

# Analisi sperimentale di un modello ridotto di paratia a mensola in terreno granulare

P. DOLCI \*, G. MOR \*\*, R. NOVA \*\*\*

**SOMMARIO:** L'articolo illustra i risultati sperimentali ottenuti in laboratorio su un modello ridotto di paratia immersa in uno strato uniforme di sabbia. Scopo della ricerca è quello di fornire una base sperimentale diretta, anche se preliminare, su cui verificare le predizioni di un modello numerico per il calcolo delle paratie, che verrà presentato in un successivo lavoro. La messa a punto delle apparecchiature sperimentali necessarie per questa ricerca servirà inoltre alla definizione della procedura sperimentale per una fase di sperimentazione più realistica per mezzo di una centrifuga.

Nella prima parte dell'articolo vengono descritte l'apparecchiatura sperimentale utilizzata, la procedura di taratura degli strumenti di misura, il metodo di deposizione della sabbia utilizzata, nonché le caratteristiche meccaniche di quest'ultima. Nella seconda parte vengono illustrati gli spostamenti della paratia e del terreno adiacente, nonché l'andamento delle pressioni del terreno al variare della profondità dello scavo.

Si dimostra che i risultati ottenuti con la procedura ottenuta sono ripetibili e in buon accordo con i risultati disponibili in letteratura. Essi forniscono quindi una base sperimentale affidabile su cui verificare le predizioni numeriche di comportamento.

## 1. Introduzione

Scopo della presente nota è quello di studiare l'effettivo andamento sperimentale delle spinte del terreno su un modello di paratia a mensola in scala ridotta. I risultati ottenuti serviranno come base sperimentale preliminare con cui confrontare le predizioni ottenibili per mezzo di un nuovo metodo di analisi e progetto delle paratie messo a punto da BECCI e NOVA [1986].

Verranno illustrati in questa nota i risultati ottenuti in laboratorio su una paratia modello strumentata e immersa in uno strato uniforme di sabbia secca. In particolare verranno presentate le variazioni degli assestamenti verticali e orizzontali al variare della profondità dello scavo e gli andamenti delle pressioni normali alla paratia. Questi ultimi risultano essere assai diversi dagli andamenti teorici assunti nelle comuni procedure di calcolo delle paratie.

Dopo una sommaria descrizione delle apparecchiature utilizzate e delle modalità di prova seguite, verranno presentate e discusse le proprietà fisico-meccaniche della sabbia utilizzata. Quindi verranno presentati i risultati ottenuti sulla paratia modello in due serie di prove, tre su sabbia sciolta e tre su sabbia densa. I risultati di ciascuna serie di prove sono sostanzialmente identici, per cui nel seguito si farà riferimento ad un'unica prova con sabbia

sciolta e ad un'unica prova con sabbia densa. Si mostrerà che tra l'andamento dello spostamento orizzontale massimo e la profondità di scavo esiste una relazione che può essere espressa matematicamente in modo semplice e che è la stessa, formalmente, per ogni tipo di densità.

L'andamento delle pressioni è molto diverso da quello teorico di Rankine, soprattutto per ciò che concerne la zona in spinta passiva. In particolare il coefficiente di spinta passiva misurabile in prossimità del fondo scavo appare essere elevatissimo: lo sforzo orizzontale misurato è circa 30 volte maggiore del valore di calcolo dello sforzo verticale. Tale valore è peraltro in accordo con misure analoghe pubblicate in letteratura. Inoltre si mostrerà che solo valori così alti del coefficiente di spinta passiva consentono di predire correttamente l'altezza di scavo misurata a collasso.

L'indagine condotta, descritta in questo articolo, è da considerarsi preliminare. La messa a punto delle apparecchiature necessarie per questa prima fase della ricerca, servirà infatti alla definizione della procedura sperimentale da seguire in una fase più avanzata in cui si intende modellare più realisticamente il comportamento di una paratia servendosi di una centrifuga. Infatti, il limite fondamentale dei risultati sperimentali che verranno illustrati in questa nota consiste nell'impossibilità di fornire un quadro realistico del comportamento delle paratie in vera grandezza. La riduzione in scala delle dimensioni lineari produce infatti una riduzione altrettanto grande dello stato tensionale del terreno. Poiché il comportamen-

\* Ingegnere, libero professionista.

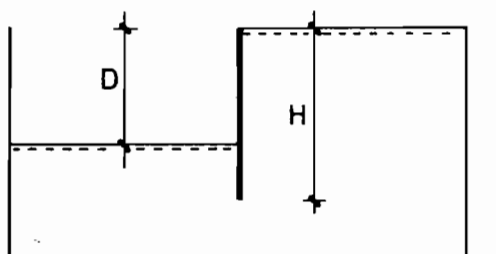
\*\* Ingegnere, Controls s.p.a., Cernusco S.N.

