localizzate nei nodi del modello della fondazione, una volta a plinti ed un'altra a travi rovesce. In questo modo si è potuto evitare l'impiego di elementi finiti speciali, che includono nella matrice di rigidità gli opportuni termini, per tenere conto del contatto trave-terreno diffuso lungo lo sviluppo longitudinale della trave.

Ai fini del confronto fra i risultati forniti dai due diversi modelli di calcolo del terreno, si è preliminarmente ricercata una correlazione fra i valori delle rigidità delle molle di Winkler e quelli delle costanti elastiche del semispazio continuo, relativi ad uno stesso terreno.

Nel caso delle fondazioni a travi rovesce, si è adottato un criterio, proposto da Vesic (1961), sulla base del comportamento di una trave di lunghezza illimitata, sottoposta a vari tipi di carichi, appoggiata sul piano che delimita il semispazio elastico. In tali condizioni Vesic ha trovato che la trave su molle subisce gli stessi abbassamenti di quella sul semispazio, se la costante di sottofondo è fornita dalla espressione:

$$K = \frac{0.65}{b} \sqrt[12]{\frac{E_t}{E_c} \frac{b^4}{J}} \times \frac{E_t}{(1-\nu_t^2)}$$

in cui E_t e ν_t sono le costanti elastiche del terreno ed E_c ed J sono, rispettivamente, il modulo elastico ed il momento d'inerzia della trave rovescia.

Naturalmente si potrebbero adottare anche altri criteri di equivalenze, ma, ai fini della presente indagine, si è ritenuto accettabile il criterio suddetto.

E' da notare che, applicando lo stesso criterio di uguaglianza degli abbassamenti al caso dei plinti, Whitman e Richart (1967) hanno trovato la seguente espressione, sotto l'ipotesi che il carico esterno sia applicato alle superficie del semispazio mediante una piastra indeformabile.

$$K = \frac{\beta_z E_t}{\sqrt{2bH} \times (1-\nu_t^2)}$$

dove β_z è una funzione dei lati del plinto, che risulta poco superiore all'unità, mentre $2b$ ed H sono le dimensioni della base del plinto. A parità di condizioni, nel caso in esame, questa relazione fornisce valori di K circa doppi di quelli che si ricavano utilizzando l'espressione di Vesic.

Nell'ambito della presente modellazione, non si è considerata la interazione fra le tamponature ed i riquadri cicostanti dei telai

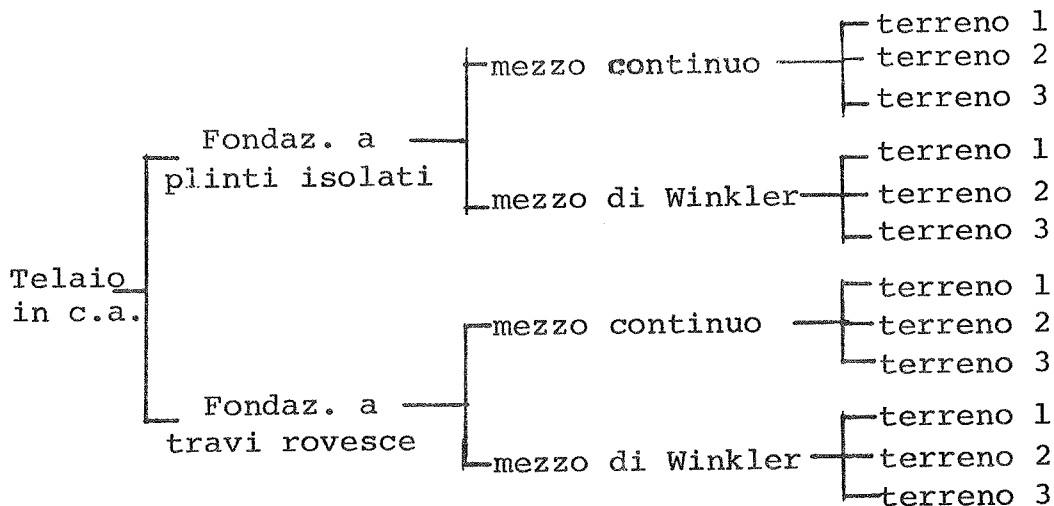
di c.a., la cui presenza aumenta la rigidezza della sovrastruttura. Inoltre, per restare in campo lineare, non si è tenuto conto della eventuale fessurazione delle zone tese di conglomerato, ciò che comporta la diminuzione della rigidezza del componente strutturale fessurato e l'andamento bilineare della legge momenti-curvature, nè si sono considerate le componenti viscosse del conglomerato e del terreno. Tali problematiche, trattate in parte nei lavori (6) e (7), saranno oggetto di successive comunicazioni.

4. IMPOSTAZIONE DELLA SPERIMENTAZIONE NUMERICA

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno sono stati considerati tre casi, definiti, con riferimento al modello di mezzo continuo, dai seguenti valori dei parametri elastici:

n° tipo terreno	E_t (N/mm ²)	ν_t
1	10,0	0.25
2	50.0	0.25
3	100,0	0.25

L'indagine parametrica ha quindi esplorato i seguenti casi, ricavati dalla combinazione delle alternative possibili:



In totale si sono esaminati $2 \times 2 \times 3 = 12$ casi. Nel caso del modello di terreno alla Winkler e fondazione a travi rovesce sono stati adottati i seguenti valori della costante di sottofondo, associati ai parametri del mezzo continuo in base alla relazione proposta da Vesic.

n° tipo terreno	K (N/mm ³)
1	$0,483 \times 10^{-2}$
2	2.760×10^{-2}
3	5.850×10^{-2}

Nel caso, invece, della fondazione a plinti isolati si sono usati i seguenti valori, dedotti secondo Whitman e Richart:

n° tipo terreno	K (N/mm ³)
1	0.900 x 10 ⁻²
2	4.500 x 10 ⁻²
3	9.000 x 10 ⁻²

Ai fini della presente indagine si sono inoltre determinate le sollecitazioni nella sovrastruttura, ipotizzando il terreno e la fondazione come indeformabili: in questo modo si è ottenuto un elemento di confronto, particolarmente rappresentativo della prassi professionale corrente.

Nello stesso ordine di idee, si sono anche determinate le sollecitazioni nelle travi rovesce nei due casi limiti di sovrastruttura infinitamente rigida e di sovrastruttura priva di rigidità.

5. ESAME E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

5.1. Fondazione a travi rovesce

5.1.1. Abbassamenti e cedimenti differenziali

Dai risultati numerici ottenuti si può notare come, nell'ambito di un tipo di terreno gli abbassamenti del modello a molle siano superiori, essendo le zone terminali delle travi di fondazione quelle in cui tali differenze sono più accentuate.

Confrontando poi i risultati ottenuti per diversi tipi di terreno, si vede come tali differenze si vadano attenuando man mano che il modulo elastico del terreno aumenta.

Difatti al terreno di tipo 1 sono associate differenze massime negli abbassamenti del 39 %, a quello di tipo 2 differenze massime del 30 % ed a quello di tipo 3 differenze massime del 26 %.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, il modello di Winkler fornisce per i telai di larghezza 7.00 m, più caricati, dei valori molto superiori, 50 % ÷ 300 % in più, in corrispondenza di valori assoluti massimi di 0.7 mm, con una distorsione massima

$\gamma = 1.75 \times 10^{-4}$ Nei telai trasversali, di larghezza 12 m le differenze fra i due modelli sono minori, essendo al massimo del 36% in corrispondenza di valori assoluti massimi di 5.1 mm, con

$\gamma = 8.5 \times 10^{-4}$.

5.1.2. Momenti flettenti nelle travi rovesce

Nel caso di terreno alla Winkler si rileva la presenza di una curvatura d'insieme avente la concavità rivolta verso il basso, il contrario accade nel caso di mezzo continuo.

Inoltre i valori dei momenti negativi (tense le fibre superiori), nel caso di terreno alla Winkler, sono sistematicamente superiori agli omologhi forniti dal modello di mezzo continuo, mentre vale il contrario per quelli positivi sotto il pilastro centrale di ogni trave di fondazione. (v. fig. 2).

Quanto alla entità numerica dei corrispondenti momenti flettenti

il modello di mezzo continuo presenta momenti negativi, di campata, pari a circa la metà di quelli del terreno alla Winkler, e momenti positivi, in corrispondenza dei pilastri, pari a circa una volta e mezza. Tali rapporti risultano inoltre poco sensibili alle variazioni del modulo elastico del terreno.

5.1.3. Momenti flettenti nella sovrastruttura.

Con riferimento al telaio trasversale centrale (v. fig. 3 per il caso di $E_t = 50,0 \text{ N/mm}^2$; $\nu_t = 0.25$), per quanto riguarda i momenti flettenti dei pilastri si constata, in primo luogo, la differenza di segno che si verifica in quelli del primo ordine ed inoltre la differenza di entità in quelli dei piani superiori: nel modello con terreno come mezzo continuo risultano tese le fibre interne dei pilastri perimetrali allo spiccato della fondazione, mentre nel modello alla Winkler avviene il contrario; ai piani superiori sono sempre maggiori i risultati forniti dal primo modello.

E' però da notare che le variazioni nel segno dei momenti si verificano in corrispondenza di valori dei momenti piuttosto modesti e per di più sempre in associazione con sforzi normali tali da rendere le sezioni interamente reagenti.

Questa circostanza rende, ai fini pratici, irrilevanti le conseguenze delle differenze di segno di cui si è detto.

Rispetto alla soluzione senza interazione con il terreno (telaio incastrato al piede (v. fig. 4)), il modello di mezzo continuo fornisce risultati più vicini di quello di Winkler. Per il primo si hanno differenze massime del 28 % e per il secondo del - 267 %.

Per quanto riguarda le travi, il modello alla Winkler fornisce sistematicamente valori più alti dei momenti negativi in corrispondenza del pilastro centrale, pari al 78 % nel terreno tipo 1, al 75 % in quello tipo 2 ed al 69 % in quello tipo 3.

Rispetto alla soluzione senza interazione il modello di mezzo continuo presenta una differenza massima del 20 % e quello di Winkler del 44 %.

5.1.4. Forze assiali nei pilastri.

Gli sforzi normali risultano meno diversi, nei due casi, dei corrispondenti momenti flettenti. In particolare per il terreno di tipo 1 si ha una differenza percentuale massima del 24 %, per il terreno tipo 2 del 19 % e del 18 % per il terreno tipo 3.

5.2. Fondazioni a plinti isolati

5.2.1. Abbassamenti e cedimenti differenziali

Nell'ambito di un tipo di terreno gli abbassamenti del modello a molle sono superiori. Confrontando poi i risultati ottenuti per diversi tipi di terreno, si vede come tali differenze si vadano

mediamente attenuando man mano che il modulo elastico del terreno aumenta.

Per quanto riguarda le differenze percentuali massime fra i due modelli, nel terreno tipo 1 troviamo il 45 %, in quello tipo 2 il 49 % ed in quello tipo 3 il 45 % , valori non molto diversi fra loro.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali il modello di Winkler fornisce per i telai di larghezza 7.00 m, più caricati, dei valori massimi di 3.6 mm , corrispondenti ad una distorsione angolare $\gamma = 9.0 \times 10^{-4}$, a fronte di un valore massimo di 1.1 mm, corrispondente a $\gamma = 3.67 \times 10^{-4}$ del mezzo continuo.

Nei telai trasversali è il modello di mezzo continuo a fornire i valori maggiori con un cedimento differenziale massimo di 4.7 mm, corrispondente a $\gamma = 7.8 \times 10^{-4}$, mentre il modello di Winkler fornisce 2.7 mm e $\gamma = 4.5 \times 10^{-4}$.

