

PORTATA LIMITE DI PANNELLI DI DIAFRAMMA SOGGETTI A TAGLIO IN SOMMITA': STUDIO SU MODELLO

L. JURINA

Professore Associato – Dipartimento di Ingegneria Strutturale – Politecnico di Milano

G. DEL BO

Ingegnere – I.C.O.S. S.p.A. – Milano

SOMMARIO

La nota descrive il comportamento sperimentale ottenuto su 18 modelli in scala ridotta di strutture prismatiche rigide interrate soggette a un carico orizzontale in sommità. I modelli simulano il comportamento di una fondazione a diaframmi in cemento armato, sottoposta a carichi sismici nella direzione di massima inerzia.

Si sono esaminati modelli costituiti da 1,2 e 3 pannelli accostati e 4 diversi tipi di comportamento del giunto tra i singoli pannelli: monolitico, ad attrito, indentato e coesivo.

Il carico limite dei primi tre è risultato analogo; il quarto, caratterizzato da scorrimento tra i pannelli, ha presentato un carico limite superiore, anche se una minore rigidità.

La resistenza limite ottenuta sperimentalmente sui prismi a comportamento monolitico si può separare in due contributi indipendenti, di entità comparabile:

a) portata frontale, offerta dal terreno antistante la struttura sottoposto a stato passivo tridimensionale;

b) portata laterale dovuta all'attrito sulle facce laterali.

Viene formulata un'analisi teorica per definire la posizione del centro di rotazione a collasso e la entità dei due contributi alla portata, nell'ipotesi di pressioni tra terreno e struttura di tipo polinomiale. Determinata con un'indagine di tipo identificativo l'andamento delle pressioni che al meglio giustifica i risultati sperimentali, si presenta un suggerimento per il calcolo semplificato della portata limite.

1. INTRODUZIONE

Molti problemi dell'ingegneria delle fondazioni vengono risolti ormai da diversi anni con l'adozione di pannelli di diaframma in c.a., sia gettati in opera, sia, più raramente, prefabbricati.

Alcuni aspetti dell'interazione tra il terreno e questo tipo di fondazione sono stati analizzati in letteratura. Una certa attenzione ha ricevuto la valutazione della capacità portante verticale [KIENBERGER H., (1975)] e, in minor misura, la valutazione della capacità portante laterale, in relazione soprattutto ai pali [BROMS B.B., (1972)] e ai blocchi massicci di fondazione [HORN, (1972)], ossia elementi monodimensionali e tridimensionali rispettivamente.

Salvo poche eccezioni [GATTI-LOCATELLI, (1978)] la valutazione della portata limite di elementi bidimensionali come i pannelli soggetti a carichi orizzontali nel loro piano non è stata ancora affrontata in modo sistematico.

La situazione tipica che ci proponiamo di analizzare è pertanto quella rappresentata nella fig. 1a.

Dal punto di vista applicativo i diaframmi in c.a. costituiscono strutture speciali di fondazione che bene si adattano a resistere a carichi combinati di varia natura e a quelli sismici in particolare. Gli elementi di diaframma si possono infatti disporre in modo che le forze e le coppie applicate vengano esercitate nel piano degli elementi stessi. Si hanno così a disposizione sezioni resistenti molto elevate e accostando longitudinalmente più elementi si ottengono degli efficaci blocchi di contrasto. Oltre al caso dei carichi sismici esistono molti altri casi concreti nei quali i diaframmi sono sollecitati da azioni orizzontali nel piano, ad esempio:

- le fondazioni delle spalle dei ponti;

- le fondazioni di gruppi turbo-alternatori nelle centrali elettriche;
- gli speroni trasversali di contrasto per i diaframmi continui a protezione di grandi scavi o a costituzione di banchine di attracco nei porti.

Ragioni tecnologiche di esecuzione impongono sovente di realizzare i pannelli di contrasto mediante accostamento di più pannelli eseguiti in successione, talora collegati in sommità da una trave continua (fig. 1b).

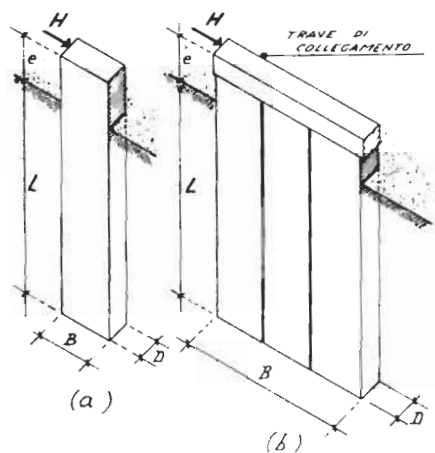


Fig. 1 - (a) - Pannello singolo di diaframma caricato orizzontalmente in sommità
(b) - Pannello multiplo con trave di collegamento

In mancanza di sperimentazione in proposito si è portati a supporre che la possibilità di scorrimento tra i pannelli giochi un ruolo importante nel limitare le capacità resistenti dell'insieme.

Questo problema si è presentato recentemente nella progettazione della banchina portuale riportata in fig. 2, realizzata dalla ICOS in zona sismica nel Michoacán (Messico). Stanti le incertezze sulla risposta dei pannelli accostati che formano il diaframma continuo longitudinale della banchina, qualora fossero sottoposti a carichi sismici in tale direzione, si è provveduto a realizzare un particolare tipo di interfaccia tra i pannelli stessi, sagomato in modo da fornire un indentamento meccanico alla struttura.

La soluzione, proposta dal primo Autore, garantisce la monoliticità dell'insieme rispetto ai carichi orizzontali e, a costruzione ultimata, ha contribuito a farle superare senza alcun danno il collaudo di un forte evento sismico verificatosi nella zona.

Partendo da questi presupposti, è stata intrapresa una ricerca sperimentale e teorica con lo scopo di fornire una prima risposta quantitativa a due problemi:

- valutazione del carico di collasso per sollecitazione orizzontale nel suo piano di un pannello interrato di dimensioni $L \times B \times D$, dove altezza L e larghezza B sono prevalenti rispetto allo spessore D ;
- valutazione del carico di collasso nel caso in cui il pannello sia costituito da più elementi accostati, al variare delle caratteristiche del giunto di contatto.

2. DESCRIZIONE DELLE PROVE E APPARECCHIATURE

Il terreno utilizzato nel corso delle prove è una sabbia asciutta di peso specifico 1600 kg/mc, angolo di attrito interno $\phi = 35^\circ$, granulometria uniforme.

Il terreno è stato disposto in una vasca opportunamente rinforzata, munita di carrucole per l'applicazione dei carichi e di supporti per l'aggancio dei comparatori, di dimensioni 168x83x83 cm. La vasca è schematicamente rappresentata in fig. 3.

Tutti i pannelli sono stati prefabbricati con cemento tipo 325, dosato a 300 kg/mc, inerte fine, rapporto A/C = 0,5, armatura doppia in rete metallica, superfici laterali scabre.

I pannelli sono stati inseriti nel terreno con modalità sempre analoghe. Dopo avere infisso nella sabbia un tubo metallico di sezione rettangolare (15x45 cm) e 2 mm di spessore, è stata asportata la sabbia al suo interno.

Posizionati i pannelli e reintegrato il livello del terreno compattandolo per strati di circa 10 cm, il tubo è stato rimosso. La densità relativa della sabbia è risultata lievemente dispersa attorno al valore medio $D_r = 90\%$. Nel corso dell'indagine sperimentale sono state realizzate 18 prove di carico relative a diversi tipi e dimensioni di pannello interrato. Più precisamente si sono eseguite 2 prove (una senza e una con sovraccarico), per ciascuna delle seguenti 9 situazioni:

M1	pannello	monolitico	semplice	(50x12x3 cm)
M2	"	"	doppio	(50x24x3 cm)
M3	"	"	triplo	(50x36x3 cm)
A2	2	pannelli	accostati	semplici (giunto ad attrito)
A3	3	"	"	" (" " ")
C2	2	"	"	" (giunto coesivo)
C3	3	"	"	" (" " ")
I2	2	"	"	" (" indentato)
I3	3	"	"	" (" " ")

Le fotografie di fig. 4a, b, c illustrano schematicamente una parte dei modelli provati. I simboli M, A, C, I stanno rispettivamente per "monolitico", "ad attrito", "coesivo", "indentato". Il sovraccarico q , nelle 9 prove che lo prevedevano, è stato mantenuto costante, con un valore $q = 400 \text{ kg/mq}$.