\*\*\* Professore associato di Geotecnica, Politecnico di Milano.

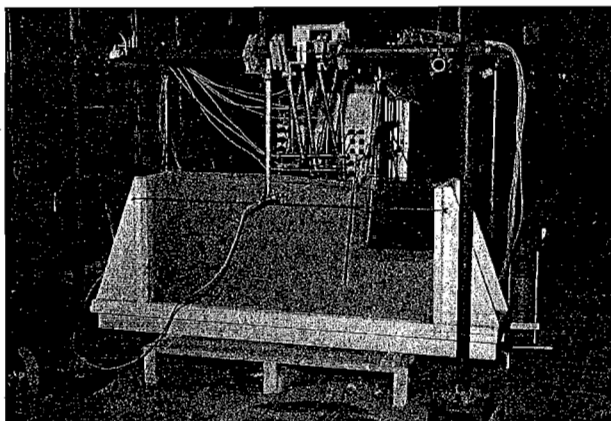
to della paratia dipende dallo stato tensio-deformativo del terreno, è chiaro che i risultati ottenuti sul modello non sono direttamente estrapolabili alle paratie in vera grandezza. Se al contrario, si riduce la scala fisica aumentando contemporaneamente l'accelerazione gravitazionale con una centrifuga, in modo che il livello di sforzo sia identico nel modello e nel prototipo, i risultati sperimentali sono senz'altro da considerarsi più attendibili.

## 2. Descrizione dell'apparecchiatura e delle modalità di prova

Lo schema dell'apparecchiatura utilizzata, che ricorda quello usato da altri autori [MATTEOTTI, 1970; BRANSBY e MILLIGAN, 1975], è illustrato in fig. 1. Si è costruito un contenitore in legno con pareti laterali in cristallo per limitare al massimo l'influenza dell'attrito tra pareti laterali e terreno e consentire la visualizzazione del comportamento deformativo della sabbia. La prova viene eseguita riempiendo il contenitore di sabbia secca fino al livello superiore della paratia e quindi 'scavando' su un lato della paratia. Lo scavo avviene con aspirazione della sabbia per successivi strati regolari fino al raggiungimento del collasso. Asse-



(a)



(b)

Fig. 1. - Schema e fotografia dell'apparecchiatura.

stamenti e pressioni sulla paratia sono misurati con continuità.

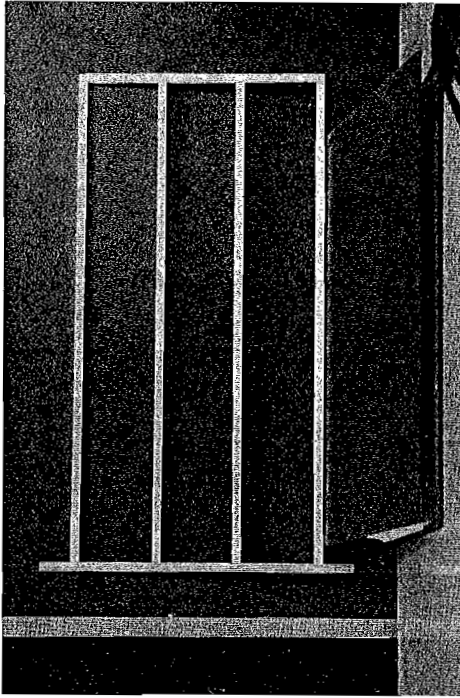
### 2.1 Contenitore

La struttura di contenimento della sabbia è stata progettata in modo da soddisfare quanto più possibile il requisito di deformazione piana. A questo scopo alle pareti laterali di cristallo è stato conferito uno spessore di 1 cm capace di fornire una consistente rigidezza flessionale tale da rendere trascurabili le deformazioni ai bordi della paratia. Inoltre i cristalli venivano rigorosamente puliti con soluzione di acetone per rendere minimo l'attrito laterale. Non è stata effettuata nessuna misura specifica per verificare che questo fosse trascurabile. In effetti esistono in letteratura pareri contrastanti in proposito. ARTHUR e ROSCOE [1965], notando che la differenza tra le deformazioni misurate al centro del muro e sulle pareti laterali era piccola, conclusero che l'effetto dell'attrito laterale è trascurabile. Al contrario, ROWE [1971] e BRANSBY [1971], confrontando risultati ottenuti su modelli di pareti che operano in condizioni di spinta passiva con diversi rapporti tra altezza,  $H$ , e larghezza,  $W$ , del muro, notarono un notevole incremento del coefficiente di spinta passiva apparente al crescere del rapporto  $H/W$ . Infine BRANSBY e SMITH [1975] confrontando i risultati di un'analisi teorica con i risultati sperimentali citati conclusero che l'effetto dell'attrito sulle pareti laterali è trascurabile per ciò che concerne la spinta attiva mentre è rilevante nel caso di spinta passiva per rapporti  $H/W$  superiori a 0.5, specialmente per sabbie dense. Nel caso in esame, la quota parte di paratia che chiama in causa la spinta passiva è pari a circa  $1/3$  dell'altezza ed è tanto minore quanto più densa è la sabbia. Con una paratia alta 30 cm è quindi sufficiente una larghezza del contenitore di 20 cm perché gli effetti dell'attrito laterale possano essere trascurati. Simili conclusioni sono state ottenute da MILLIGAN [1974].