5.2.2. Momenti flettenti nella sovrastruttura.

Con riferimento al telaio trasversale centrale (v. fig. 5 per il caso di $E_t = 50,0 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.25$), per quanto riguarda i momenti flettenti dei pilastri, si constata, in primo luogo, che il modello di terreno come mezzo continuo fornisce valori sistematicamente superiori, essendo le differenze particolarmente accentuate nei pilastri del 1° ordine.

Le differenze fra i due modelli si vanno riducendo al crescere della consistenza del terreno, ma in ogni caso restano sensibili nel 1° ordine, con valori 4 volte superiori nel modello continuo per il terreno tipo 3.

Rispetto alla soluzione senza interazione il modello di mezzo continuo presenta una differenza massima del - 75% e quello di Winkler del - 81 %.

Per quanto riguarda le travi, il modello alla Winkler fornisce sistematicamente valori più alti dei momenti negativi in corrispondenza del pilastro centrale, differenze che si vanno attenuando man mano che si passa dal primo ai piani superiori e dal terreno tipo 1, al 2 ed al 3. Per quanto riguarda il primo piano si hanno, per i tre tipi di terreno, valori dei momenti pari al 164%, al 61 % ed al 37 % in più nel modello di Winkler.

Il comportamento opposto si ha al nodo con i pilastri di bordo ove il modello di solido continuo fornisce valori dei momenti superiori del 160%, dell'83 % e del 65 %.

Rispetto alla soluzione senza interazione il modello di mezzo continuo presenta una differenza massima del 80 % e quello di Winkler del 31 % .

5.2. Forze assiali nei pilastri.

Gli sforzi normali risultano meno diversi dei corrispondenti momenti flettenti. In particolare per il terreno di tipo 1 si ha una differenza percentuale massima del 39 % per il terreno

tipo 2 del 17 % e dell'11 % per il terreno di tipo 3.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il modello di semispazio elastico, anche nell'ambito delle ipotesi semplificative assunte, appare più convincente di quello alla Winkler, ai fini della simulazione dei fenomeni di diffusione delle pressioni nel terreno, cosicché si è indotti a considerare più realistiche le informazioni che si ricavano dalla sua applicazione. Poiché esso risulta sensibilmente più oneroso di quello di Winkler dal punto di vista computazionale, resta aperto il problema della messa a punto di procedimenti di calcolo che siano al tempo stesso attendibili e di agile impiego.

Il confronto fra i risultati ottenuti in precedenza con le due schematizzazioni del terreno mostra che sussistono apprezzabili differenze nell'andamento delle caratteristiche di sollecitazione, nell'ambito di ciascuna delle tipologie di fondazione prese in considerazione. Tuttavia l'entità numerica delle differenze dei risultati, limitatamente all'esempio considerato, non risulta molto rilevante, così da poter essere assorbita dalla disposizione costruttiva a doppia armatura, che si riscontra di regola nei pilastri e che si realizza praticamente sempre nelle travi rovesce. Tali considerazioni valgono anche per il metodo pratico di calcolo delle travi rovesce, basato sulla adozione delle due ipotesi limiti, della sovrastruttura rigida e della sovrastruttura priva di rigidità.

Invece per quanto riguarda la sovrastruttura vera e propria, la determinazione dei momenti fatta supponendo nulli gli abbassamenti al piede dei pilastri può condurre a valutazioni insufficienti specialmente nelle zone dei momenti positivi. A questo proposito si osserva che il metodo tradizionale del calcolo dei momenti positivi, basato su valori convenzionali dell'ordine di $1/14 \div 1/16 pl^2$, dimostra, alla luce delle presenti considerazioni, una sua intrinseca validità, in quanto tende a tenere conto, sia pure in parte ed in modo implicito, dell'effetto dei cedimenti differenziali dei pilastri.

Paradossalmente, questa riserva si perde, quando si adotti un procedimento di calcolo più rigoroso dal punto di vista teorico - quello a telaio incastrato al piede, che conduce a momenti positivi più piccoli - quando non venga integrato contestualmente con l'ulteriore perfezionamento, che consiste nel tenere conto della deformabilità del terreno e della fondazione.

Anche per quanto riguarda l'accoppiamento del telaio con la fondazione appoggiata sul suolo elastico alla Winkler, il risultato a cui si perviene lascia qualche perplessità sulla qualità della simulazione, e va anch'esso integrato con opportune correzioni da parte del progettista, come si è notato in precedenza.

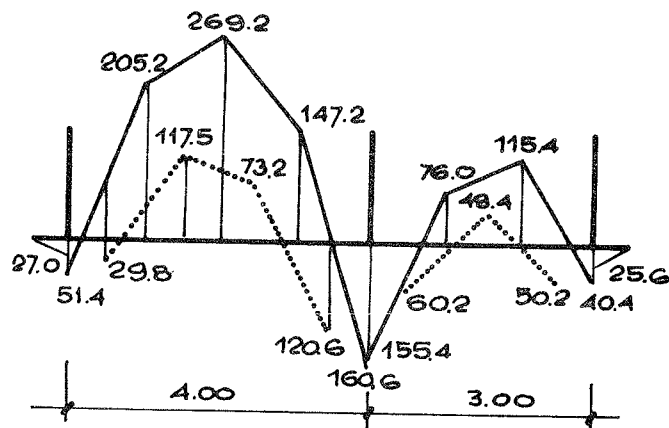
In definitiva resta confermato che il perfezionamento dei metodi

di calcolo richiede un progresso bilanciato in tutte le sue componenti sia per quanto riguarda i modelli che le azioni applicate e che un progresso limitato ad una sola fase del procedimento globale può condurre a risultati addirittura meno soddisfacenti di quelli ottenuti con procedimenti più grossolani.

Naturalmente l'attento esame del comportamento sperimentale delle opere eseguite permette di esprimere il giudizio definitivo sulla validità delle procedure di calcolo.

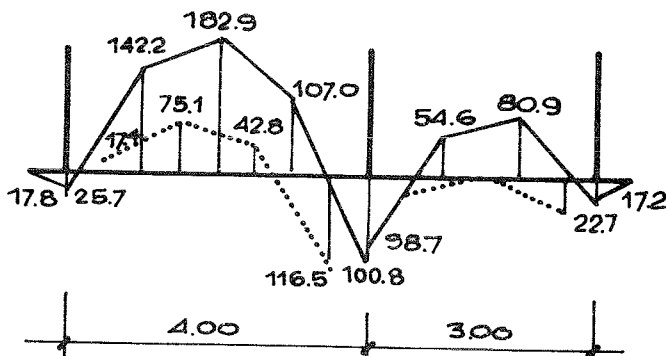
BIBLIOGRAFIA

1. POZZATI P. (1953) Metodi per il calcolo delle fondazioni, Zanichelli, Bologna, 1953.
2. VESIC A.B. Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis, Proc. of the 5th I.S.M. & F.E. Conf. Paris, 1961.
3. RICHART F.E. Jr., R.V. WHITMAN Comparison of footing tests with theory, Proc. A.S.C.E. Vol. 93 no. SM6, 1967, pp 143-168.
4. CHIARUGI A. e MERLI M. Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche. Politecnico di Torino. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, 1977.
5. CALABRESI G. Comportamento dei terreni e metodi di analisi dell'interazione terreno-strutture. Atti del XIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Merano, 1-4 giugno 1978, pp 27-43.
6. RADOGNA E.F. e MATERAZZI A.L. Applicazione di un metodo approssimato di analisi della interazione terreno-struttura ad un edificio in acciaio con pannelli prefabbricati. Atti del XIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Merano, 1-4 giugno 1978, pp 121-128.
7. RADOGNA E.F., Claps D. Sperimentazione numerica sull'influenza del terreno sugli stati limite di esercizio di una struttura intelaiata tridimensionale in cemento armato. Atti del XIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Merano, 1-4 giugno 1978, pp. 107-114.
8. CESTELLI GUIDI C. Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni. VII ed. vol. 1 e 2, Hoepli, 1981.
9. RADOGNA E.F. e MATERAZZI A.L. (in corso di stampa) L'interazione terreno-struttura nel caso di telai spaziali su travi rovesce, con l'utilizzazione dei modelli di terreno elastico-lineari di Winkler e Boussinesq: confronti teorici e sperimentazione numerica.



— IPOTESI DI WINKLER

..... MEZZO CONTINUO

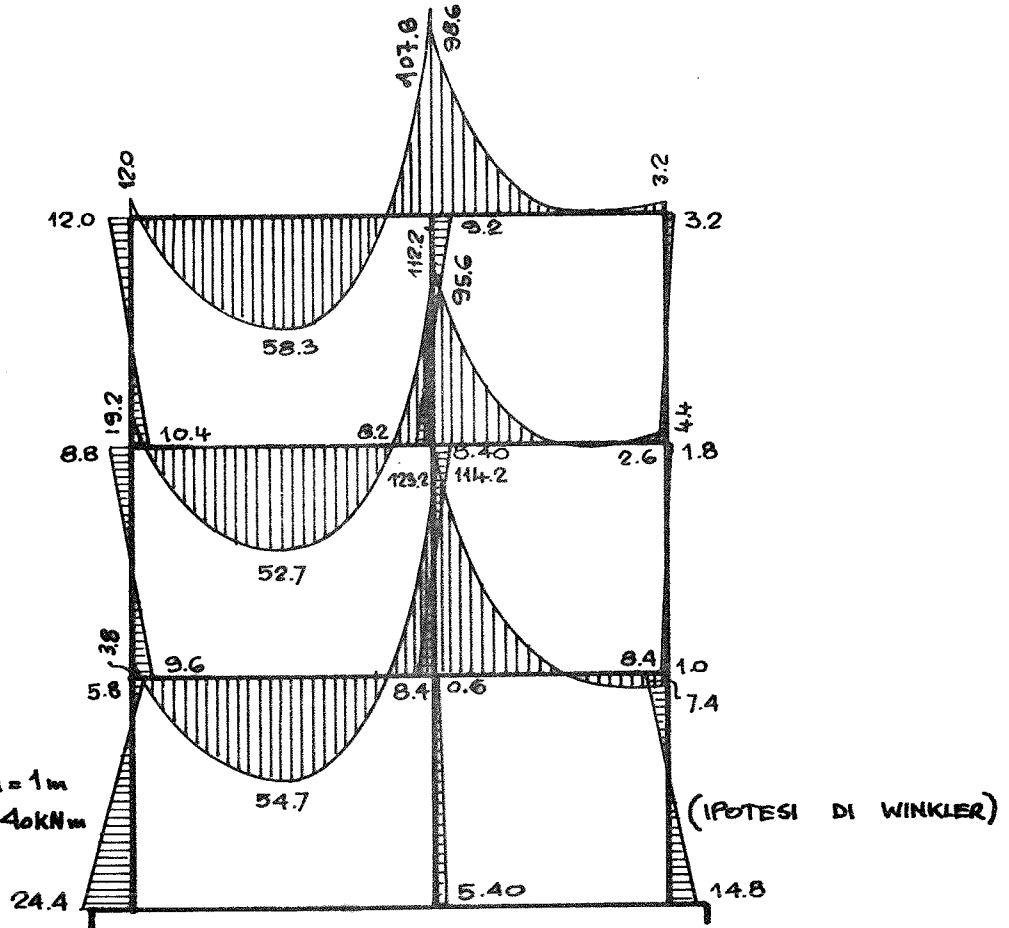
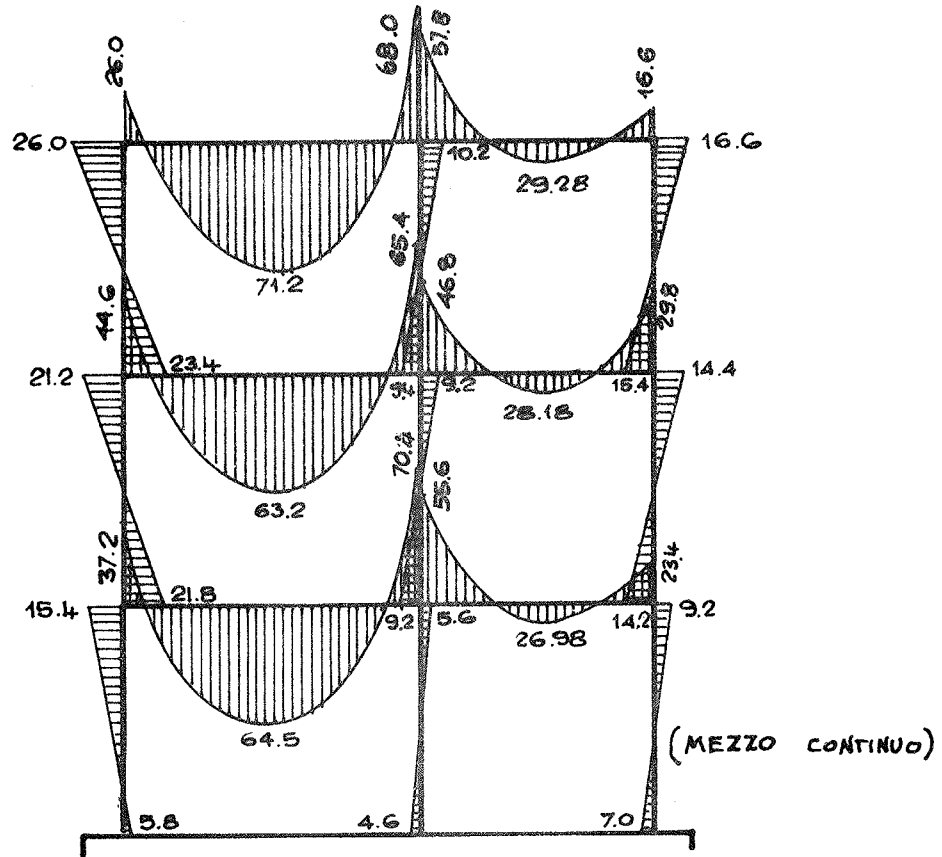