Il giunto ad attrito delle prove tipo A2 e A3 è dato dalla rugosità naturale del calcestruzzo che è stato gettato contro un cassero di legno.

Il giunto coesivo delle prove tipo C2 e C3 è stato realizzato mediante un leggero strato di grasso solido applicato sulle facce di contatto.

Il giunto indentato è costituito da un gradino inclinato ricavato nel getto dei singoli elementi che, accostati, si ingranano meccanicamente tra loro.

Il giunto di tipo coesivo è stato introdotto nelle prove sperimentali per valutare l'effetto sul carico limite orizzontale della presenza di sottili pellicole lubrificanti interposte tra gli elementi di diaframma, costituite ad esempio da residui di fango bentonitico.

La valutazione del coefficiente di attrito e della coesione relativi ai primi due tipi di giunto è stata effettuata mediante il dispositivo di fig. 5.-

I risultati ottenuti in termini di carico tagliente limite (T) al variare del carico normale (N) sono riportati nelle figure 6 e 7 per il giunto ad attrito e coesivo rispettivamente.

Il coefficiente medio di attrito del giunto scabro ($\bar{\mu}$) corrisponde ad un angolo di $35,5^\circ$. La coesione media \bar{c} del giunto coesivo è pari a $0,080 \text{ kg/cm}^2$.

Il coefficiente di attrito tra terreno e pannello è stato misurato mediante un semplice dispositivo a taglio semplice ed ha fornito un valore dell'angolo di attrito sabbia-pannello $\delta = 35^\circ$.

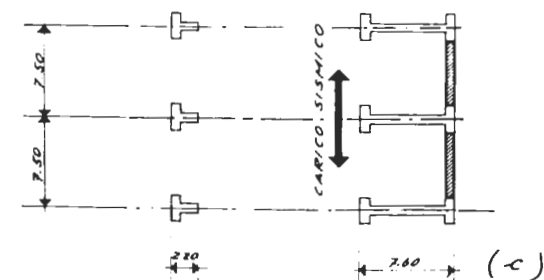
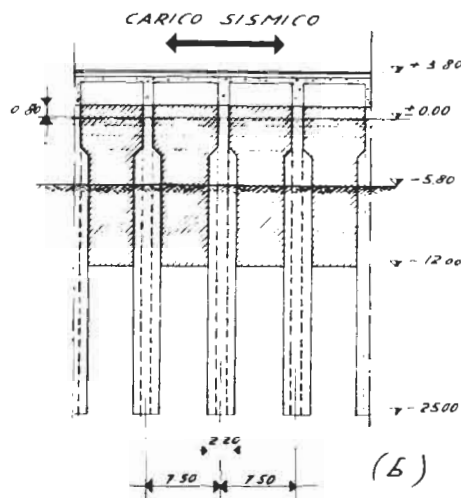
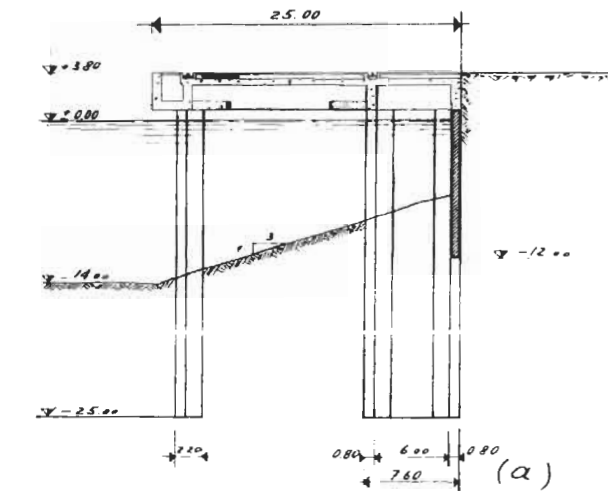


Fig. 2 - Banchina portuale realizzata con diaframmi "indentati" in c.a. (Michoacán, Messico),

- a) sezione trasversale;
- b) sezione longitudinale;
- c) pianta -

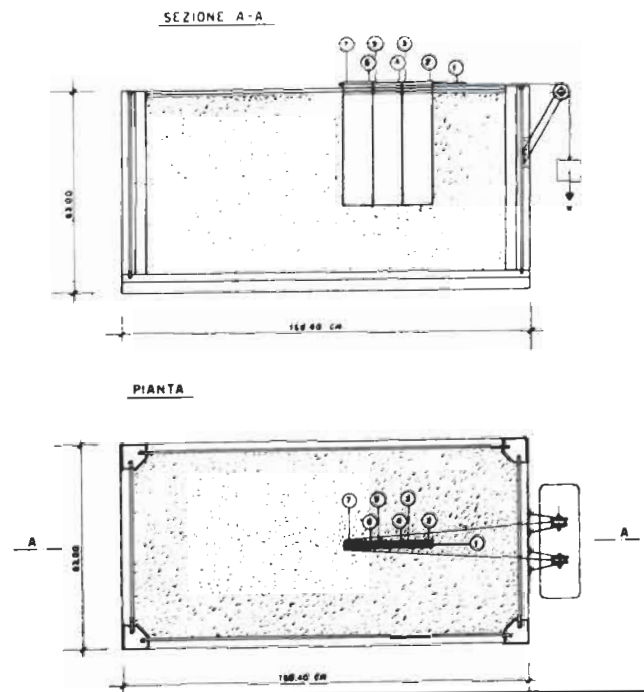


Fig. 3 - Vasca utilizzata per le prove sperimentali.

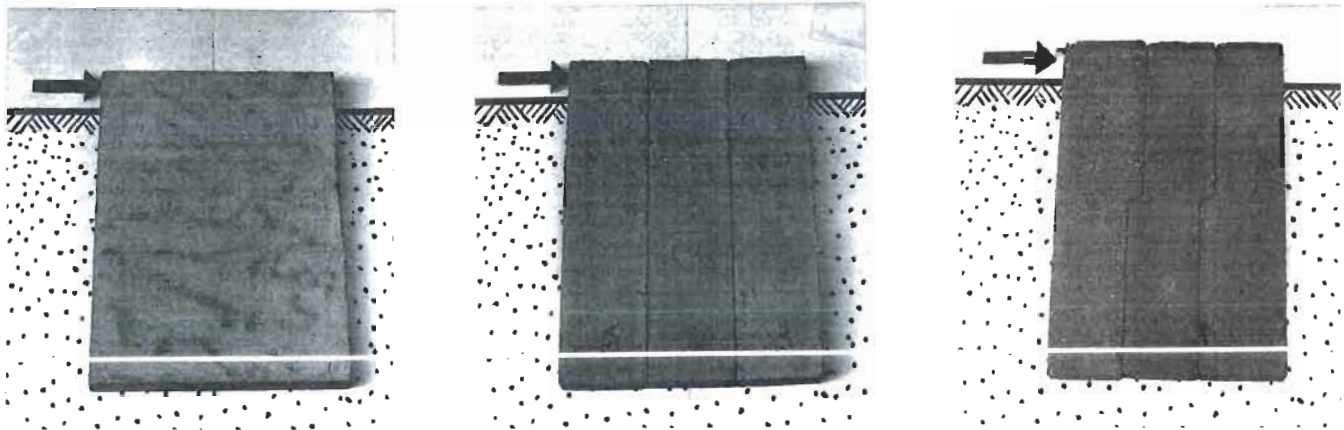
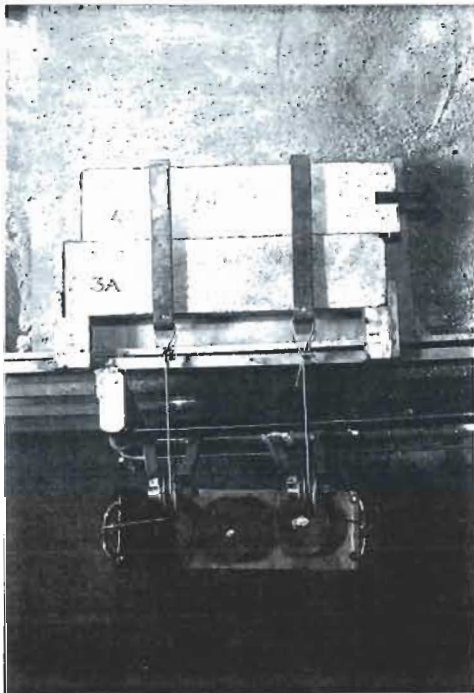