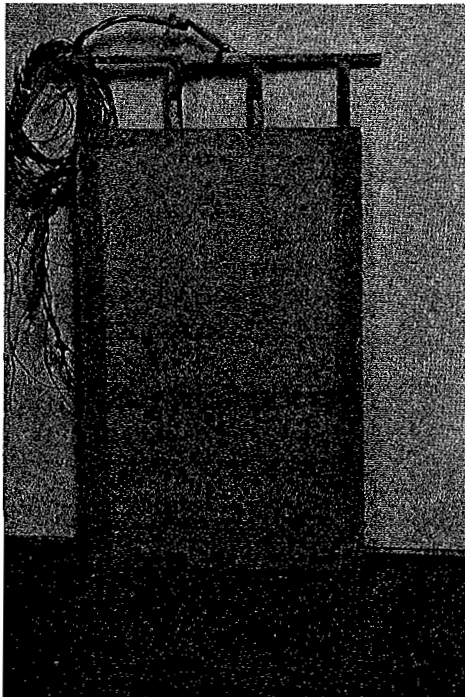
Per consentire una futura indagine con tecniche radiografiche che richiedono un limitato spessore del contenitore, si è deciso di progettare un contenitore alto 40 cm e largo 20 cm. Per evitare che anche le restanti pareti verticali potessero influire sul comportamento della struttura impedendo la libera formazione delle superfici di rottura, il contenitore ha una forma allungata con il lato maggiore di circa 90 cm, figg. 1a e 1b.

## 2.2 Paratia strumentata

La paratia è stata progettata con l'intento di misurare localmente le pressioni esercitate dal terreno. A tal fine si è progettata una struttura portante rigida (scheletro) in lega d'alluminio, fig. 2a, sulla quale sono state incollate delle lamelle di acciaio ad alto limite elastico con



(a)



(b)

Fig. 2. - a) scheletro della paratia; b) paratia assemblata e ricoperta con una membrana di gomma.

uno spessore di 0.4 mm, fig. 2b. Ad alcune di queste sono stati applicati degli strain gauges che permettono di misurare le deformazioni delle lamelle.

Per impedire che i granelli di sabbia si infilassero tra le lamine, la paratia è stata coperta da una membrana latex. La paratia assemblata ha uno spessore di 7 mm, pesa 400 g, e possiede una rigidezza flessionale di circa 2100 kgcm<sup>2</sup>/cm.

Le lamelle sono state tarate caricando ciascuna di esse con pressioni variabili da 1 a 40 g/cm<sup>2</sup> e registrando i digits corrispondenti.

## 2.3 Caratteristiche della sabbia utilizzata

Il materiale utilizzato è una sabbia del Ticino, la cui curva granulometrica è riportata in fig. 3. Di questa sabbia sono disponibili una grande quantità di risultati sperimentali [BALDI *et al.*, 1983; JAMIOLKOWSKI e PASQUALINI, 1983] che ne permettono una completa caratterizzazione dal punto di vista meccanico. La densità dei granelli è pari a 2.65 g/cm<sup>3</sup> mentre le densità minime e massime ottenute con il metodo ASTM 2049-69 sono rispettivamente  $\rho_{min} = 1.391$  g/cm<sup>3</sup> e  $\rho_{max} = 1.70$  g/cm<sup>3</sup>. L'involuppo di rottura è moderatamente curvo e può essere ben interpolato dalla curva empirica di BALIGH [1975].

$$\tau = \sigma' \left( \tan\Phi_0 + \tan\alpha \left( \frac{1}{2.3} - \log \frac{\sigma'}{p_a} \right) \right) \quad (1)$$