SCALE

LUNGHEZZE : 1cm = 1m

MOMENTI : 1cm = 100 KNm

Fig. 2 - Andamento dei momenti flettenti nelle travi rovesce di fondazione: in alto la trave corrispondente al telaio centrale, in basso la trave corrispondente ai telai di testata.



SCALE :

LUNGHEZZE 1cm = 1m

MOMENTI 1cm = 40kNm

Fig. 3 - Andamento dei momenti flettenti nel telaio centrale nel caso di fondazione a travi rovesce. ($E_t = 50 \text{ N/mm}^2$; $\nu_t = 0.25$; $K = 2.760 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3$).

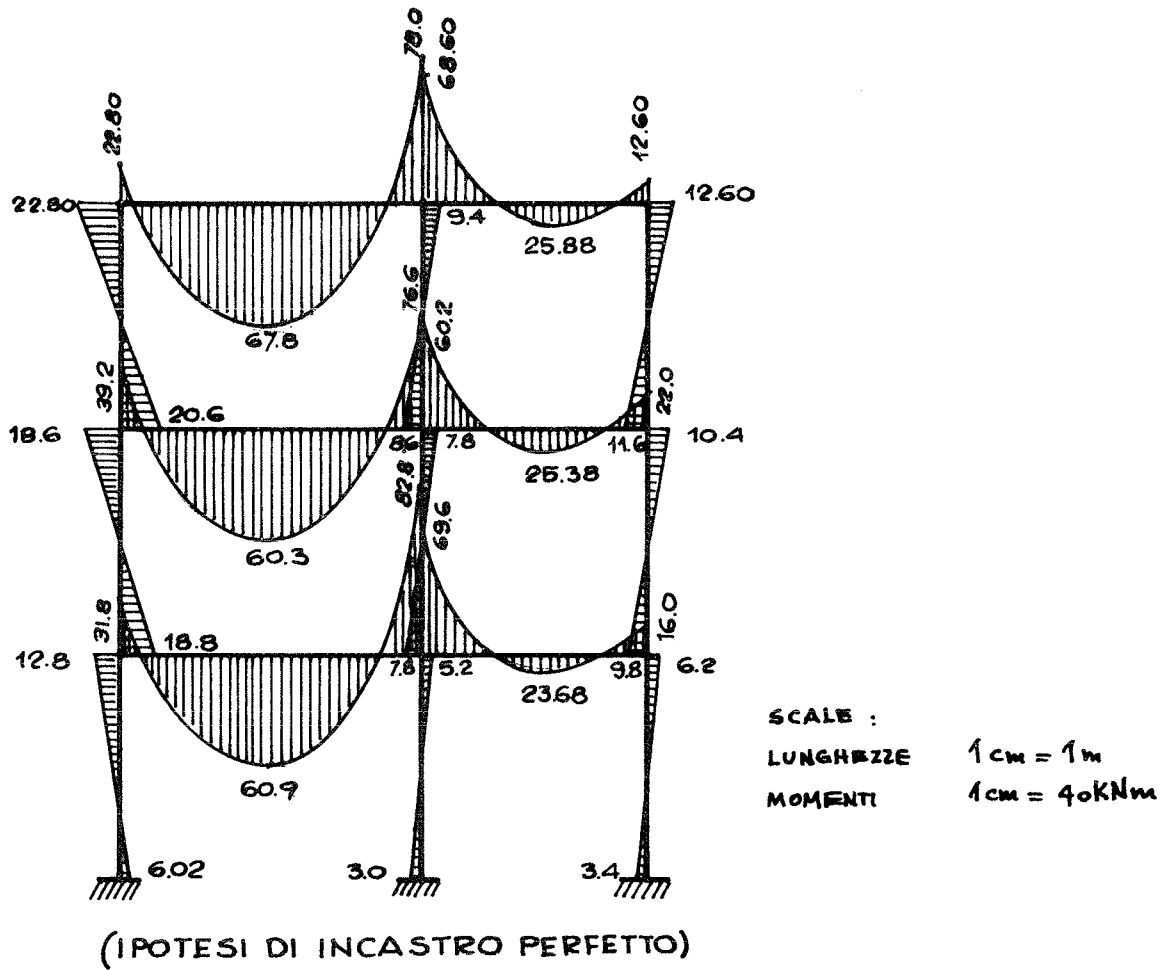
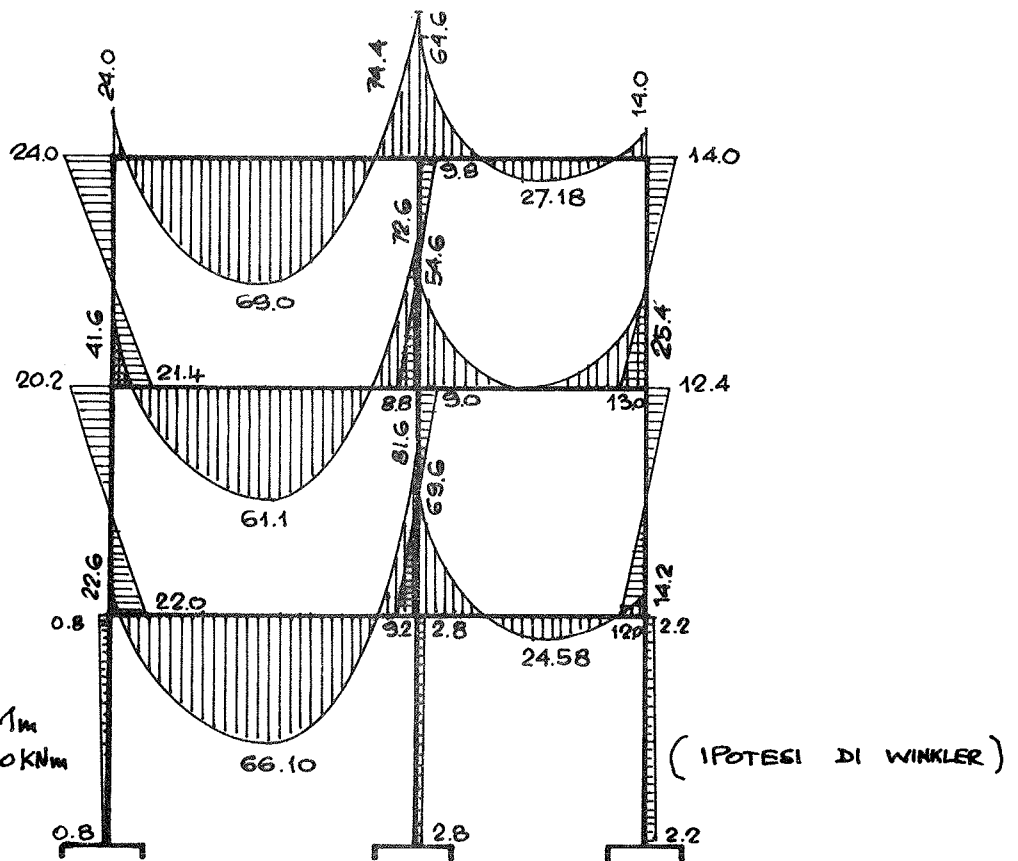
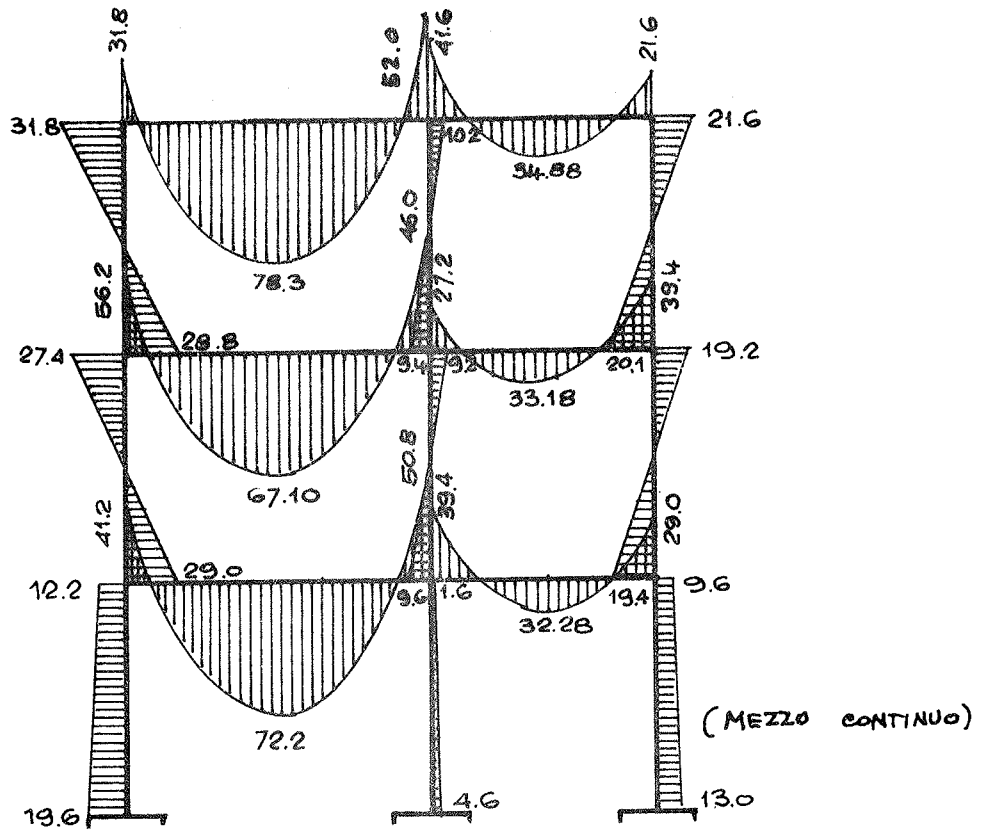


Fig. 4 - Andamento dei momenti flettenti nel telaio centrale nel caso di ipotesi di incastro perfetto al piede.