Fig. 4 - Schema delle prove eseguite su pannelli tripli:
 a) pannello monolitico ("M");
 b) pannelli accostati con giunto di attrito ("A") oppure coesivo ("C")
 c) pannelli indentati ("I")

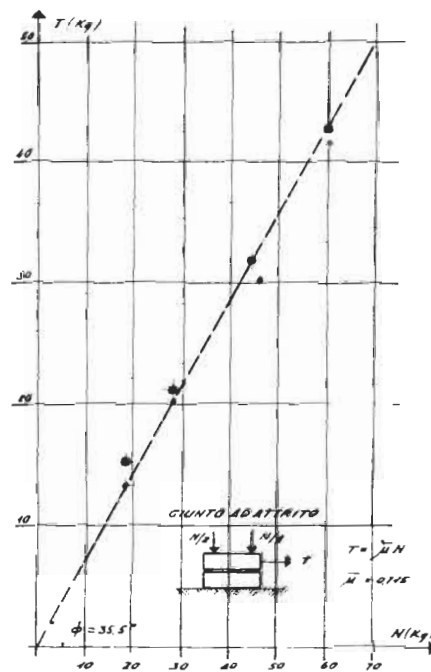
Fig. 5 - Dispositivo per le prove di scorrimento tra pannelli ad attrito e coesivi -



Per quanto riguarda le prove sui pannelli interati, al variare del carico applicato sono stati misurati gli spostamenti di vari punti della struttura, in numero di 3, 5 e 7 rispettivamente per i pannelli semplici, doppi e tripli. Le posizioni dei comparatori millimetrici a base centesimale sono indicate in fig. 8 con riferimento a un pannello triplo.

Il carico è stato incrementato in modo regolare mediante aggiunte di pesi ed effettuando uno

Fig. 6 - Risultati sperimentali sullo scorrimento dei giunti ad attrito



scarico a metà del processo.

In tutte le prove si è raggiunto uno spostamento orizzontale pari almeno a 2,3 cm e, quando il collasso non si è manifestato in modo improvviso, si sono effettuate letture anche nella fase di scarico finale.

L'eccentricità del carico è stata mantenuta fissa e pari a 5 cm, mentre la zona interrata è risultata di 45 cm.

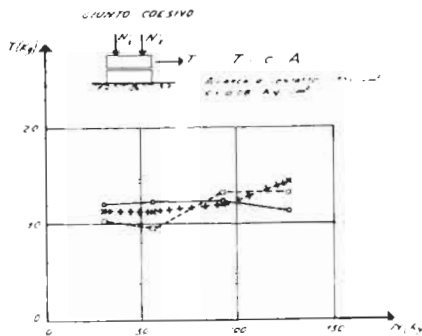
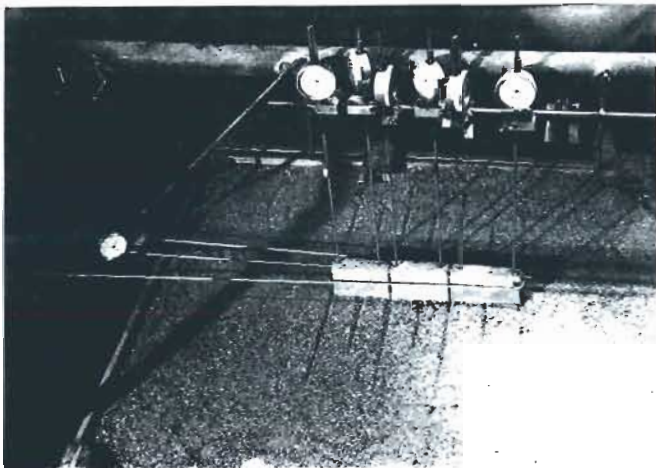


Fig. 7 - Risultati sperimentali sullo scorrimento dei giunti coesivi

Fig. 8 - Posizione dei comparatori in un pannello triplo



3. DESCRIZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Dalle prove sui pannelli interrati si sono ottenuti i diagrammi carico-spostamento relativi ai vari comparatori.

I diagrammi più significativi, che legano il carico allo spostamento orizzontale del pannello, sono riportati nelle figure dalla 9 alla 17.

I valori dei carichi limite ottenuti nelle differenti prove sono riassunti in fig. 18.

Confrontando tra loro i diagrammi si osserva anzitutto che le prove in presenza di sovraccarico hanno fornito risultati sempre migliori delle prove senza sovraccarico.

A parità di tipo di giunto il carico limite cresce al crescere della lunghezza B del pannello. Sia pure con una certa dispersione sperimentale, i pannelli ad attrito ed indentati presentano una risposta sostanzialmente analoga a quella dei pannelli monolitici di analoghe dimensioni, sia in termini di carico di collasso che di rigidità iniziale.

Fa eccezione il caso del pannello monolitico triplo senza sovraccarico (M3-) in cui un leggero strato di gesso posto sulla superficie della sabbia per evidenziare le fessure del terreno, inumiditosi per cause accidentali, ha contribuito ad aumentare il carico di collasso. In modo sistematicamente diverso si sono comportati i pannelli con giunto coesivo: il carico limite di queste strutture è risultato superiore a quello dei casi con analoghe dimensioni e diverso tipo di giunto, mentre la rigidità iniziale è risultata inferiore. Questa risposta può attribuirsi a diverse cause legate principalmente al fatto che il pannello tende in minor misura a fuoriuscire dal terreno, come si osserva dal confronto tra le fotografie 19 e 20. Quando i pannelli scorrono tra di loro:

- non diminuisce l'area laterale sollecitata ad attrito;
- non aumenta l'eccentricità del carico e quindi il momento ribaltante;
- non diminuisce la resistenza passiva al piede a causa dello spostamento verso l'alto del pannello in quella zona.

Si può aggiungere inoltre che lo scorrimento relativo tra i pannelli provoca un'ulteriore dissipazione di energia sia in corrispondenza dei giunti coesivi sia nel terreno adiacente i pannelli che risulta maggiormente impegnato a taglio. Soltanto il pannello doppio con giunto coesivo (C2+) ha presentato un comportamento a normale di tipo monolitico (ossia senza scorrimenti) a causa di alcuni grani di sabbia infiltratisi tra i due elementi. Nella foto di figura 21 sono indicate le zone passive e attive sui fronti del pannello che presentano forma ellittica, allungata nella direzione del pannello per la zona attiva, e allungata nella direzione trasversale al pannello nella zona passiva.

Le informazioni relative agli spostamenti verticali dei pannelli hanno consentito di determinare la posizione del centro di rotazione a collasso (Ω) nelle varie prove.

Come si nota in fig. 22 i risultati sono abbastanza dispersi, con un valore medio attorno ai 2/3 della profondità di interramento e rango compreso tra 0,50 e 0,84.

I risultati sperimentali, riassunti in fig. 13 evidenziano una dipendenza lineare tra carico di collasso H e larghezza B del pannello, del tipo:

$$H = H_F + H_L = H_F + \xi \cdot B \quad (1)$$

Il termine H_F (intercetta della funzione lineare ottenuta per estrapolazione) può essere interpretato come il carico limite di un palo caricato orizzontalmente, che sottopone il terreno assistente a uno stato di sforzo passivo tridimensionale. Tale carico non è influenzato dalla dimensione B ma solo da L e da D.

Il termine $H_L = \xi \cdot B$ rappresenta invece il contributo stabilizzante dovuto alle dimensioni non

trascurabili delle facce del pannello, che impegnano il terreno ad attrito.

Utilizzando soltanto i casi che hanno avuto un comportamento monolitico, indicati nelle zone retilinee di fig. 18, le equazioni delle rette interpolanti si possono esprimere come:

$$H = 42,52 + 0,722 B \quad (2a)$$

$$H' = 66,60 + 1,388 B \quad (2b)$$

relative al caso senza sovraccarico e con sovraccarico rispettivamente.

Le prove (C2-) (C3-) (C3+) sono escluse dalla media perché hanno presentato un cinematismo non monolitico con scorrimenti relativi tra i pannelli.