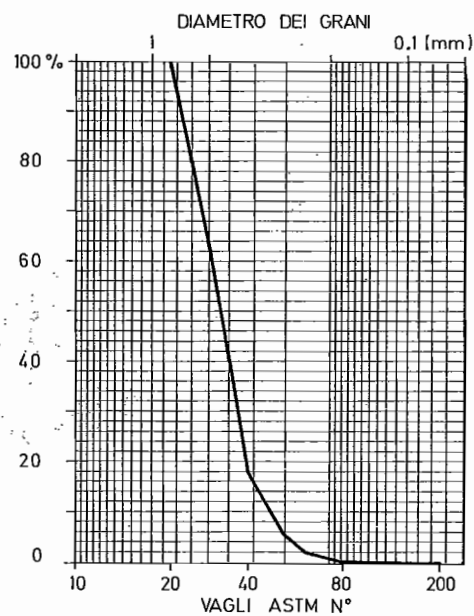


Fig. 3. - Curva granulometrica della sabbia del Ticino usata in questa ricerca.

dove  $\tau$  e  $\sigma'$  sono gli sforzi tangenziale e normale sul piano rottura,  $p_0$  è la pressione atmosferica, mentre  $\tan\Phi_0$  e  $\tan\alpha$  sono due parametri che caratterizzano la curva involuppo. In figura 4 si riportano i risultati sperimentali relativi a  $\Phi_0$  ed  $\alpha$  in funzione della densità relativa della sabbia in prove triassiali consolidate anisotropicamente drenate [JAMIOLKOWSKI e PASQUALINI, 1983]. Poiché il livello di pressione a cui verrà sollecitato il terreno nelle prove sulle paratie è molto limitato, dell'ordine di qualche KPa, si preferirà nel seguito utilizzare come parametro di rottura il convenzionale angolo d'attrito,  $\Phi'$ . La fig. 5 riporta la variazione di  $\Phi'$  con la densità relativa per diversi valori della tensione  $\sigma'$  agente sul piano di rottura.

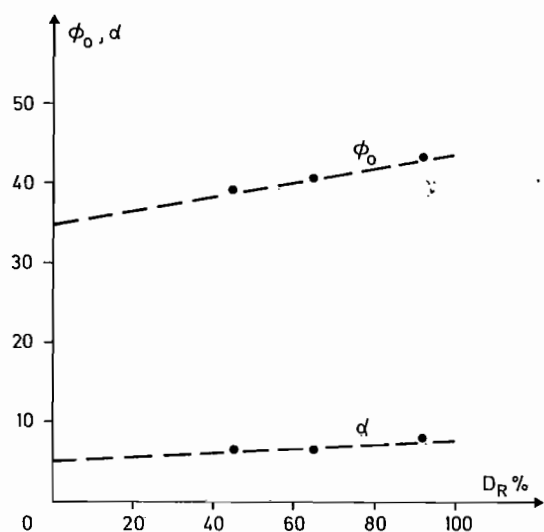


Fig. 4. - Relazione tra  $\Phi_0$  e  $\alpha$ , in gradi, e  $D_r$  (dati di JAMIOLKOWSKI e PASQUALINI, [1983]).

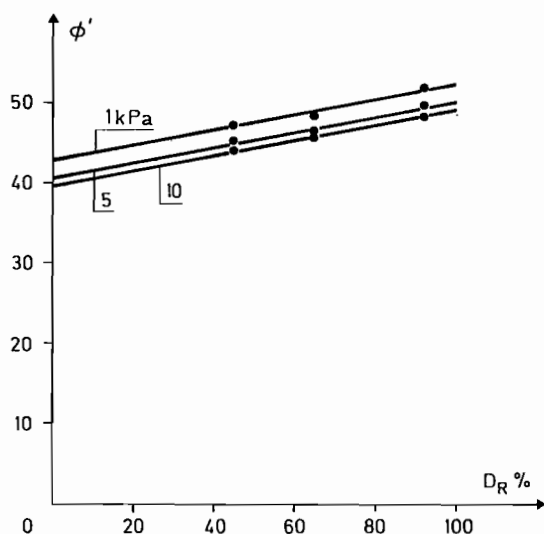


Fig. 5. - Relazione tra l'angolo d'attrito secante, in gradi, e  $D_r$  per diversi livelli tensionali, calcolati servendosi dei dati di Fig. 4.

Come si può notare l'angolo d'attrito varia pressoché linearmente con la densità relativa come osservato da SCHMERTMANN [1975]. I valori inusualmente alti dell'angolo d'attrito sono dovuti ai valori molto limitati del livello di pressione considerato.