SCALE :
 LUNGHEZZE 1cm = 1m
 MOMENTI 1cm = 40 kNm

Fig. 5 - Andamento dei momenti flettenti nel telaio centrale nel caso di fondazione a plinti isolati. ($E_t = 50 \text{ N/mm}^2$; $\nu_t = 0.25$; $K = 4.500 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$).

APPENDICE

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI RELATIVE ALL'ESEMPIO NUMERICO

N.B. I_2 è relativo alla flessione nel piano dei solai
 I_3 è relativo alla flessione nel piano verticale

- Pilastri: 30 x 30 ($A = 0.9 \times 10^{-1}$; $I = 0.68 \times 10^{-3} \text{ m}^4$)

- Travi longitudinali ($l=6.00 \text{ m}$):
 $A = 0.195 \text{ m}^2$
 $I_2 = 0.146 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $I_3 = 0.687 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

- Telaio centrale-travi:
 $A = 0.162 \times 2$
 $I_2 = 0.2734 \times 10^{-2} \times 2$
 $I_3 = 0.4342 \times 10^{-2} \times 2$

- Telaio frontale-travi:
 $A = 0.236 \text{ m}^2$
 $I_2 = 0.6519 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $I_3 = 0.7412 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

I TIRANTI DI ANCORAGGIO

TECNOLOGIA E APPLICAZIONI

dott. ing. Ernesto SEGRE
TECNICAVI s.p.a. - MILANO

SOMMARIO

L'autore, dopo aver esaminato sommariamente la tipologia e le diverse caratteristiche dei tiranti oggi più comunemente utilizzati, si sofferma sulla necessità di una corretta protezione anticorrosiva della fondazione nei tiranti permanenti, e conseguentemente richiama le principali caratteristiche specifiche che tali tiranti dovrebbero avere onde evitare di incorrere nei più comuni errori che ne pregiudicano la durabilità. Suggerisce poi alcune semplici formule empiriche per il predimensionamento della lunghezza di fondazione e delle piastre di ancoraggio.

SUMMARY

The author, after having examined the different types and characteristics of the ground anchors that are, at present, more commonly used, takes in particular consideration the need of a correct anticorrosive protection of the permanent anchors and consequently recalls the principal specific characteristics that such anchors should have so as avoid the occurrence of the most common errors that may harm the durability. He than suggest some simple empirical formulas to precalculate approximate lenght of foundation and of anchor plates.

=====

1. INTRODUZIONE

I tiranti di ancoraggio sono particolari elementi strutturali in ferroceemento destinati a collegare strutture principali al terreno profondo.

Il loro impiego nell'ingegneria civile é oggi ben noto e assai diffuso e trova le principali applicazioni nella costruzione di muri di sostegno, dighe, bacini di carenaggio, banchine portuali, fondazioni di antenne alte, stabilizzazione di pendii, rivestimento di gallerie ecc..

Sorge peraltro la domanda: sono i tiranti di ancoraggio strutture cementizie interagenti con il terreno?

Mentre alla seconda parte della domanda la risposta é ovviamente positiva, l'autore ritiene che debba risponderci affermativamente anche alla prima parte. Infatti il tirante é costituito essenzialmente da acciaio e (generalmente) da malte cementizie, queste ultime destinate a rendere solidale l'acciaio al terreno. Si tratta perciò effettivamente di una struttura in cemento armato (o in acciaio cemento), in cui la parte cementizia interagente con il terreno ne rappresenta un elemento essenziale. Vi é poi da aggiungere che i tiranti sono in genere destinati a collegare strutture cementizie al terreno, ed a maggior ragione rientrano perciò nel tema in discussione.

2. FORMAZIONE E TIPOLOGIA DEI TIRANTI

Il principio di funzionamento dei tiranti é concettualmente assai semplice: il tirante collega la parte profonda del terreno stabile in posto (al di là cioè del possibile cuneo di slittamento o di terreno disturbato), con il manufatto destinato al contenimento della porzione probabilmente non stabile del terreno. Si realizza così il duplice scopo di ancorare opportunamente il manufatto e (solo con i tiranti pretesi) di imprimere una coazione nel terreno, coazione che ne aumenta sensibilmente gli angoli di attrito e ne migliora la costipazione, con evidenti benefici dal punto di vista statico e delle spinte.

I tiranti possono essere del tipo "inerte" o "preteso". I tiranti "inerti" vengono messi in trazione dagli effettivi movimenti delle strutture ancorate: ciò significa che per fare entrare in funzione il tirante "inerte" é necessario avvengano importanti dislocazioni di materiale e, nei manufatti di sostegno, sia già innescato il processo di distacco del cuneo di spinta.

Sono perciò di norma preferiti i tiranti pretesi che invece, con la loro presollecitazione, impediscono il distacco del cuneo di spinta e migliorano le caratteristiche del terreno per effetto dell'aumentato attrito e dell'eventuale compressione monoassiale.

La formazione e la tipologia dei tiranti sono quanto mai differenziati a seconda delle particolari esigenze costruttive.

Una prima grande distinzione deve essere fatta tra i tiranti provvisori (destinati a durare non oltre 3 anni), ed i tiranti definitivi (destinati cioè a funzionare correttamente per tutta la durata di esercizio dei manufatti).

Mentre per i tiranti provvisori, in vista della loro limitata durata, non sono di norma necessarie particolari protezioni, per i tiranti permanenti, il ben noto fenomeno della corrosione degli acciai sotto tensione impone particolari cautele di esecu-

zione, onde evitare premature rotture nell'armatura causate da tale corrosione dell'acciaio.

Il tratto del tirante più soggetto a corrosione è certamente quello immediatamente adiacente al tampone di separazione tra fondazione e parte libera: infatti nella fondazione, vicino al tampone, le trazioni nell'acciaio sono quasi sempre rilevanti, e pertanto, per congruenza della deformazione, è sottoposta ad elevati sforzi di trazione anche la malta di iniezione che non è naturalmente in grado di sopportarli senza ampiamente fessurarsi; in corrispondenza di tali fessurazioni possono infiltrarsi acque profonde corrosive, fattori aggressivi quali ossigeno, ozono e simili che agiscono proprio dove l'acciaio è maggiormente in tensione.

E' opportuno tener presente che l'ampiezza delle fessure nei normali tiranti a trefoli o a barre, può raggiungere 1,5 - 2 mm. ed anche più, come può essere verificato tramite semplici calcoli teorici o indagini sperimentali.

Pertanto nei tiranti permanenti è indispensabile che la fondazione del tirante sia adeguatamente rivestita, in quanto non è ammissibile affidare la protezione anticorrosiva alla sola malta di iniezione certamente ampiamente fessurata.

A tale scopo viene di solito utilizzato un rivestimento con guaine in plastica (generalmente PVC o politene), particolarmente conformate, in modo da poter trasmettere gli sforzi di ancoraggio dalla malta interna alla malta esterna, e quindi al terreno. Tali guaine presentano profonde grecature per realizzare un effettivo immorsamento tra malta interna e malta esterna alla guaina.

Deve essere adeguatamente protetta anche la parte libera del tirante in cui peraltro la malta viene iniettata dopo la messa in tensione dell'armatura, e in cui non si verificano perciò le importanti fessurazioni riscontrabili nella fondazione. Nei tiranti permanenti, il tratto libero deve pertanto pure essere protetto con guaina in plastica liscia o, meglio, corrugata (dello stesso tipo usata per la fondazione).

E' opportuno un richiamo particolare alla necessità di protezione anche del tratto di armatura in prossimità dell'ancoraggio: per effetto del ritiro della malta infatti, tale tratto spesso manca di qualsiasi protezione, in quanto la guaina di plastica viene abitualmente interrotta un po' prima dell'ancoraggio onde permettere lo sfioccamento dei fili o dei trefoli. In tali posizioni, in tiranti già in opera da qualche tempo, sono state spesso riscontrate corrosioni, ed in alcuni casi rotture e dissesti.

Una buona prevenzione a tali inconvenienti é rappresentata dalla viplatura e ingrassaggio dell'ultimo tratto di trefolo, dalla piastra di ancoraggio fino all'interno della guaina.

Agli effetti di una buona resistenza alla corrosione, é preferibile utilizzare acciai di grande diametro, sui quali l'attacco degli agenti aggressivi é evidentemente meno importante che non sugli acciai di piccolo diametro. Per questi motivi, spesso, per i tiranti di ancoraggio sono preferite le barre di acciaio da precompresso, disponibili in commercio con diametro fino a 50 mm, che pure essendo costituite da acciaio di qualità inferiore a quello dei normali fili o trefoli da cemento armato precompresso, presentano caratteristiche assai migliori sotto il profilo della resistenza alla corrosione.

Completano la tecnologia dei tiranti il blocco di ancoraggio, con la piastra di ripartizione, il tampone di separazione tra parte libera e fondazione, e i tubi di iniezione (ed eventualmente di sfiato) a seconda della tecnologia con il quale i tiranti sono realizzati.

Senza volerci addentrare nei dettagli delle molte varietà possibili dei tiranti (con sacco otturatore, con tubo manchette, ecc.), merita soffermarsi su di un tipo particolare di tirante definito, impropriamente, "a doppia protezione".

La dizione é infatti impropria, in quanto la protezione del bulbo é sempre assicurata soltanto dalla guaina grecata e dalla malta di iniezione (che inevitabilmente si fessura dopo la messa in trazione dell'acciaio). Infatti tali tiranti sono identici ai normali tiranti permanenti, ma aggiungono alla parte libera un ulteriore rivestimento del trefolo singolo o dell'intero tirante. Nel primo caso il tratto libero del trefolo é singolarmente protetto con guaina in vipla e grasso; nel secondo una guaina in vipla o politene liscia viene sovrapposta alla guaina grecata, sempre soltanto per la parte libera.

Talora lo spazio interno alla guaina grecata é riempito già nell'officina di produzione o subito prima dell'infilaggio nelle perforazioni, con malta di cemento convenientemente additivata e, all'atto della posa in opera si effettua soltanto l'iniezione della parte esterna alla guaina grecata (ed eventualmente al tubo liscio di rivestimento nel tratto scorrevole).

Tale procedura é peraltro sconsigliabile, soprattutto per motivi di trasporto, a causa del facile danneggiamento della malta durante le varie manipolazioni e l'infilaggio nelle perforazioni. E' invece preferibile e più economico effettuare le iniezioni in opera con le consuete tecnologie.

Sia che anche l'iniezione del tratto libero sia effettuata prima

(o preferibilmente dopo) la tesatura iniziale, la tensione dei tiranti rimane comunque sempre possibile, in quanto il tratto libero risulta scorrevole all'interno delle guaine di rivestimento dei singoli trefoli, oppure all'interno della seconda guaina di protezione. Ciò permette ritature e controlli della tensione, anche a distanza di tempo, senza pregiudicare la conservazione dell'acciaio, ma di contro elimina permanentemente l'aderenza della parte libera al terreno.

Sempre per migliorare la protezione agli effetti della corrosione, sotto tensione, alcuni produttori propongono anche la verniciatura dell'acciaio dei tiranti con resine epossidiche. Ciò è vantaggioso per i tiranti a barre o a fili lisci (sia pur tenendo presente la diminuzione di aderenza acciaio-malta di iniezione), mentre è inutile ed addirittura sconsigliabile per i tiranti a trefoli, in quanto, a causa della conformazione del trefolo, la verniciatura non può raggiungere le superfici interne dei singoli fili, annullando sostanzialmente i benefici della verniciatura, che risulta perciò costosa ed inutile, se non addirittura dannosa a causa della diminuzione dell'aderenza acciaio-malta di iniezione.