La prova (M3-) non è stata inclusa in quanto il carico limite è affetto dalla presenza di uno strato superficiale più resistente.

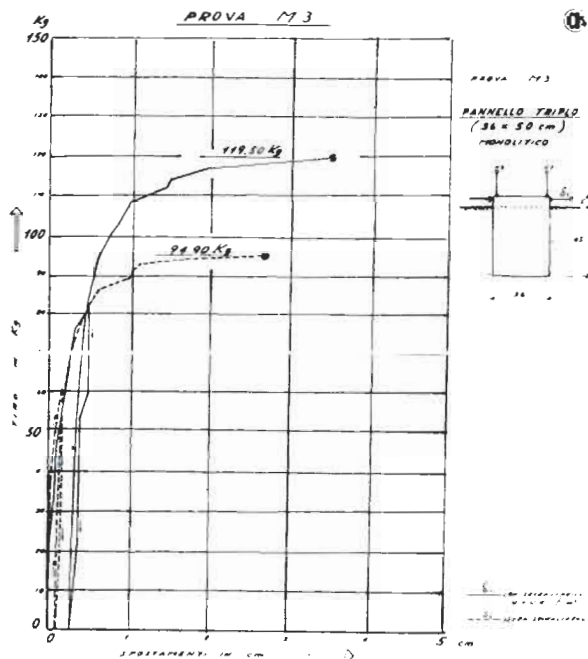


Fig. 11

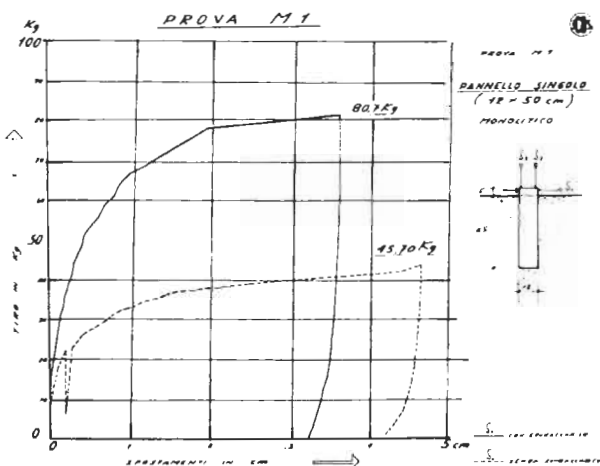


Fig. 9 -

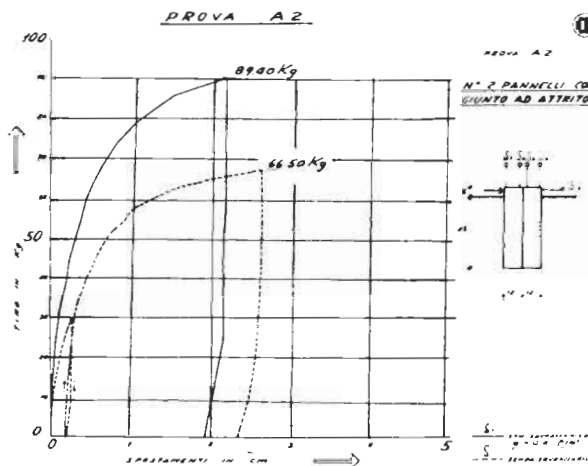


Fig. 12

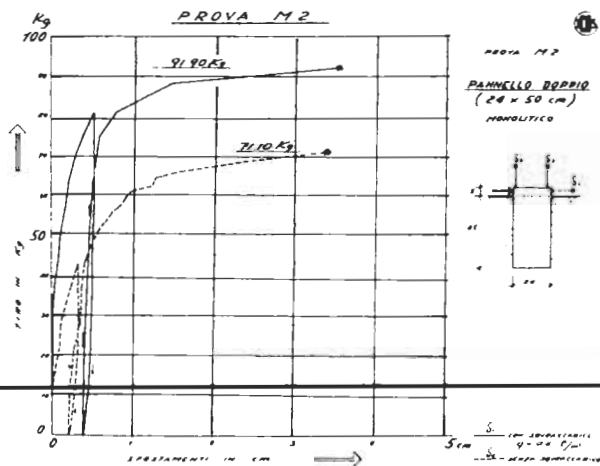


Fig. 10

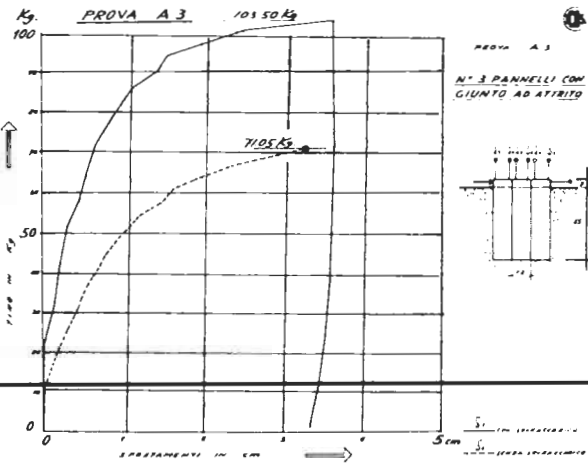


Fig. 13

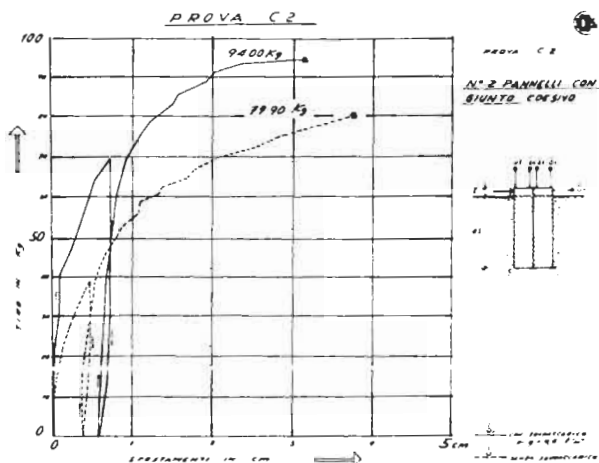


Fig. 14

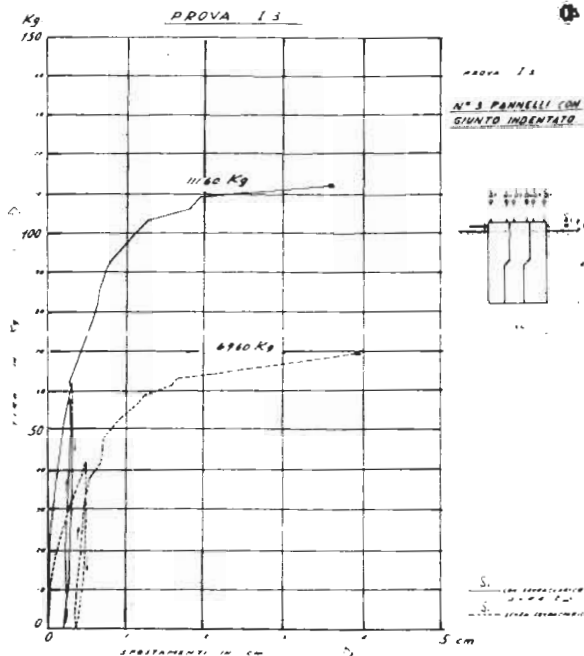


Fig. 17

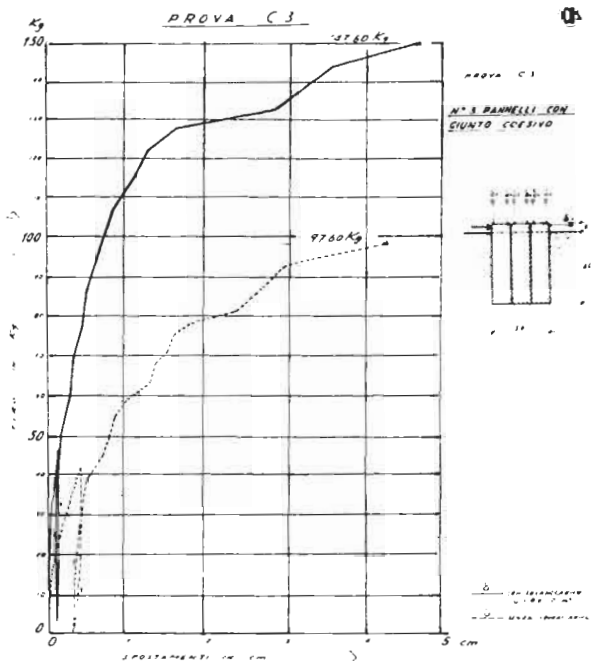


Fig. 15

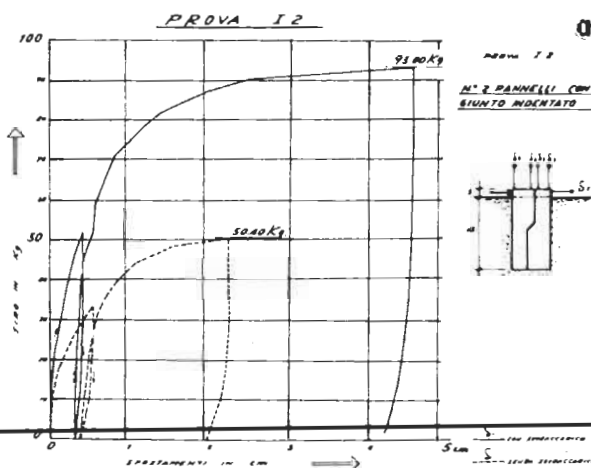


Fig. 16

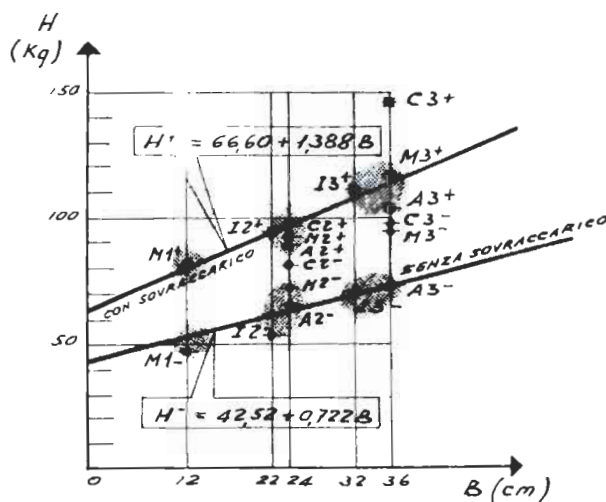


Fig. 18 - Valori sperimentali della portata limite nelle 18 prove eseguite. I risultati appartenenti alle zone retinate corrispondono a comportamento monolitico dei pannelli e sono interpolati dalle due rette indicate a tratto pieno

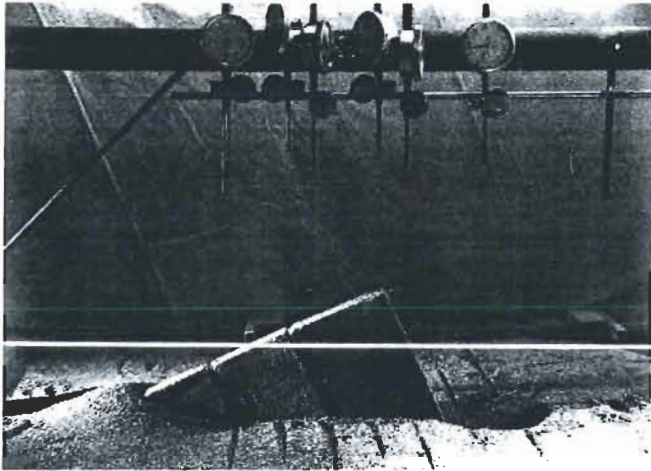


Fig. 19 - Meccanismo di collasso del pannello tri-
plo ad attrito (A3-)



Fig. 20 - Meccanismo di collasso del pannello tri-
plo coesivo (C3-)

Fig. 21 - Visualizzazione della zona attiva e pas-
siva del pannello (A3-) a collasso -

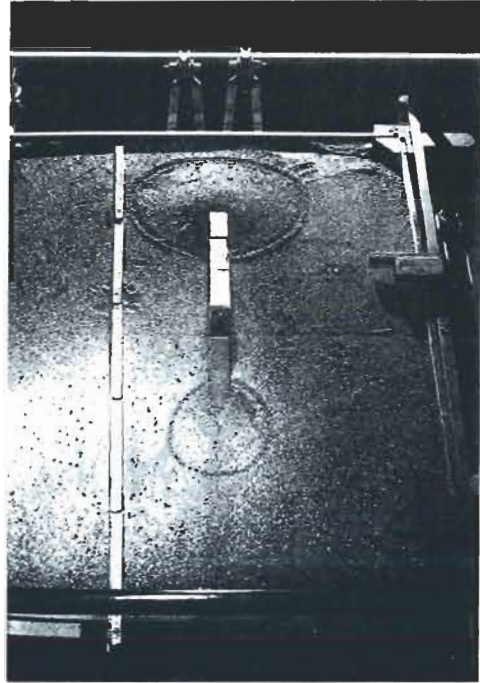


Fig. 22 - Profondità X_1 dei centri di rotazione a
collasso, adimensionalizzata rispetto
alla lunghezza L della zona interrata -

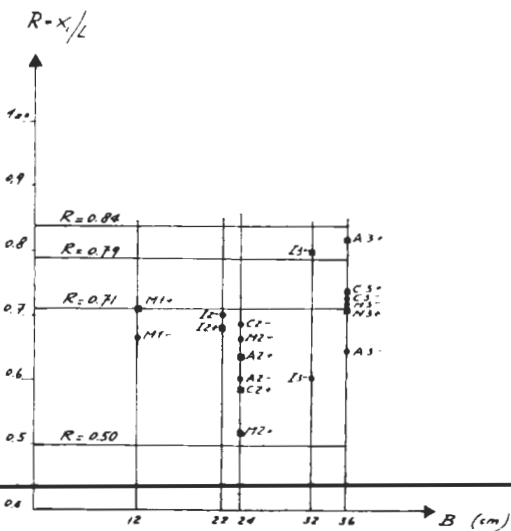
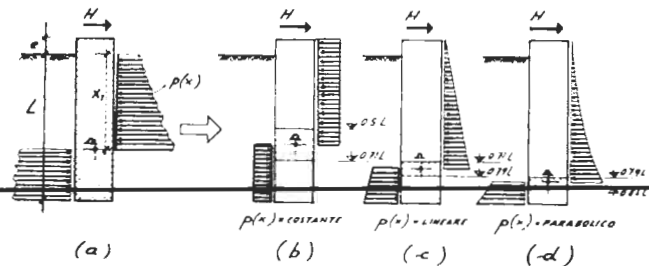


Fig. 23 - a) Illustrazione dello schema sta-
tico per il calcolo della portà-
ta frontale
b,c,d) Limiti tra i quali può variare