È noto che il criterio di Coulomb-Mohr è solo un'approssimazione del reale criterio di rottura dei terreni. L'angolo d'attrito apparente  $\Phi'_a$  definito come

$$\Phi'_a = \sin^{-1} \left[ \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right] \quad (2)$$

varia al variare dello sforzo principale intermedio  $\sigma'_2$  (vedi ad esempio SUTHERLAND e MESDARY [1969]) ed è maggiore in condizioni di deformazione piana che in compressione triassiale. Tuttavia, per così alti valori dell'angolo d'attrito la differenza è pressoché trascurabile. Si assumeranno quindi come valori rappresentativi dell'angolo d'attrito in condizioni di deformazione piana i valori relativi alla retta che interpola i punti sperimentali per  $\sigma' = 1\text{KPa}$  la cui equazione è

$$\Phi' = 42.5^\circ + 9.5^\circ D_r \quad (3)$$

JAMIOLKOWSKI *et al.* [1985] riportano i valori del coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$ , per campioni di diversa densità misurati in camera di calibrazione al termine della fase di consolidazione, fig. 6. I risultati sperimentali sono ben interpolati dall'equazione

$$K_0 = K_0^{\min} + \alpha D_r^\omega \quad (4)$$

dove

$$K_0^{\min} = .37, \alpha = 8.59, \omega = -1.16$$

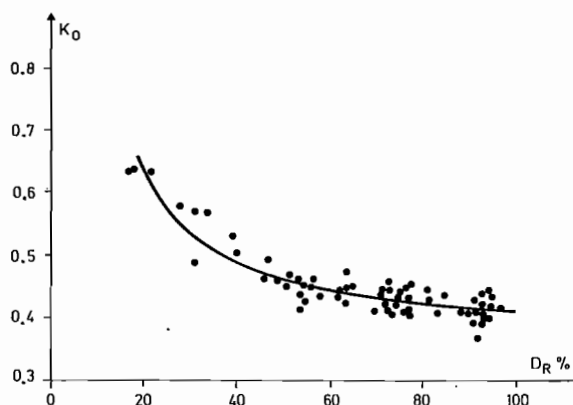


Fig. 6. - Variazione del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  con  $D_r$ . (da JAMILKOWSKI *et al.*, [1985]).

Inoltre il modulo elastico apparente  $E_{50}$ , definito come il rapporto tra il deviatore degli sforzi pari alla metà del valore di rottura e la corrispondente deformazione assiale, in una prova triassiale drenata a pressione di cella costante, è esprimibile secondo la formula

$$E_{50} = B_0 p_0 \left( \frac{\sigma'_o}{p_0} \right)^{B_1} \exp(D_r B_2) \quad (5)$$

dove  $p_0$  è una pressione di riferimento (98.1 KPa),  $\sigma'_o$  è la pressione media di consolidazione mentre  $B_0$ ,  $B_1$  e  $B_2$  sono parametri adimensionali che dipendono dal grado di sovraconsolidazione e che variano al variare del percorso di carico. Indicativamente per questo tipo di sabbia per prove a pressione di cella costante  $B_0 = 30.4$ ,  $B_1 = 0.44$ ,  $B_2 = 2.78$ .

#### 2.4 Deposizione pluviale

Per ottenere una densità il più possibile uniforme, si è utilizzata la tecnica di deposizione pluviale con caduta attraverso ugelli di forma diversa per ottenere diverse densità. Sono state eseguite prove preliminari per controllare la ripetibilità dell'operazione. La sabbia veniva depositata in strati di spessore costante servendosi di un ugello di 20 mm di diametro con altezza di caduta di 400 mm, con movimento regolare avanti e indietro lungo il lato corto del contenitore. Raggiunto lo spessore voluto il livello della sabbia veniva rasato con un aspiratore, solidale ad un certo piano di riferimento.

Il contenitore veniva quindi pesato e calcolata la densità della sabbia. Dopo alcuni tentativi la densità dei vari strati risultava compresa tra 1.44 e 1.46 g/cm<sup>3</sup>.

Usando due diversi tipi di ugelli, il primo convergente, libero al suo interno, con diametro variabile da 25 mm a 21 mm, il secondo a diametro costante di 24 mm ma con quattro reti disposte in serie e opportunamente sfasate, si sono ottenuti campioni di sabbia sciolta e sabbia densa. Al variare dell'altezza di caduta la densità relativa cresce fino ad un limite asintotico, fig. 7.

Per le prove sulla paratia si è assunta un'altezza di caduta di 650 mm che viene mantenuta costante al crescere del livello nel contenitore. Si sono ottenute una sabbia sciolta con  $D_r = 12\%$  e  $\rho = 1.42$  g/cm<sup>3</sup>, ed una sabbia densa con  $D_r = 77\%$  e  $\rho = 1.62$  g/cm<sup>3</sup>.