3. IMPIEGO DEI TIRANTI

Stabilito che sostanzialmente il problema più importante nella tecnologia dei tiranti è quello di garantirne la durabilità nel tempo, stupisce la grande confusione che esiste presso progettisti, costruttori ed utilizzatori circa la corretta applicazione di questa tecnologia.

Anche a voler trascurare i purtroppo numerosi operatori del settore che ritengono, in buona o cattiva fede, di realizzare un tirante infilando in qualche modo alcuni trefoli in un buco nel terreno, con modalità di protezione ed iniezione quanto mai sommarie e superficiali, bisogna riscontrare una notevole incertezza di idee anche tra i costruttori ed i progettisti più qualificati.

E' opportuno innanzitutto sottolineare, ancora una volta, che un tirante non può essere del tipo permanente se la sua fondazione non è interamente protetta da opportuna guaina in plastica. Qualsiasi protezione della parte libera che non sia accompagnata da una altrettanto efficace protezione della fondazione, è perciò del tutto inefficace agli effetti della conservazione del tirante, in quanto, risulta evidente da quanto precedentemente esposto, che la fondazione è la parte più soggetta alla corrosione.

Invece si è costretti con rammarico a constatare come, ancor oggi, dopo anni di applicazioni, nella pratica costruttiva, ed anche

nelle prescrizioni di certi capitolati, si eseguano e si suggeriscano protezioni multiple sulla parte libera (viplatura dei trefoli singoli e guaina in plastica, verniciatura dei trefoli singoli e guaina in plastica ecc.), rinunciando invece a qualsiasi protezione della fondazione. Ciò é manifestamente errato, in quanto le eventuali rotture per corrosione degli acciai avverranno sempre in corrispondenza della zona maggiormente esposta agli agenti aggressivi, che nel caso particolare é proprio la fondazione, se non adeguatamente protetta.

Pertanto le protezioni della parte libera e della fondazione devono essere pressoché equivalenti, senza perciò indulgere in inutili preziosismi nella parte libera, trascurando poi invece la ben più esposta zona di fondazione.

Anche le raccomandazioni A.I.C.A.P., pur fornendo precise prescrizioni circa i requisiti dei vari elementi protettivi, non hanno purtroppo posto sufficientemente l'accento sulla necessità di protezione della fondazione nei tiranti permanenti.

Un buon tirante permanente dovrebbe essere essenzialmente costituito da:

- acciaio interamente protetto, fino all'estremità della fondazione, da guaina di plastica fortemente corrugata (nella parte libera anche liscia);
- tampone di separazione tra parte libera e fondazione realizzato con resine resistenti ed elastiche (e non, come a volte purtroppo si constata, con carta, stracci, gesso, mastice da vetrai ed altri prodotti assolutamente inadatti);
- tubi di iniezione di adeguata sezione (vedi raccomandazioni A.I.C.A.P. 3.4.4), posizionati in modo da realizzare "sempre" iniezioni in "controcorrente", per garantire la completa espulsione dell'aria;
- viplatura e ingrassatura degli acciai in prossimità degli ancoraggi;
- eventuale verniciatura degli acciai solo se in fili o barre, con adatte resine epossidiche.
- impiego, sia per l'iniezione primaria che secondaria, di malte speciali a ritiro controllato o leggermente espansive, purché sicuramente non aggressive per l'acciaio. Tali malte, anche se oggi di costo abbastanza elevato (ma di incidenza sufficientemente modesta sull'importo complessivo delle opere), garantiscono riempimenti completi dei condotti, assenza di sacche d'aria e d'acqua, riduzione o eliminazione del ritiro e della essudazione, e pertanto migliorano l'aderenza e la protezione dell'acciaio.

Queste precauzioni dovrebbero garantire, (a parità di altre condizioni, come qualità della malta e dell'ambiente circo-

stante), una effettiva durabilità nel tempo degli acciai con cui il tirante é realizzato, e pertanto la durabilità del tirante nel suo complesso.

Anche le stazioni appaltanti dovrebbero tenere ben presenti le diverse caratteristiche di durabilità dei vari tipi di tiranti e di tecnologie proposte, ed obbligare i costruttori all'impiego di materiali e tecnologie corrette, incentivandone l'uso con adeguate remunerazioni (ad esempio per l'impiego di malte speciali di iniezione).

Sarà perciò necessario compiere un'opera di intensa persuasione presso i costruttori di tiranti e presso gli utilizzatori, affinché ogni attenzione sia posta nella ricerca della durabilità, e contemporaneamente, a favore dell'economia, si evitino inutili duplicazioni di protezioni nelle zone in cui non sono strettamente necessarie.

4. PROPORZIONAMENTO DELLA LUNGHEZZA DI FONDAZIONE

Mentre di norma non si pongono ai progettisti particolari problemi per la scelta dei tipi di tiranti di ancoraggio, in quanto sono note le forze che essi debbono sopportare, e le caratteristiche del terreno in cui sono ancorati determinano inequivocabilmente la misura della parte libera, spesso nasce qualche perplessità nella determinazione della lunghezza della fondazione.

Può essere perciò utile individuare dei criteri empirici con cui prestabilire, almeno in prima approssimazione, la lunghezza della fondazione, salvo le verifiche sperimentali che potranno essere condotte tramite ancoraggi preliminari di prova, in conformità a quanto previsto dalle raccomandazioni A.I.C.A.P. già citate.

4.1 La minima lunghezza della fondazione può essere individuata sulla base dei risultati delle seguenti 3 verifiche:

- aderenza acciaio malta
- resistenza al tranciamento della malta in corrispondenza delle corrugazioni della guaina
- aderenza malta-terreno.

In prima approssimazione sarà perciò assunta come lunghezza minima della fondazione la più grande delle 3 lunghezze calcolate sulla base delle verifiche precedentemente elencate.

Si tiene a sottolineare che le formule che seguono forniscono solo valori di primo approccio al problema essendo dedotte da considerazioni empiriche. Peraltro esse sono state applicate in

centinaia di casi diversi, e finora hanno sempre fornito buona prova.

4.1.1. ADERENZA ACCIAIO - MALTA DI INIEZIONE.

La minima lunghezza necessaria per ancorare l'acciaio di un tirante alla malta di iniezione che lo ricopre può essere determinata con la seguente formula sperimentale:

$$L = \frac{N}{d \pi \tau \gamma \delta} \times 10^{-2}$$

dove L = lunghezza della fondazione in cm.

N = sforzo massimo di trazione del tirante in N.

d = somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione in cm.

$$\tau = 0,4 + \frac{R'_{bk} - 15}{75} \text{ MPa}$$

R'_{bk} = resistenza caratteristica garantita della malta di iniezione in MPa

γ = coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dalla eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi (vedi valori nella tabella 1)

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione (vedi tabella 2 e 2 bis)

Tabella 1: valori di γ

- Filo liscio, barre lisce, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
- trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
- fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, verniciati o unti	0,75-0,85
- fili lisci con ringrossi o compression grips alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
- trefoli normali con compression grips alla estremità profonda	2,5

Tabella 2: valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da opportuni distanziatori che costringano ad allargamenti e strozzature alternate del fascio.

n = numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione.

n.	δ
1	1
2	0.89
3	0.81
4	0.72
5	0.63
6	0.55
7	0.48
8	0.42
9	0.36
10	0.32
11	0.28
12	0.24

Tabella 2 bis: valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione.

n = numero di fili, barre o trefoli paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione.

n.	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di 4 elementi di tensione contenuti in una sola perforazione o guaina, introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

4.1.2 RESISTENZA ALLO SFILAMENTO DELLA MALTA IN CORRISPONDENZA DELLA GUAINA CORRUGATA.

La lunghezza minima necessaria per garantire un adeguato coefficiente di sicurezza allo sfilamento può essere dedotta dalla formula seguente, tenendo peraltro presente che tale formula non è applicabile se il passo della grecatura è inferiore a 5 mm:

$$L = \frac{N}{d_i \pi \tau} \times 10^{-2}$$

dove: L = lunghezza minima della fondazione in cm;
 N = sforzo totale massimo del tirante in N;
 d_i = diametro interno della guaina grecata in cm;

$$\tau = 0,4 + \frac{R'_{bk} - 15}{75} \text{ MPa}$$

con τ in MPa e con R'_{bk} = resistenza caratteristica a compressione della malta di iniezione in MPa.

4.1.3 ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

E' questa probabilmente la grandezza che presenta maggiore aleatorietà e pertanto maggiori incertezze nella sua determinazione.

Infatti l'aderenza della malta al foro dipende da numerosi fattori: e prima di tutto dal tipo di terreno entro cui il foro è stato praticato, e subordinatamente anche dal tipo di malta impiegata, dal suo ritiro, dalla sua resistenza meccanica, dalla eventuale presenza di acque dilavanti ecc.

Una valutazione sommaria della minima lunghezza della fondazione può essere ricavata dalla formula seguente:

$$L = \frac{N \times 3,5}{D \times \pi \times \tau_t} \times 10^{-2}$$

dove: L = lunghezza minima della fondazione in cm.

N = sforzo totale massimo del tirante in N.

D = diametro della perforazione in cm.

τ_t = tensione unitaria di aderenza malta-terreno in MPa, con un massimo di:

$$0,8 + \frac{R'_{bk} - 10}{25}$$

con R'bk resistenza caratteristica a rottura cubica della malta di iniezione in MPa.

Il valore di τ_t è assai variabile a seconda del tipo di terreno. La tabella seguente ne riporta i valori per alcuni tipi di rocce:

Basalto	6 MPa
Calcare	2,8-4,8 MPa
Arenaria	1,6 MPa
Dolomite	1,8 MPa
Scisti	0,6 MPa
Scisti alterati	0,4 MPa
Gesso	0,7 MPa
Ardesia	1,8 MPa

In ogni caso il valore di τ_t da inserire nella formula non deve mai superare il valore da determinarsi con la espressione in funzione di R'_{bk} sopracitata, a causa della limitata resistenza della malta, materiale meno resistente delle rocce dure

In terreni coesivi e non coesivi può anche essere applicata la formula di Coulomb

$$\tau_t = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$$

dove: σ = carico di rottura a compressione
 φ = angolo di attrito interno
 c = coesione.

A titolo esemplificativo, la tabella seguente riporta i valori di τ_t per alcuni tipi di terreni:

Limi argillosi	$\tau_t = 0.06 - 0.09$ MPa
Argilla pura bagnata	$\tau_t = 0.05 - 0.08$ MPa
Argilla sabbiosa compatta	$\tau_t = 0,2 - 0,4$ MPa
Sabbia medio fine compatta	$\tau_t = 0,2 - 0,6$ MPa
Argilla medio plastica dura	$\tau_t = 0,2 - 0,5$ MPa
Argilla medio plastica media	$\tau_t = 0,16 - 0,3$ MPa
Sabbia e ghiaia grossa compatta	$\tau_t = 0,3 - 0,6$ MPa

5. PROPORZIONAMENTO PRELIMINARE DELLE PIASTRE DI ANCORAGGIO DEI TIRANTI.

Spesso i costruttori e gli applicatori di tiranti devono scegliere le dimensioni delle piastre di ancoraggio. Non sempre tale predimensionamento è immediato, sia a causa dei vuoti restrostanti necessari per il posizionamento degli elementi di tensione e le dimensioni degli attrezzi di perforazione disponibili, sia per la diversa qualità dei terreni attraversati e dei materiali di contrasto (calcestruzzo, rocce diverse ecc.)