la posizione del centro di ro-
tazione a collasso Ω in funzione
dell'andamento delle pressioni $p(x)$
e dell'eccentricità del carico



4. INTERPRETAZIONE TEORICA DEI RISULTATI

Nell'equazione 1 si è fatta implicitamente la ipotesi che la portata frontale (H_F) e la portata laterale (H_L) siano quantità tra loro indipendenti. Tale ipotesi viene comunemente accettata in geotecnica da un punto di vista pratico ed è consueta ad esempio nel calcolo della capacità portante dei pali di fondazione. Con lo scopo di trovare una semplice formula interpretativa si affronteranno pertanto i due problemi in modo separato senza imporre esplicitamente che il cinematisma di collasso nel calcolo delle due portate sia lo stesso.

L'approccio numerico proposto in [GATTI-LOCATELLI, (1978)] per un problema analogo, considera invece tutte le reazioni agenti simultaneamente sul pannello e pertanto il cinematisma individuato è unico.

4.1 Portata frontale

L'indipendenza della portata frontale da B consente di trattare il problema in modo analogo a quello che si presenta nel caso dei pali. La valutazione del carico limite di un palo caricato orizzontalmente in sommità ha ricevuto attenzione da parte di vari ricercatori. Un'accurata sintesi è fornita da [BROMS, (1972)] il quale propone un metodo semplificato di analisi in cui il problema viene trattato come piano nelle deformazioni, usando però dei coefficienti di Rankine amplificati per tenere conto che il problema è tridimensionale. Per il fattore amplificativo vengono indicati valori compresi tra 3 e 9.