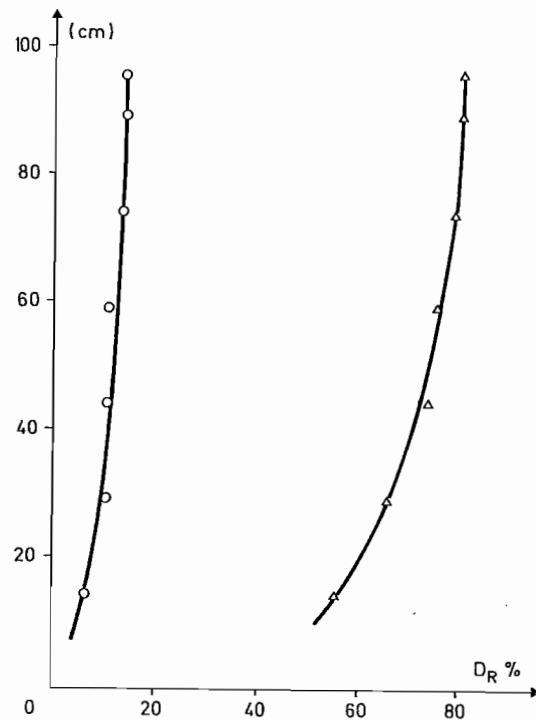


Fig. 7. - Relazione tra altezza di caduta e densità relativa.

Sulla base delle correlazioni (3), (4), (5) assumendo che la tensione media iniziale sia pari a 2KPa i valori di  $\Phi'$ ,  $K_o$ ,  $E_{50}$  sono allora rispettivamente  $\Phi' = 43^\circ.5$ ,  $K_o = .63$ ,  $E_{50} = 750$  KPa per la sabbia sciolta mentre  $\Phi' = 49^\circ.5$ ,  $K_o = .41$ ,  $E_{50} = 4574$  KPa per la sabbia densa. Si vuole ancora sottolineare il fatto che valori così alti dell'angolo d'attrito sono relativi al basso livello tensionale cui è sottoposta la sabbia a contatto con la paratia.

### 3. Risultati delle prove

Sono state eseguite sei prove sperimentali di cui tre con sabbia sciolta e tre con sabbia densa, misurando sia le pressioni sulla paratia che gli spostamenti orizzontali della paratia e quelli verticali della superficie del terreno a monte per mezzo di captatori LVDT. Inoltre gli spostamenti del terreno di monte e di valle in prossimità dei cristalli laterali è stato visualizzato per mezzo di sferette metalliche o con sottili strisce di sabbia colorata con inchiostro di china.

Per ciò che concerne gli spostamenti, le due classi di prove si sono dimostrate perfettamente ripetibili, dal momento che l'andamento degli spostamenti risulta pressoché identico nelle tre prove effettuate a pari densità. Le figure 8 e 9 illustrano gli andamenti degli assestamenti

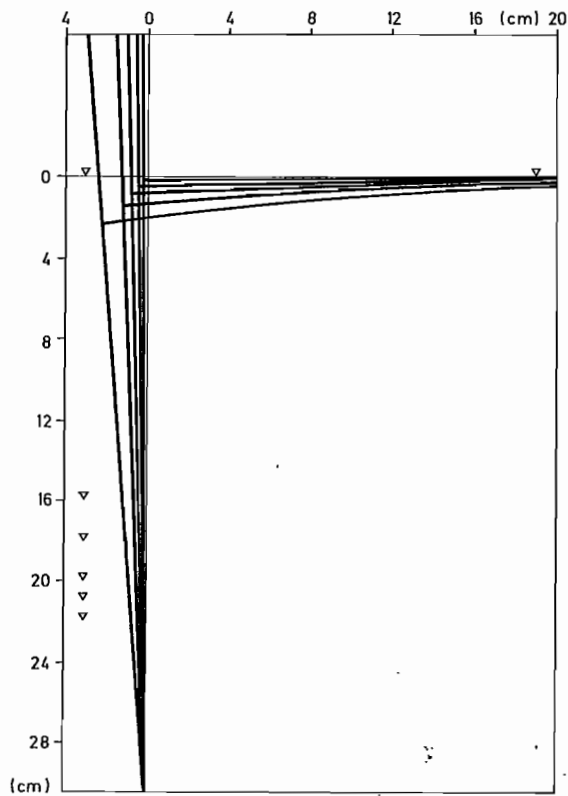


Fig. 8. - Assestamenti del terreno durante lo scavo-sabbia sciolta.