In presenza di una casistica tanto ampia sia per sforzi in gioco che per eterogeneità dei materiali e di geometrie, il predimensionamento delle piastre di ripartizione può creare perciò qualche perplessità.

E' evidente che maggiore è il diametro del foro, maggiori dovranno essere le dimensioni e lo spessore della piastra, a parità di altre circostanze.

Può perciò essere utile fornire ai costruttori e ai progettisti qualche indicazione empirica su cui basare la scelta delle dimensioni e dello spessore delle piastre di ancoraggio dei tiranti.

Le semplici formule che seguono forniscono un proporzionamento di massima, e sono valide per piastre costituite da qualsiasi acciaio commerciale a partire dalla categoria Fe 37.

Tali formule, proprio per la loro approssimazione, possono essere applicate in forma sufficientemente generale, qualunque sia la distribuzione dei carichi effettivi sulla piastra.

Il lato di una piastra quadrata o il diametro di una piastra circolare possono essere dedotti dalla formula seguente:

$$L = \sqrt{\frac{N}{\sigma_c \text{ amm.}} + 0.785 D^2}$$

dove: L = lato della piastra quadrata o diametro della piastra circolare in mm.

N = sforzo massimo ammissibile nel tirante in N.

σ_c = sollecitazione massima ammissibile a compressione del materiale su cui la piastra appoggia, in MPa

D = diametro del foro retrostante la piastra, in mm.

Una volta determinato il lato della piastra quadrata o il diametro della piastra circolare, é possibile valutare lo spessore minimo della piastra stessa con la formula seguente:

$$s = 0.06 \sqrt{N \times (L + D)}$$

dove: L = lato della piastra quadrata o diametro della piastra circolare, in mm.

N = sforzo massimo ammissibile nel tirante in MN

D = diametro del foro retrostante, in mm.

s = spessore della piastra in mm.

6. CONCLUSIONI

L'esposizione che precede si propone di puntualizzare e chiarire quale é, ad avviso dello scrivente, il modo corretto, da un punto di vista tecnologico, di eseguire tiranti permanenti, con l'intento di evitare agli utilizzatori e ai costruttori errori che, oltre a compromettere il buon risultato della singola opera, potrebbero sollevare ombre sull'intera tecnologia della tirantura, che rappresenta invece, se correttamente applicata, la soluzione semplice ed economica di molti problemi geotecnici, anche complessi.

Si tiene inoltre a sottolineare ancora una volta che quanto precede, incluse le semplici formule empiriche di predimensionamento proposte, discende non da complesse considerazioni teoriche, ma da esperienze spicciole derivate dall'osservazione di numerose applicazioni, alcune delle quali anche con risultati negativi. Si tratta perciò di una casistica vasta che consente di pervenire a conclusioni che possono essere anche criticabili, ma che comunque intendono rappresentare un contributo alla applicazione ed evoluzione di una tecnologia non certo nuova, ma ancora suscettibile di notevoli sviluppi e miglioramenti.

=====

ANALISI STATICA E CINEMATICA AMMISSIBILE
DI PARATIE A SBALZO IN TERRENI COERENTI

Pierfranco VENTURA

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e
Geotecnica
Università di Roma

SOMMARIO

Le tradizionali analisi elastica e di stabilità, tramite opportune semplificazioni costitutive, vengono ambedue correlate all'analisi dello stato limite critico del terreno, sia in condizioni non drenate che drenate. Gli spostamenti e le rotazioni paratie-terreno, in particolare ammissibili, risultano allora funzione delle corrispondenti pressioni critiche di contatto, nel rispetto dell'analisi statica e cinematica. I valori limite inferiori dei moduli elastici del terreno, a breve ed a lungo termine, vengono pertanto selezionati dai fattori di portanza critica del terreno e dai valori ammissibili della rotazione rigida della paratia, prefigurata in sede di progetto o misurata in sede di collaudo. L'analisi, specie a posteriori, permette di controllare la qualità dei parametri geotecnici d'ingresso.

SUMMARY

The traditional elastic and stability analysis by of opportune constitutive simplifications, are both correlated, of the analysis of the undrained or drained critical soil conditions. The displacements and the rotations of diaphragm-soil, in particular admissible, therefore become function of the correspondent critical-subgrade reaction in the observance of the static and kinematic analysis. Upper bound values of the elastic soil modulus at short and long term, are selectioned by critical bearing factors and by admissible values of the bulkhead rigid rotation, either in prefigured design, or in back analysis. Quality input of the geotechnical parameters, specially in the surmentioned back analysis, is checked.

1. INTRODUZIONE

L'analisi dell'interazione terreno-struttura si basa usualmente sul modello poroso elastico di Boussinesq dei mezzi al contatto, con particolare riguardo alle condizioni a "breve termine", ed a "lungo termine" sia del conglomerato che del terreno.

Tale modellazione è generalmente più aderente alla realtà se si assume che il modulo elastico del terreno vari linearmente con la profondità (III) come di seguito assunto. Questione nevralgica è naturalmente la determinazione del profilo del sottosuolo in particolare in termini di parametri elastici.

La valutazione del modulo elastico sia con prove di Laboratorio che con prove in sito tradizionali, non diversifica nettamente i terreni essendo i decorsi delle tensioni efficaci standard mascherati dal disturbo iniziale.

Il monitoraggio in vera grandezza (V, VII) è d'altra parte non realizzabile in sede solo preventiva, e ciò è possibile solo parzialmente tramite ad esempio prove su tiranti in sede d'indagine (IX).

Risulta di ausilio allora l'analisi parametrica del comportamento di strutture interagenti con terreni modello. Si possono in tal modo calibrare i problemi d'interazione (VI) ed interpretare correttamente le sperimentazioni (VIII).

La tradizionale analisi di stabilità può essere poi correlata a quella critica (II) impiegando opportuni valori del fattore di stabilità N_s (ad es. di Taylor). Parallelamente l'analisi elastica può essere correlata a quella critica impiegando opportuni valori dell'indice di rottura V_G di Vésic (rapporto fra il modulo elastico di taglio e la resistenza a taglio).

Tali correlazioni sono ambedue approssimate alla soluzione vera solo a causa delle semplificazioni costitutive, essendo infatti rispettate l'analisi statica e cinematica del complesso struttura-terreno (X).

Le pressioni di contatto critiche diventano allora funzione, in prima approssimazione, degli spostamenti e rotazioni ammissibili dei mezzi interagenti.

Questi ultimi sono agevolmente prefigurabili in sede di progetto, specie nell'ipotesi di strutture di elevata rigidità relativa.

Del resto la valutazione della curvatura in base alla rigidità della struttura, specie nel tempo, in generale non è effettuabile.

Usualmente gli spostamenti differenziali che provocano le massime distorsioni, si deducono indirettamente (ad es. correlazioni sperimentali di Bjerrum) dalla valutazione degli spostamenti e rotazioni del terreno, ipotizzando la struttura o infinitamente rigida od infinitamente flessibile.

La valutazione della rigidità, specie in casi stratigrafici semplici, è peraltro effettuabile tramite la modellazione elastica del terreno e quindi facendo ricorso anche all'analisi di seguito descritta. L'analisi si può inoltre applicare "a posteriori" per interpretare il

comportamento di paratie strumentate (I, IV).

I valori dei moduli elastici a breve ed a lungo termine, in particolare "limite inferiore", vengono dedotti dai prefissati valori di portanza critica del terreno (II) e dai valori ammissibili, scelti o misurati, sia delle pressioni sia degli spostamenti e rotazioni della struttura.

L'analisi viene svolta per il caso della paratia rigida a sbalzo, in quanto si presta ad una più agevole esemplificazione, ma può applicarsi anche ad altre analisi preventive d'interazione.

Si tratta il caso più generale dei terreni coerenti per esaminare anche il caso delle condizioni non drenate.

2. ANALISI STATICA E CINEMATICA AMMISSIBILE

2.1 Analisi di stabilità e critica in condizioni drenate

La distribuzione delle pressioni di contatto paratia-terreno presenta un andamento in condizioni drenate del tipo di quello riportato in figura 1a. Il sistema si autoequilibra intorno al punto C bilan-

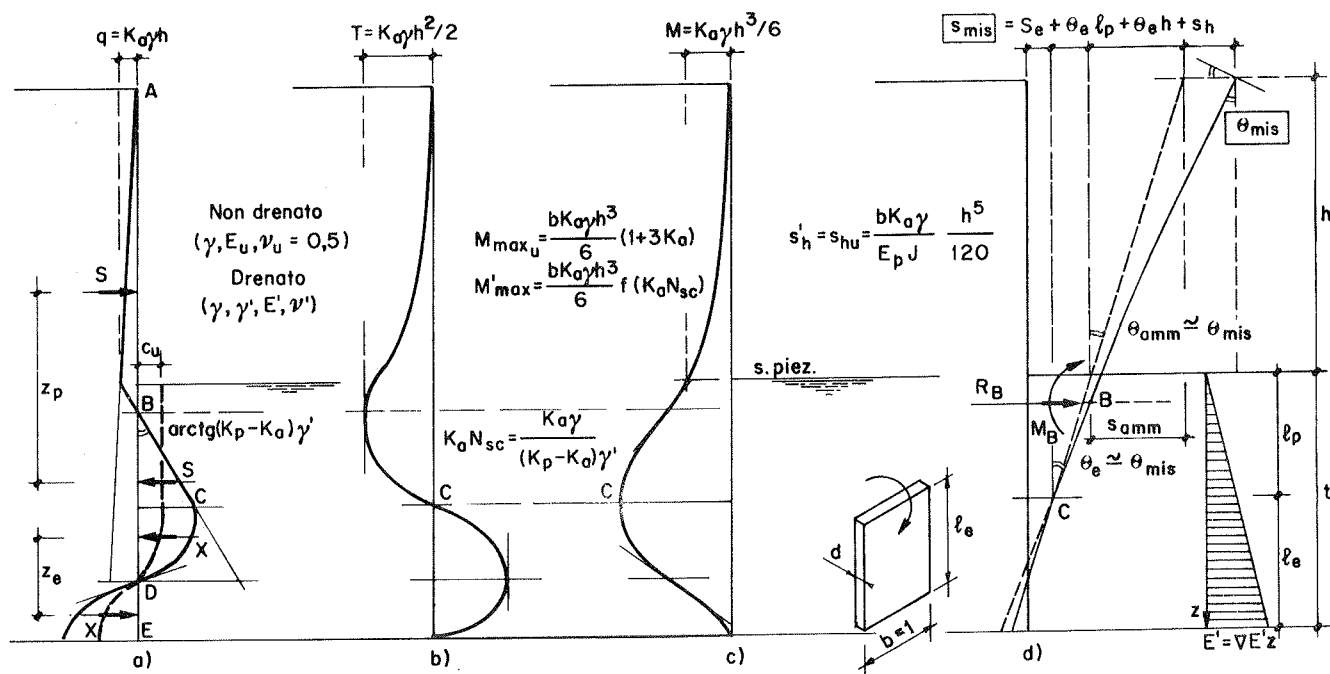


Fig. 1 - Interazione paratia-terreno in condizioni non drenate e drenate, distribuzione: a) Pressioni di contatto b) Taglio c) Momenti d) Spostamenti e rotazioni

ciandosi, come è noto, la coppia indotta dal terreno spingente pari a: $M_{max} = S z_p$, con la coppia della relazione elastica $M_{max} = X z_e$ offerta dal tratto l_e d'incastro elastico nel terreno.

L'andamento delle pressioni al di sopra del punto C è assimilabile in pratica a quella di Rankine, in quanto la paratia per compiere il minimo lavoro e raggiungere l'equilibrio, tende ad impegnare la massi-

ma reazione del terreno di valle. Tale impegno è necessario per lo meno per soddisfare l'equilibrio alla traslazione in direzione orizzontale, ovvero per annullare il taglio nella sezione C (figura 1b) e pertanto la distribuzione sino a tale sezione si può assumere lineare con la profondità.