Nel metodo proposto da [BRINCH HANSEN, (1961)], il coefficiente K tiene in conto l'angolo di attrito terra-palo e aumenta in modo non lineare con la profondità. Tale aumento è motivato da due fatti concomitanti:

- l'attrito esercitato dal terreno circostante sulle facce laterali del cuneo passivo di scivolamento, è proporzionale al cubo della profondità;
- un diverso meccanismo di collasso in profondità favorisce il rifluimento orizzontale del terreno attorno al palo, piuttosto che il sollevamento verso la superficie libera.

Per la valutazione della portata frontale si farà riferimento nel seguito alla situazione statica illustrata in figura 23.

Scelte varie funzioni approssimanti dell'andamento delle pressioni limite sul pannello, se ne valuteranno le conseguenze in termini di posizione del centro di rotazione e di valore limite del carico applicato in sommità.

L'equazione di equilibrio ai carichi orizzontali si può scrivere:

$$H_F + D \left(- \int_0^{x_1} p(x) dx + \int_{x_1}^L p(x) dx \right) = 0 \quad (3a)$$

L'equazione di equilibrio alla rotazione, valutata rispetto alla quota di piano campagna, si può scrivere:

$$H_F \cdot e + D \left(\int_0^{x_1} p(x) x dx - \int_{x_1}^L p(x) x dx \right) = 0 \quad (3b)$$

Adottando funzioni di tipo polinomiale semplice e definito $R = x_1/L$, con x_1 posizione del centro di rotazione, dalle (3) si ottengono le seguenti equazioni risolventi:

per una funzione costante del tipo $p(x) = c_1$ si ha:

$$\frac{e R - 1}{1 - 2 R^2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{e} \quad (4a)$$

$$H_F = c_1 L (2 R - 1) \quad (4b)$$

per una funzione lineare del tipo $p(x) = c_2 \cdot x$ si ha:

$$\frac{2 R^2 - 1}{1 - 2 R^3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{L}{e} \quad (5a)$$

$$H_F = \frac{1}{2} c_2 L^2 (2 R^2 - 1) \quad (5b)$$

per una funzione quadratica del tipo $p(x) = c_3 \cdot x^2$ si ha:

$$\frac{2 R^3 - 1}{1 - 2 R^4} = \frac{3}{4} \cdot \frac{L}{e} \quad (6a)$$

$$H_F = \frac{1}{3} c_3 L^3 (2 R^3 - 1) \quad (6b)$$

Nei tre casi ponendo le limitazioni:

$$0 \leq \frac{L}{e} \leq \infty \quad (7)$$

si ottiene:

$$\frac{1}{2} \leq R \leq \frac{1}{\sqrt{2}} \quad \text{ovvia } 0,5 \leq R \leq 0,71 \quad (8a)$$

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \leq R \leq \frac{1}{\sqrt[3]{2}} \quad \text{" } 0,71 \leq R \leq 0,79 \quad (8b)$$

$$\frac{1}{\sqrt[3]{2}} \leq R \leq \frac{1}{\sqrt[4]{2}} \quad \text{" } 0,79 \leq R \leq 0,84 \quad (8c)$$

Questi risultati sono riassunti in fig. 23.

Scelto il modello di funzione approssimante e trovato per tentativi il valore di R , si ottiene in conseguenza il valore del carico H_F . Ovviamente con andamenti della funzione $p(x)$ che siano combinazione di casi illustrati si otterranno posizioni dei centri di rotazione variabili tra 0,5 e 0,84, a seconda dell'incidenza dei singoli contributi.

Si osserva che il valore di H_F qui individuato per la portata frontale di un palo caricato orizzontalmente sovrastima la portata frontale di un pannello

lo di dimensione B non trascurabile, in quanto in quest'ultimo lo spostamento verso l'alto della base non consente la piena mobilitazione della resistenza passiva nella zona di contrasto al piede.

E' interessante osservare che i valori di R trovati sperimentalmente e riportati in fig. 22 sono compresi proprio nel rango $0,50 \leq R \leq 0,84$ la qual cosa implica che l'andamento delle pressioni è approssimabile in modo realistico mediante una combinazione di funzioni costanti, lineari e paraboliche.

Per ricostruire in via teorica i valori di H_F ottenuti sperimentalmente, si ipotizza una funzione parabolica del tipo:

$$p(x) = (\gamma x + q) \cdot K_p \left(\alpha_1 + \frac{x}{D} \alpha_2 \right) \quad (9)$$

dove: K_p è il coefficiente di spinta passiva calcolato in presenza di un angolo di attrito δ terra-pannello uguale a φ [BRINCH HANSEN, (1953)] e dove α_1 e α_2 sono parametri da identificare in base ai dati sperimentali a disposizione.

Introducendo la particolare funzione $p(x)$ assunta in (9) nel sistema delle equazioni di equilibrio si ottengono le seguenti equazioni risolventi:

$$0 \leq L = \frac{\frac{\alpha_2}{3} (2R^3 - 1) + \frac{\alpha_1}{2} d + \alpha_1 f (2R^2 - 1) + \alpha_1 f d (2R - 1)}{\frac{\alpha_2}{4} (1 - 2R^4) + \frac{\alpha_1}{3} d + \alpha_1 f (1 - 2R^3) + \frac{\alpha_1}{2} f d (1 - 2R^2)} \leq \infty \quad (10a)$$

$$H_F = \gamma \cdot L \cdot K_p \left[\frac{\alpha_2}{3} (2R^3 - 1) + \frac{\alpha_1}{2} d + \alpha_1 f (2R^2 - 1) + \alpha_1 f d (2R - 1) \right]$$

dove: $d = D/L$; $f = q/L\gamma$ (10b)

Come si può osservare, l'equazione (10b) è lineare in α_1, α_2 ; nello spazio $(H_F, \alpha_1, \alpha_2)$ essa rappresenta un piano passante per l'origine, che dipende parametricamente dall'entità del sovraccarico q .

Sostituendo nella (10b) lo specifico valore $q = 0$ e intersecata la superficie ottenuta con il piano $H_F = 42,52$ si ottiene una retta α_1, α_2 , ossia l'insieme dei valori dei parametri α_1, α_2 che danno luogo a una portata frontale H_F pari a quella ottenuta sperimentalmente per sovraccarico nullo.

Effettuato lo stesso procedimento, ponendo $q = 0,04$ kg/cm² nella (10b), si ottiene una seconda retta. L'intersezione delle due rette fornisce una coppia di valori per i parametri α_1 e α_2 che consentono di giustificare al meglio i valori sperimentali ottenuti per H_F , sia in presenza che in assenza di sovraccarico.

I valori ottenuti sono:

$$\alpha_1 = -3,3 \quad \alpha_2 = 1,13 \quad (11)$$

La variazione così ottenuta del fattore di amplificazione $\alpha = (\alpha_1 + \frac{x}{D} \alpha_2)$ con la profondità viene riportata in fig. 24a.

Il valore medio $\bar{\alpha}$ risulta pari a 5,15. Con riferimento al fattore di amplificazione α , assunto lineare con la profondità, è opportuno ricordare, per confronto, l'estesa indagine sperimentale condotta da HORN (1972), sulla valutazione della spinta passiva globale, in condizioni tridimensionali, di pareti caratterizzate da un rapporto D/L compreso tra $0,2 \leq D/L \leq 3,3$. Per esprimere l'amplificazione della spinta passiva globale di Rankine dovuta all'effetto tridimensionale, l'Autore ha fornito una espressione lineare del tipo

$$R_{PT} = R_p \cdot \omega_1 \cdot \left(1 + \frac{L}{D} \cdot \omega_2 \right) \quad (12)$$

dove: R_p e R_{PT} sono rispettivamente la spinta passiva di Rankine e quella incrementata per effetto tridimensionale; ω_1 è definito come fattore di scala dei modelli esaminati, indicato pari a 0,75 per modelli di grandi dimensioni; ω_2 è un fattore amplificativo assunto pari a 0,289.

Nel grafico di fig. 25a è illustrato l'andamento delle pressioni $p(x)$ ottenute sostituendo le (11) nella (9) quando il sovraccarico $q = 0$. Come si osserva, i valori di $p(x)$ sono praticamente nulli fino ad una profondità x/D pari a 3, dopo di che aumentano rapidamente.