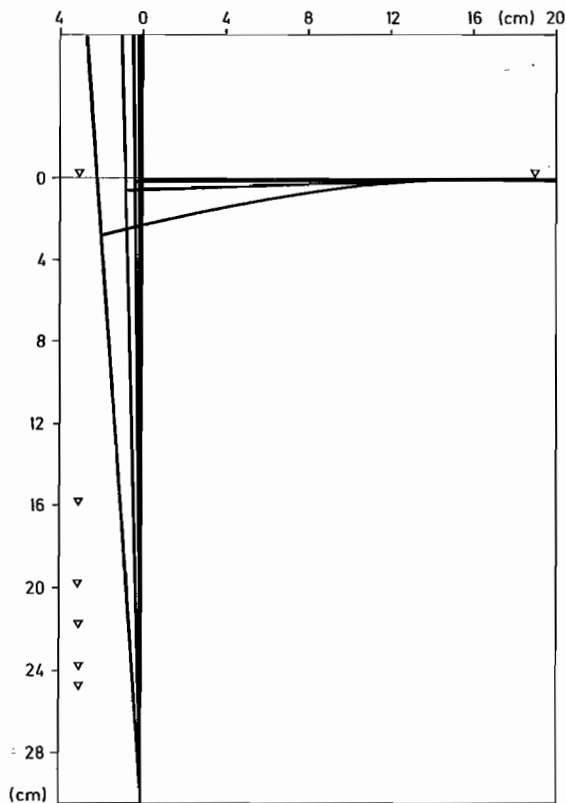


Fig. 9. - Assestamenti del terreno durante lo scavo-sabbia densa.

in funzione del livello di scavo per una prova con sabbia sciolta e per una con sabbia densa.

I risultati sperimentali sono sintetizzati in fig. 10 dove sono riportati gli andamenti dello spostamento orizzontale massimo in testa alla paratia  $\Delta$ , in funzione della profondità di scavo  $D$ . Nel caso di sabbia sciolta il terreno subisce spostamenti notevoli fin dall'inizio del processo di scavo per poi tendere gradualmente a collasso. Lo spostamento orizzontale massimo cresce pressoché linearmente con la profondità di scavo finché questa ha raggiunto il 40% della lunghezza della paratia  $H$ . Il valore asintotico cui tende la curva  $D, \Delta$  è stato calcolato ammettendo che questa curva abbia un andamento di tipo iperbolico, cioè

$$D = \frac{\Delta}{\frac{1}{R} + \frac{\Delta}{D_f}} \quad (6)$$

essendo  $R$  la tangente iniziale della curva e  $D_f$  il valore limite della profondità di scavo. Riportando in diagramma  $\Delta/D$  e  $\Delta/H$ , fig. 11, i risultati sperimentali della figura precedente, si ricava che  $D_f/H = .75$  mentre  $R = 250$ . Nella fase iniziale lo spostamento  $\Delta$  è quindi  $1/250$  della parte fuori terra della paratia. La linearità è abbandonata quando lo scavo raggiunge una profondità pari al 53.3% del valore limite.

Nel caso di sabbia densa gli spostamenti sono molto più limitati nella fase iniziale lineare che permane finché la profondità dello scavo ha raggiunto il 60% dell'altezza della pa-

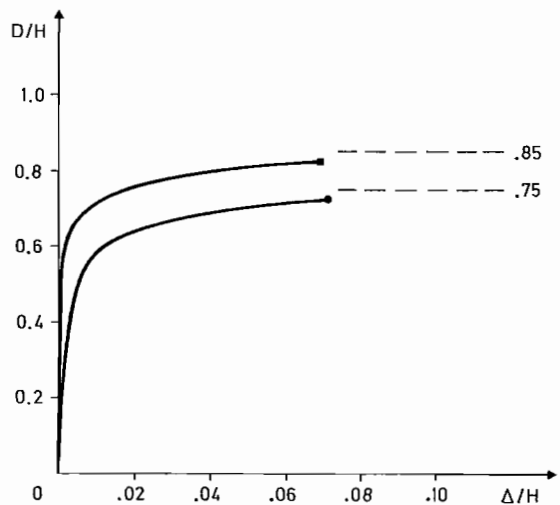


Fig. 10. - Relazione tra profondità di scavo  $D$  e spostamento orizzontale  $\Delta$  in testa alla paratia. ■ sabbia densa; ● sabbia sciolta.

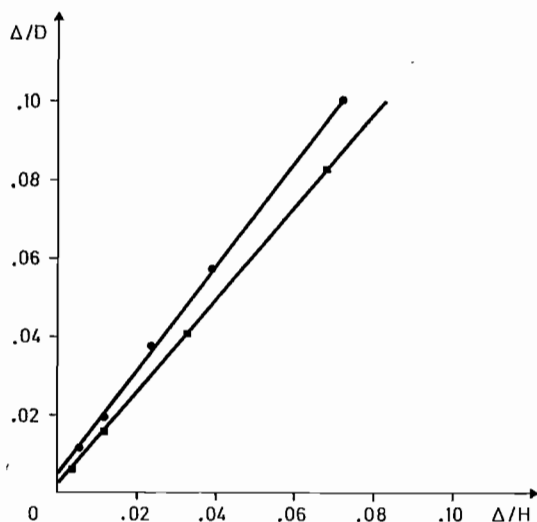


Fig. 11. - Relazione tra  $\Delta/D$  e  $\Delta/H$ -dati di Fig. 10. ■ sabbia densa; ● sabbia sciolta.

ratia. Quindi il collasso avviene in modo piuttosto brusco con un repentino aumento dei cedimenti al crescere della profondità di scavo. Utilizzando ancora la (6) si ricava che  $D_f = .85$  e  $R = 500$ . La linearità è abbandonata quando lo scavo raggiunge una profondità pari al 70.6% del valore limite.