Il tratto t d'incastro della paratia è allora suddivisibile in un tratto l_p , in cui è valida la predetta distribuzione passiva (prevalenza di plasticizzazioni nel terreno di fondo scavo), ed in un tratto l_e , tipicamente elastico.

Se si assume che la superficie piezometrica lambisca il fondo scavo, le lunghezze l_p e t risultano allora dalle tradizionali equazioni di equilibrio:

$$\frac{l_p}{h} = K_a N_s + \sqrt{K_a^2 N_s^2 + K_a^2 N_s^2} \quad (1)$$

$$\left(\frac{1}{\sqrt{\eta_{amm}}} \frac{t}{h} \right)^3 - 3K_a N_s \left(\frac{1}{\sqrt{\eta_{amm}}} \frac{t}{h} \right)^2 - 3K_a N_s \left(\frac{1}{\sqrt{\eta_{amm}}} \frac{t}{h} \right) - K_a N_s = 0 \quad (2)$$

essendo:

$N_s \approx \frac{1}{(K_p - K_a)} \frac{\gamma}{\gamma'}$ il fattore di stabilità o di portanza del terreno di fondo scavo funzione del coefficiente di resistenza passivo K_p e del rapporto (per $h \approx t$) fra i pesi specifici saturo (γ) e sommerso (γ').

η_{amm} il fattore di sicurezza in modo che l'incastro t soddisfi le condizioni statiche d'esercizio.

Il valore N_s può limitarsi ai valori critici prossimi all'ipotesi di elasticità del terreno di fondo scavo.

Per i piccoli spostamenti della paratia non viene in pratica mobilitata la resistenza fra terreno e paratia: allora il valore critico di $K_p = N_\phi = 1/K_a$ corrisponde a quello di Rankine (sola traslazione del diaframma) ed il fattore di portanza critica approssimato viene:

$$N_{sc} \leq \left(\frac{K_p}{K_p^2 - 1} \right) \frac{\gamma}{\gamma'} \approx 2 \frac{N_\phi}{N_\phi^2 - 1} \leq 1 \quad (3)$$

ed all'accentuarsi della disequazione, cresce la validità dell'ipotesi di elasticità.

I valori usuali poi del fattore di sicurezza sono:

$$\eta_{amm} = 1,5 \div 2,0 \quad (4)$$

I fattori N_{sc} ed η_{amm} governano allora, in prima approssimazione, la distribuzione delle pressioni di contatto critiche.

2.2 Analisi elastica e critica in condizioni drenate

Se si effettua l'ipotesi di paratia rigida rispetto al terreno l'analisi cine-

matica della paratia è descrivibile soltanto tramite la traslazione S_e e la rotazione rigida θ_e come mostrato in fig. 1 d.

La rotazione rigida si verifica intorno al centro di rotazione C, se de del bilancio dei momenti prima descritto.

In condizioni di esercizio gli stati limite attivo e passivo si raggiungono nel tratto $h + l_p$, essendo peraltro piccoli gli spostamenti in atto. Si può allora simulare che lungo il tratto l_p il terreno presenti un modulo elastico variabile linearmente con la profondità a partire dal valore nullo, secondo il classico modello di Gibson (III).

La variazione del modulo elastico drenato (fig. 1d) risulta allora:

$$E' = \nabla E' \cdot z \quad (5)$$

essendo $\nabla E'$ il gradiente del modulo con la profondità z . Tale variazione è proporzionale, in particolare nel tratto l_p , alla variazione delle pressioni di contatto critiche, che in base a quanto prima detto corrispondono, a valori di Rankine, pari a:

$$\Delta p = (K_p - K_a) \gamma' z \quad (6)$$

Se si introduce allora l'indice di rottura V_G di Vésic, pari al rapporto fra il modulo di taglio $G = E'/2(1 + \nu')$ e la resistenza del terreno, dalle relazioni (5) e (6) risulta:

$$V_{GC} \geq \frac{\nabla G}{(K_p - K_a) \gamma'}; V_{EC} \approx 2(1 + \nu') V_{GC} \geq \frac{\nabla E'}{(K_p - K_a) \gamma'} \quad (7)$$

grandezza che permette di correlare l'analisi elastica con quella critica, in particolare l'uguaglianza corrisponde in prima approssimazione al valore di K_p dedotto dall'eq. (3).

L'ipotesi di paratia rigida rispetto al terreno, si traduce allora nell'assumere la rigidezza relativa pari a:

$$K_R = \frac{E_\infty J}{\nabla E' t^5} \geq \frac{1}{2} \quad (8)$$

(corrispondente ad 1/8 della lunghezza flessionale valutata con la teoria di Winkler) essendo:

$\nabla E' t^5 = V_{EC} (K_p - K_a) \gamma' t^5$ la rigidezza del terreno reagente in condizioni drenate lungo il tratto d'incastro t

$E_\infty J = \frac{1}{2} V_{EC} (K_p - K_a) \gamma' t^5$ la rigidezza di progetto della paratia in condizioni a lungo termine

Le predette ipotesi permettono di valutare lo spostamento e la rotazione elastici (VI) che risultano prossimi ai valori critici:

$$S_e = \frac{3(5R_B + 4M_B/t)}{V_{EC} (K_p - K_a) \gamma' t^2} \approx S_C \quad (9)$$

$$\theta_e = \frac{6(2R_B t + 3M_B)}{V_{EC} (K_p - K_a) \gamma' t^4} \approx \theta_C \quad (10)$$

essendo R_B ed M_B la risultante ed il momento risultante della spinta

agente sull'intera paratia rigida, in corrispondenza di $E'(z=0)=0$ (figura 1d).

Risolviendo la (10) si ricava la lunghezza d'incastro critica t_c da:

$$\frac{V_{EC} \theta_{amm} h}{b} \left(\frac{t}{h}\right)^4 - 3K_a N_{sc} \frac{\gamma'}{\gamma} \left(\frac{t}{h}\right)^3 - 3K_a N_{sc} \left(\frac{t}{h}\right)^2 - 3K_a N_{sc} \frac{t}{h} - 3K_a N_{sc} = 0 \quad (11)$$

avendo assunto $\theta_c \approx \theta_{amm} \leq \theta_{mis}$.

I valori usuali di θ_{amm} , come risulta sperimentalmente dal rilievo dei movimenti per instaurare lo stato attivo (K_a) nel terreno, sono

$$\theta_{amm} = \frac{1}{200} \div \frac{1}{500} \quad (12)$$

Analoga soluzione si può dedurre da s_c , peraltro più difficile da quantizzare in termini ammissibili ($s_{mis} \gg s_c \approx s_e$ di figura 1d).

Il valore di t ricavato dall'analisi cinematica (eq.11) è approssimato al valore reale, tramite la scelta dei valori di V_{EC} e di θ_{amm} che meglio calibrano la distribuzione degli spostamenti e delle rotazioni critiche.

Il criterio è analogo alla valutazione di t tramite l'analisi statica (eq. 2), prima descritta, in cui N_{sc} ed η_{amm} calibrano la distribuzione delle pressioni di contatto critiche.

2.3 Analisi di stabilità e critica in condizioni non drenate

La distribuzione delle pressioni di contatto è quella tratteggiata di figura 1a in cui le condizioni non drenate sono state limitate alla zona passiva, presentando di solito il terreno spingente sul tratto h un drenaggio più rapido.

Tale assunzione permette inoltre un più chiaro confronto con la predetta analisi drenata, essendo effettuato a parità di spinta.

Ripercorrendo la tradizionale analisi dell'equilibrio, si trova:

$$\frac{1}{h} p = \frac{1}{2} K_a N_s \quad (1')$$

$$\frac{t}{h} = \frac{1}{2} K_a N_s \cdot \sqrt{\eta_{amm} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3} \frac{1}{K_a N_s}}\right)} \quad (2')$$

essendo:

η_{amm} il predetto fattore di sicurezza calibrante t ,

$N_s = \gamma h / c_u$ il fattore di stabilità o portanza del terreno di fondo scavo, avente coesione non drenata c_u assunta costante lungo la profondità d'incastro.

Per ricondursi allo stato limite critico si può assumere secondo Peck un fattore di stabilità critico, in prima approssimazione pari a:

$$N_{sc} = \frac{\gamma \cdot h}{c_u} \leq 4 \quad (3')$$

ed all'accentuarsi della disequazione, cresce la validità dell'ipotesi di elasticità:

Valori usuali per il fattore di sicurezza sono:

$$\eta_{amm} = 1,5 \div 2,5 \quad (4')$$

presentando la coesione c_u in generale valori più dispersi di quelli K_p drenati.

In ogni caso c_u è limitato dall'ipotesi $N_{SC} < 4$ di elasticità del fondo scavo.

2.4 Analisi elastica e critica in condizioni non drenate

La precedente analisi, svolta per le condizioni drenate, si semplifica per le condizioni non drenate potendosi assumere il modulo elastico:

$$E_u = \text{cost nel tratto } l_e \quad (5')$$

secondo il classico modello di Boussinesq.

La differenza di pressione di contatto è:

$$\Delta p = c_u \quad (6')$$

L'indice di rottura dalla (5') e (6') viene:

$$V_{GC} \geq \frac{G_u}{C_u}; \quad V_{EC} = 2(1+\nu_u) \quad V_{GC} = 3V_{GC} \geq \frac{E_u}{c_u} \quad (7')$$

ove il valore uguale corrisponde, in prima approssimazione al valore critico di c_u dedotto dall'eq. (3).

Lo spostamento s_e e la rotazione θ_e elastici sono valutabili anziché in B, direttamente rispetto al centro di rotazione C (figura 1d) al di sotto del quale il terreno è realisticamente elastico (tratto l_e).

La rigidezza relativa paratia-terreno risulta allora:

$$K_R = \frac{E_{28}^J}{E_u l_e^4} \geq \frac{1}{2} \quad (8')$$

essendo:

$E_u l_e^4 = E_u (t-2K_a h)^4$ la rigidezza del terreno non drenato

$E_{28}^J = \frac{1}{2} E_u l_e^4$ la rigidezza di progetto della paratia in condizioni a breve termine

Lo spostamento e la rotazione elastici della paratia risultano:

$$s_e = \frac{4 M_C}{E_u l_e^2} \approx S_C \quad (9')$$

$$\theta_e = \frac{8 M_c}{E_u l_e^3} \approx \theta_c \quad (10')$$

essendo $M_c = M_{\max}$ indicato in figura 1c, ed avendo approssimati i valori critici e quelli elastici.

Risolvendo la (10') analogamente alla (10) si ricava la lunghezza di incastro critica t_c da:

$$\frac{t_c}{h} = \frac{K_a N_{sc}}{2} + \sqrt[3]{\frac{b}{V_{EC} \theta_{amm} h} \left(\frac{4}{3} + K_a N_{sc} \right)} \quad (11')$$

I valori usuali delle rotazioni ammissibili per calibrare insieme a V_{EC} l'eq. (11') sono:

$$\theta_{amm} = \frac{1}{200} \div \frac{1}{1000} \quad (12')$$

in generale minore di quelli (12) delle condizioni a lungo termine.

3. ANALISI PARAMETRICA DI PROGETTO

3.1 Considerazioni generali

La valutazione della profondità d'incastro t in base a quanto descritto nei precedenti paragrafi, si può ottenere (eq. 2.2') calibrando i parametri N_{sc} (eq. 3,3') ed η_{amm} (eq. 4,4') per lo stato limite critico dedotto da quello limite ultimo.

Parallelamente la profondità t si può ottenere (eq. 11,11') calibrando i parametri V_{EC} (eq. 7,7') ed θ_{amm} (eq. 12,12') per lo stato limite critico dedotto da quello elastico.