In prima approssimazione notiamo che utilizzando un andamento crescente in modo lineare con la profondità a partire da una quota abbassata di 4D rispetto al livello del terreno e con un coefficiente angolare adimensionalizzato pari a 10,9 le equazioni (5a,b) consentono di determinare rapidamente la portata limite frontale.

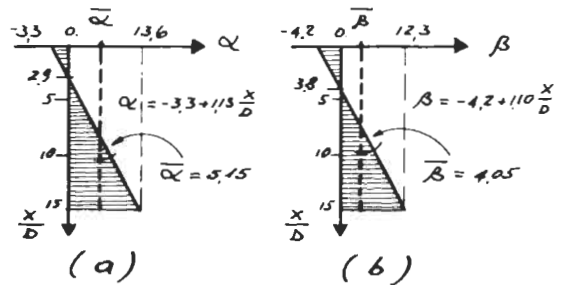
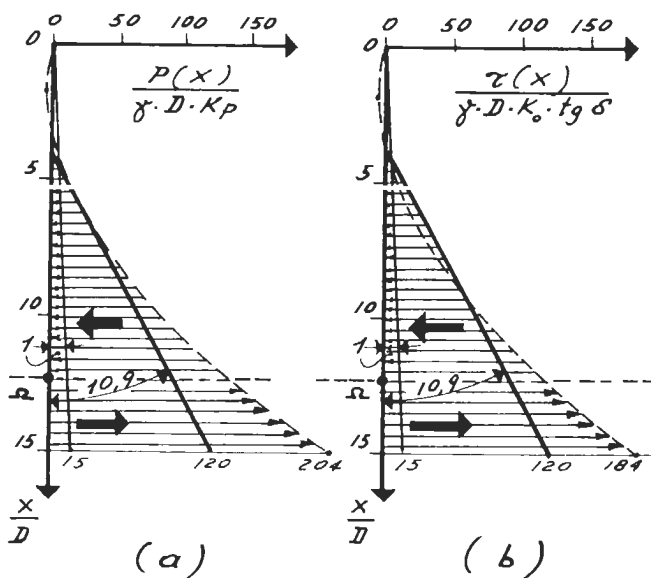


Fig. 24 - a) Fattore di amplificazione di K_p , variabile con la profondità dove $\bar{\alpha}$ = valore medio
 b) Fattore di amplificazione di K_p , variabile con la profondità dove $\bar{\beta}$ = valore medio

Fig. 25 - Andamenti parabolici delle pressioni normali (Fig. a) e delle pressioni tangenziali (Fig. b) adimensionalizzate che interpretano in modo ottimale i risultati sperimentali



4.2-Portata laterale

Durante la rotazione della struttura, il terreno laterale reagisce con sforzi tangenziali sulle facce del pannello. Questi ultimi forniscono un'azione stabilizzante il cui valore è legato, evidentemente, alle dimensioni B ed L dell'area di contatto laterale tra terreno e struttura.

Le equazioni risolutive si possono scrivere:

$$H_L(e+x_1) = z \int_A \tau(x,y) \sqrt{x^2+y^2} \cdot dA \quad (13a)$$

$$H_L = z \int_A \tau_H(x,y) \cdot dA \quad (13b)$$

$$0 = z \int_A \tau_V(x,y) \cdot dA \quad (13c)$$

dove il significato di simboli e lo schema statico è chiarito nella fig. 26a.

L'equazione (13c) comporta che il centro di rotazione stia sull'asse medio del pannello mentre le restanti due equazioni (13a,b) consentono di individuare i valori di X_1 e di H_L . Il valore dello sforzo tagliante limite $\tau(x)$ è legato a quello dello sforzo normale contro le pareti del pannello. Come si osservava nel paragrafo precedente, lo sforzo normale risulta maggiorato rispetto allo stato in quiete per effetto del rifluimento del terreno, che specie in profondità lambisce le facce del pannello per fluire plasticamente dalla zona passiva a quella attiva.

Nel caso di pannelli in cui il rapporto B/L sia sufficientemente ridotto, le equazioni (13a,b) si possono porre in modo approssimato pari a:

$$H_L(e+x_1) = z B \int_0^L \tau(x) \cdot x \cdot dx \quad (14a)$$

$$H_L = z B \left(\int_0^{x_1} \tau(x) dx - \int_{x_1}^L \tau(x) dx \right) \quad (14b)$$

Fatta questa assunzione il problema della determinazione del centro di rotazione e del carico limite H_L è esattamente analogo a quello del paragrafo precedente e analoghi sono i risultati. Il centro di rotazione a collasso è pertanto ancora compreso tra 0,5 e 0,84 L.

Per effetto della semplificazione introdotta, il valore di H_L ottenuto dalla soluzione del sistema costituisce una delimitazione inferiore rispetto a quello valutato correttamente mediante le equazioni (13), come si può constatare facilmente dal confronto tra le figure (26a) e (26b) in cui risulta sempre $x \ll r$.

Assumendo una funzione $\tau(x)$ di tipo analogo alla funzione $p(x)$ ossia,

$$\tau(x) = (\gamma x + q) \cdot K_0 \cdot \text{tg} \delta \cdot \left(\beta_1 + \frac{x}{D} \cdot \beta_2 \right) \quad (15)$$

dove $(\gamma x + q) \cdot K_0$ rappresenta lo sforzo in quiete, normale rispetto al pannello, e $K_0 = 1 - \text{sen} \varphi$, ed effettuate le integrazioni, le equazioni risolventi sono analoghe alle (10a,b).

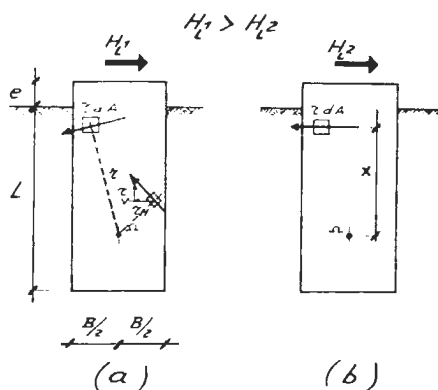


Fig. 26 - Illustrazione dello schema statico per il calcolo della portata laterale,

- a) schematizzazione corretta;
b) schematizzazione semplificata.

In forma esplicita e con il noto significato dei simboli si ottengono pertanto le seguenti equazioni risolventi:

$$0 \leq \zeta = \frac{\frac{\beta_1}{3} \cdot (2R^3 - 1) + \frac{\beta_1 \cdot d + \beta_1 \cdot f}{2} \cdot (2R^2 - 1) + \beta_1 \cdot f \cdot d \cdot (2R - 1)}{\frac{\beta_2}{4} \cdot (1 - 2R^3) + \frac{\beta_2 \cdot d + \beta_2 \cdot f}{3} \cdot (1 - 2R^2) + \frac{\beta_2 \cdot f \cdot d}{2} \cdot (1 - 2R)} \leq \infty \quad (15a)$$

$$H_z = 2 \frac{b}{d} \gamma \cdot L^3 \cdot K_0 \cdot \left[\frac{\beta_1}{3} (2R^3 - 1) + \frac{\beta_1 \cdot d + \beta_1 \cdot f}{2} (2R^2 - 1) + \beta_1 \cdot f \cdot d \cdot (2R - 1) \right]$$

dove: $b = B/L$ (16b)

I valori di β_1 e β_2 che forniscono con la migliore approssimazione i coefficienti angolari delle rette di equazione (2a) e (2b) sono stati individuati mediante un procedimento analogo a quello già illustrato per la ricerca di α_1 e α_2 . I valori ottenuti sono:

$$\beta_1 = -4,2 \quad \beta_2 = 1,10 \quad (17)$$

che, si osserva, sono prossimi numericamente a quelli ottenuti per α_1 e α_2 .

L'andamento del fattore di amplificazione $\beta = (\beta_1 + \frac{x}{D} \beta_2)$ viene riportato in fig. 25b.

Il valore medio risulta $\bar{\beta} = 4,05$.

Nel grafico di fig. 25b è riportato l'andamento della pressione $\tau(x)$ ottenuta sostituendo la (17) nella (15).

Anche in questo caso i valori di $\tau(x)$ si mantengono praticamente nulli finché $\frac{x}{D} \leq 4$ dopo di che crescono rapidamente.

Questa distribuzione di pressioni, analogamente al caso delle $p(x)$, può essere semplificata in un andamento lineare che parte da una quota abbassata di $4D$ rispetto al livello del terreno.

È significativa l'analogia tra l'andamento delle pressioni di tipo normale e quello di tipo tangenziale illustrate in fig. 25a, b.

Poiché le due curve sono state ottenute partendo da informazioni sperimentali distinte si è indotti a ritenere che esista una descrizione comune ai due fenomeni, da ricercare nel fatto che l'incremento di pressione passiva in profondità si traduce in incremento di pressione tangenziale sui lati a causa di un comune fenomeno di rifluimento plastico del terreno.

4.3-Portata globale

La determinazione della portata limite globale di un pannello caricato orizzontalmente viene effettuata sommando il contributo della portata frontale e quello della portata laterale.

I due contributi vengono espressi mediante le equazioni (10b) e (16b), approssimate per difetto e per eccesso rispettivamente.

I risultati sperimentali a disposizione sono stati impiegati per la retro-analisi ottimale dei parametri α e β e pertanto l'accordo tra valori sperimentali e teorici è (come doveva essere) particolarmente buono.

Il suggerimento di calcolare la portata limite in modo semplificato mediante una distribuzione di pressioni lineari opportunamente amplificate a partire da una quota inferiore rispetto al piano campagna è potenzialmente allettante ma occorre sia verificata sulla scorta di ulteriori dati sperimentali.

I valori previsti per la portata limite sono ampiamente superati nel caso dei pannelli con giunto di tipo coesivo. Questo fatto, come si accennava in precedenza, dipende dal diverso meccanismo di collasso legato allo scivolamento dei pannelli e a una più ampia messa in gioco del terreno a fianco dei pannelli medesimi.

Sul problema si stanno conducendo ulteriori ricerche e per ora ci si limita ad osservare che la formula (1), dove i due contributi sono forniti da (10b) e (16b), rappresenta una delimitazione a favore di sicurezza.

È necessario peraltro aggiungere che l'introduzione di una trave di coronamento in sommità, che colleghi tutti i pannelli, porta la struttura in una situazione intermedia tra quelle di pannelli monolitici e di pannelli con giunto coesivo, la cui interpretazione risulta certamente più complessa.

5.- CONCLUSIONI

Le prove sperimentali pur interessando un numero ridotto di modelli hanno fornito risultati internamente coerenti: si è riscontrato infatti un incremento della portata limite sia con l'aumentare delle dimensioni del setto, sia con l'aggiunta di un sovraccarico.

L'adozione di diversi tipi di giunto all'interfaccia tra i pannelli ha posto in evidenza che il comportamento degli elementi con giunto ad attrito e giunto indentato è sostanzialmente analogo a quello dei corrispondenti casi monolitici in quanto non si presenta scorrimento tra i pannelli.

Il carico limite dei pannelli a giunto coesivo risulta sistematicamente superiore rispetto ai pannelli monolitici di uguali dimensioni mentre la loro rigidità iniziale è risultata leggermente inferiore.

Il valore della portata limite orizzontale per pannelli monolitici (o assimilabili) viene colto in modo adeguato da una funzione lineare di B ottenuta semplicemente sommando H_F ed H_L , dove H_F è assimilabile alla portata limite frontale di un palo di altezza L e diametro D , ed H_L è la portata limite laterale, funzione lineare della larghezza B del pannello.

Per pannelli a giunto coesivo H rappresenta una delimitazione inferiore, a favore di sicurezza.

La posizione del centro di rotazione dei pannelli a collasso, rilevata sperimentalmente, è compresa tra 0,5 e 0,84 della profondità L per tutte le prove. Si è dimostrato teoricamente che questo rango di valori corrisponde a pressioni sugli elementi con una variazione polinomiale del secondo ordine rispetto alla profondità.

La migliore stima del valore di H_p , sia con sia senza sovraccarichi, si ottiene assumendo sulle facce frontali uno sforzo normale limite variabile con legge parabolica del tipo:

$$p(x) = (\gamma x + q) \cdot K_p \cdot \left(-3,3 + 1,13 \frac{x}{D} \right) \quad (18)$$

dove K_p tiene conto dell'angolo di attrito terra-muro e dove i coefficienti numerici sono stati ricavati mediante una procedura di tipo identificativo.

Analogamente la migliore stima del valore di H_L , sia con sia senza sovraccarichi, si ottiene assumendo sulle facce laterali uno sforzo tangenziale limite variabile con legge parabolica del tipo:

$$\tau(x) = (\gamma x + q) \cdot K_0 \cdot \text{tg} \delta \left(-4,2 + 1,10 \frac{x}{D} \right) \quad (19)$$

dove δ è l'angolo di attrito terra-muro e i coefficienti numerici sono stati ricavati mediante una procedura di tipo identificativo.

L'andamento delle pressioni $p(x)$ e $\tau(x)$ adimensionalizzate, ricavate in modo indipendente, cresce in forma del tutto analoga con l'approfondimento: l'esistenza di ciò suggerisce una causa comune ai due fenomeni legata al flusso plastico del terreno in profondità che migra dalla zona passiva a quella attiva passando per i lati del pannello.

Viene proposto un metodo semplificato di calcolo della portata limite che ipotizza un andamento della pressione lineare con la profondità, a partire da una quota abbassata rispetto al livello del terreno.

La ricerca, seppure orientata alle sollecitazioni sismiche, non ha indagato la variazione della portata limite all'invertirsi della direzione del carico.

Da un punto di vista applicativo è necessario definire sperimentalmente la natura del giunto, tra gli elementi adiacenti nei diaframmi realizzati nella pratica costruttiva.

I risultati ottenuti della presente ricerca consentono tuttavia di ipotizzare che, anche in scala maggiore, il comportamento in presenza di eventuali scorrimenti relativi tra i pannelli non comporti una riduzione del carico limite ma solo una riduzione della rigidità iniziale dell'insieme strutturale.

BIBLIOGRAFIA

BRINCH HANSEN J. (1953) - Earth pressure calculation - Tecnick Forlag, Copenhagen -

BRINCH HANSEN J. (1961) - The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Danish Geotech. Ins. Bull. N. 12, pag. 5-9, Copenhagen

BROMS B.B. (1972) - Stability of flexible structures (piles and piles groups). 5th CSMFE, Madrid, Vol. 2, pag. 239-269 -

GATTI G., LOCATELLI M. (1978) - Prismi di fondazione in terreni stratificati - RIG, n° 3, pag. 123 - 136.

HORN A. (1972) - Resistance and movement of laterally loaded abutments. 5th ECSMFE, Madrid, Vol. 1 pag. 143 - 148.

KIENSBERGER H. (1975) - Diaphragm walls as load bearing foundations. Diaphragm Walls and anchorages, Institution of Civil Engineers, London -

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare la I.C.O.S. S.p.A. (Impresa Costruzioni Opere Specializzate) per avere messo a disposizione le attrezzature e i tecnici addetti alle prove.

La ricerca è stata parzialmente finanziata con fondi CNR.

SUMMARY

The results of small scale test on concrete prisms simulating embedded diaphragm walls subjected to a horizontal load at the top are illustrated. The applied load is directed as the principal axis of inertia. The embedded prisms are constituted by 1, 2 or 3 jointed elements and joints of different nature have been studied, i.e. monolithic, frictional, step-shaped and cohesive.

Two contributions can be distinguished in the experimentally obtained trend of the limit resistance: a front resistance (analogous to the case of a single horizontally loaded pile) and a side resistance, linearly dependant on the dimension of the wall along the load direction.

The frictional joint and the step-shaped joint prism behaved as the monolithic ones.

The cohesive joint prisms presented internal slidings between the assembled elements and, due to the different collapse mechanism, the limit resistance was higher than in the monolithic case, even if at the price of a lower initial stiffness.

A theoretical analysis is presented to define the position of the center of rotation at collapse, when the function of soil pressures can be approximated as a polynomial.

For general parabolic distributions the position is between 0,5 and 0,84 of the embedded depth.

Parabolic distributions of normal and tangential pressures acting on the tested walls have been back-analysed from the experimental results and, on this basis, a simplified approach for the calculation of the global limit horizontal load is proposed.