Si svolge allora un'analisi parametrica al variare di η_{amm} e θ_{amm} , eliminando invece la disequazione nelle relazioni che esprimono N_{sc} e V_{EC} , per cui si ottiene la profondità d'incastro "limite superiore" ovvero la profondità d'incastro critica.

Inversamente tale analisi parametrica fornisce i valori "limite inferiore" o più svantaggiosi delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondo scavo.

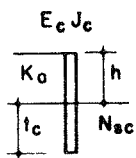
La soluzione vera, naturalmente rispettosa della statica, della cinematica e delle leggi costitutive reali dei mezzi a contatto in esercizio, viene allora ricercata con un procedimento approssimato.

3.2 Diagrammi critici

La figura 2 è divisa in due parti, rispettivamente per le condizioni passive non drenate e drenate del terreno di fondo scavo. Il terreno al di sopra del fondo scavo è caratterizzato dal coefficiente di spinta K_a ovvero è assunto sempre in condizioni drenate a vantaggio della sicurezza e del confronto fra i diagrammi.

Nella parte alta della figura sono sintetizzate le ipotesi effettuate sulla paratia e sullo stato critico del terreno, descritte nel precedente paragrafo.

Condizioni non drenate	
— A. Cinematica	- - - A. statica
Paratia rigida	Terreno stato critico
$K_R = \frac{E_{28}J}{E_u(t-2K_0h)^4} \geq \frac{1}{2}$	$V_{Ec} = \frac{E_u}{c_u}; N_{sc} = \frac{\gamma h}{c_u} = 4$



Condizioni drenate	
— A. Cinematica	- - - A. Statica
Paratia rigida	Terreno stato critico
$K_R = \frac{E_{28}J}{\nabla E' t^5} \geq \frac{1}{2}$	$V_{Ec} = \frac{\nabla E'}{(K_p - K_0)\gamma'}; N_{sc} = \left(\frac{K_p}{K_p - 1}\right) \frac{\gamma}{\gamma'}$

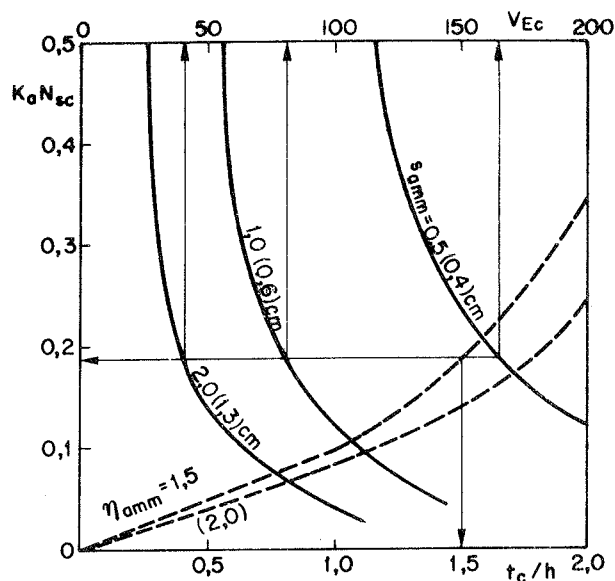
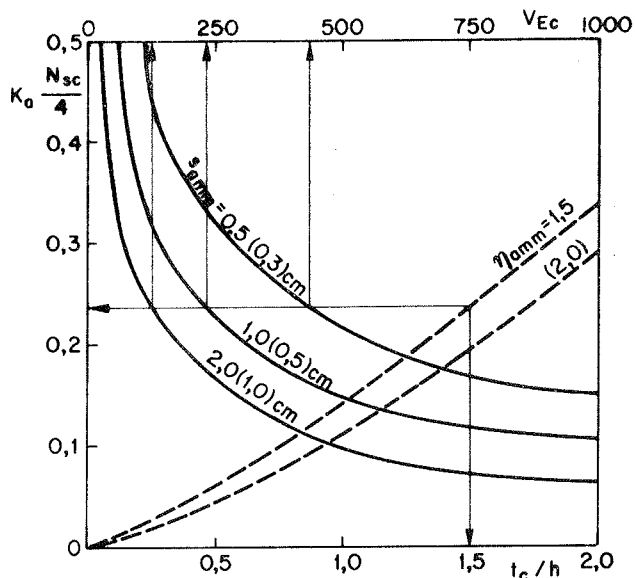


Fig. 2 - Diagrammi critici per valutare l'incastro t di paratie in terreni in condizioni non drenate e drenate e per l'analisi a posteriori dei moduli elastici del terreno E_u ed E' .

Al fine di rendere i diagrammi indipendenti dall'altezza h della paratia, si è introdotto il rapporto t/h ed invece di θ_{amm} il valore dello spostamento $s_{amm} = \theta_{amm}h$ (figura 1d).

In base a quanto prima detto, dati $K_a N_{sc}$ e V_{Ec} si trova il valore limite superiore di $t/h = t_c/h$ e viceversa dato t_c/h , come mostrato nell'esempio che segue, si ricava il valore limite inferiore di $V_E = V_{Ec}$ ovvero del modulo elastico del terreno, sia non drenato che drenato.

Si noti che i limiti inferiore e superiore rispecchiano la logica con cui si calcolano i moltiplicatori di rottura statica e cinematica.

Se si introducono valori di N_{sc} minori di quelli dell'eq. (3,3'), ovvero valori della resistenza del terreno più elevati, si ricava in prima approssimazione una profondità t più attendibile di quella limite superiore.

Si richiama inoltre il fatto che le condizioni non drenate sono generalmente più svantaggiose per paratie in terreni normalconsolidati, mentre quelle drenate lo sono per paratie in terreni sovraconsolidati.

La figura 2 permette allora di ricercare anche la condizione di drenaggio decisamente più svantaggiosa, essendo le carte tarate su parametri geotecnici critici.

L'ipotesi infine di elevata rigidezza relativa $K_R > 1/2$ (eq.8,8') permette di ricavare il momento d'inerzia J della paratia dalle condizioni di drenaggio più svantaggiose. I diagrammi critici si possono inoltre ritracciare per altri valori di K_R .

4. INTERPRETAZIONE DI DATI SPERIMENTALI

4.1 Misure in corso d'opera

La rotazione Θ_{mis} della paratia, come indicato in figura 1d, può misurarsi disponendo una basetta orizzontale livellata sul getto della testata; la misura può effettuarsi con un clinometro o più estesamente con un rilievo tramite tubo inclinometrico.

Per migliorare la precisione di misura si possono disporre, a fianco alla basetta, delle dime, rientranti in un astuccio, per il rilievo dell'allineamento iniziale dei vari pannelli in c.a.. Durante lo scavo e nel tempo si può allora rilevare otticamente lo scostamento s_{mis} della paratia dalla posizione iniziale prima dello scavo.

In base alla figura 1d risulta che

$$s_{\text{mis}} = \Theta_e(l_p+h) + s_e + s_h \quad (13)$$

valutabile teoricamente come prima descritto.

In prima approssimazione si può assumere:

$$s_{\text{mis}} \approx \Theta_{\text{mis}} (h+t) \quad (14)$$

essendo la paratia rigida.

Le misure degli spostamenti della paratia per praticità può limitarsi al termine dello scavo, interpretabile con il modello non drenato.

4.2 Analisi a posteriori del modulo elastico del terreno

A titolo di esempio numerico dell'impiego dei predetti diagrammi di figura 2, si esamina il caso di una paratia rigida in c.a., ovvero dall'eq. (8) ed (8') $J(K_R) = J(M, \sigma_{\text{amm}})$ essendo M il momento ammissibile.

L'altezza dello scavo si assume pari ad $h=6.0$ m e si esaminano un terreno A con profondità d'incastro $t=9.0$ m ($t/h=1.5$) ed un terreno B avente $t=6.0$ m ($t/h=1$).

Gli spostamenti della testa della paratia si assumono per ambedue le profondità d'incastro $S_{\text{mis}}=0.5$ cm a breve termine, ed $S_{\text{mis}} = 2.0$ cm a lungo termine, in analogia a diversi casi sperimentati, documentati nella letteratura tecnica (I) (III).

Le caratteristiche elastiche limite inferiore del terreno A, seguono le linee che si dipartono da $t/h=1.5$ cm in fig. 2 e per $\eta_{\text{amm}}=1.5$, risultano:

$$E_u = 425 \times \frac{2.0 \times 6.0 \times 10^{-2}}{4} \approx 13 \text{ MN/m}^2$$
$$VE' = 40 \times \frac{0.23 \times 2.0}{0.185} \times 0.01 \approx 1 \text{ MN/m}^3$$

Le caratteristiche elastiche limite inferiore del terreno B avente $t/h=1$, sempre per $\eta_{\text{amm}}=1.5$, risultano più elevate del terreno A e pari a:

$$E_u = 1000 \times 0.03 = 30 \text{ MN/m}^2$$

$$\nu E' = 65 \times \frac{0.13 \times 2.0}{0.10} \times 0.01 = 1,7 \text{ MN /m}^3$$

Se si introducono valori di N_{sc} minori di quelli dell'eq. (3,3'), assunti in figura 2, ovvero valori della resistenza del terreno più elevati, si ricava in prima approssimazione, un modulo elastico più attendibile di quello limite inferiore.

5. CONCLUSIONI

La valutazione del modulo elastico del terreno sia non drenato che drenato, di determinante importanza per l'analisi dell'interazione terreno-struttura nel tempo, non è rilevabile con la precisione richiesta tramite le tradizionali prove di laboratorio ed in sito. Tali prove permettono invece di misurare con più attendibile precisione i parametri di resistenza del terreno.

L'analisi dello stato limite critico permette di dedurre il modulo elastico del terreno dai relativi parametri di resistenza e dalla rotazione rigida ammissibile della struttura, anch'essa valutabile attendibilmente in sede di progetto, tramite casistiche sperimentali.

L'analisi è svolta per il caso semplice di paratia rigida a sbalzo, ma è estensibile ad altri problemi d'interazione.

Il procedimento, senza far ricorso a metodi più complessi, consente di selezionare la qualità dei parametri geotecnici d'ingresso sulla scorta dell'attendibilità dei dati misurati.

Bibliografia

- I) J.B. BURLAND, J.F.A. MOORE "The measurement of ground displacement around deep excavation" Field instrumentation in Geotechnical Engineering-Butterworth - London 1970
- II) H.FROEHLICH "Drückverteilung und baugrund" Springer - Vienna 1934
- III) E. GIBSON "Some results concerning displacements and stresses in a nonhomogeneous elastic halfspace" Geotechnique n. 10, 1967.
- IV) G.S.LITTLEJOHN, J.M. MACFORLANE "A case history study of multistaged diaphragm walls" Paper 15 - Diaphragm walls and anchorages - Institution of Civil Engineering - London 1974
- V) P.B.PECK, D.V.DEERE "The role of theory in geotechnical field observation" Cop. 12 - Structural and Geot. Mechanic - V.J.Hall, 1977
- VI) H.J.POULOUS, H.H.DAVIS "Pile foundation analysis and design" Ed. J. Wiley, 1980
- VII) L.V.RABECWIZ, J. FOLSLER "Principles of Dimensioning the supporting system for the New Austrian tunnelling Method" Water Power, Marzo 1973.
- VIII) R.F.SCOTT "Foundation analysis" Ed. Prentice - Hall 1981
- IX) P.VENTURA "Back analysis of soil parameters from anchor tests" in pubblicazione nella 2^a Sessione del XI International Congr. Soil

Mech. Found. Eng. S. Francisco 1985.

- X) R.E.GOODMAN, GEW HUA SHI "Block theory and its application to rock engineering" University of California - Berkeley - Prerice Hall - 1985