In ambedue i casi la paratia è pressoché rettilinea durante lo scavo. L'esatta posizione del centro di istantanea rotazione non è facilmente determinabile ma si trova in ambedue i casi attorno ad una profondità pari al 94% dell'altezza della paratia dal piano di monte. A collasso quindi nel caso di sabbia densa il tratto al di sotto del punto di istantanea rotazione è pari al 40% della lunghezza totalmente interrata, mentre nel caso di sabbia sciolta questo rapporto scende al 24%. Lontano dal collasso il valore di questo rapporto tende a scendere, dal momento che la profondità del centro di istantanea rotazione rimane pressoché costante, giungendo ad un valore del 15% per  $D/H = .6$ . Questi risultati sono quindi in sostanziale accordo con il valore usato convenzionalmente in fase di progetto delle paratie a mensola, che, come è noto, è pari al 16.67%. Lo spostamento verticale massimo varia linearmente con lo spostamento orizzontale massimo, quanto meno per cedimenti non troppo grandi. La densità relativa non influenza molto il rapporto tra cedimenti massimi verticali e cedimenti massimi orizzontali che in ambedue i casi è vicino a 1. In compenso, la zona interessata dai cedimenti è molto ridotta nel caso di sabbia densa mentre si estende per una larghezza pari alla

lunghezza della paratia nel caso di sabbia sciolta.

L'andamento delle pressioni sulla paratia è molto meno regolare dell'andamento dei cedimenti. In parte ciò è dovuto probabilmente all'influenza di errori di misura che, ad un così basso livello tensionale, potrebbero giocare un ruolo fondamentale. Tuttavia, le prove denotano anche in questo caso un alto grado di ripetitività. In fig. 12 sono riportati i valori delle pressioni a monte e a valle della paratia per sabbia sciolta con profondità di scavo 16 e 22 cm rispettivamente, contro una profondità di collasso teorica pari a 23 cm. Si può notare che il coefficiente di spinta a monte ha

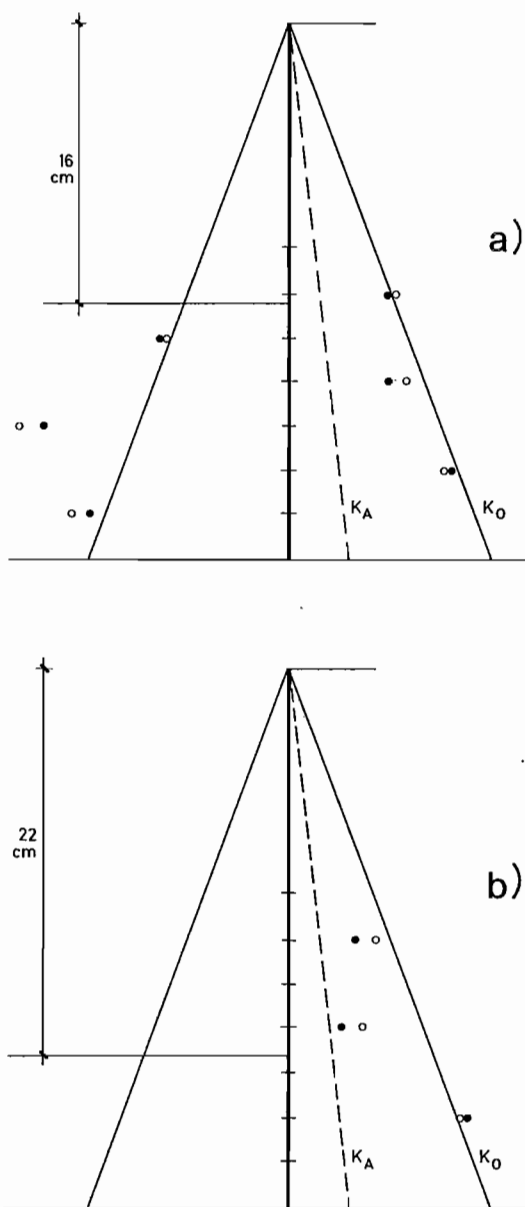


Fig. 12. - Pressioni a monte e valle della paratia a diverse profondità di scavo-sabbia sciolta.

ancora valori prossimi a  $K_0$  quando  $D = 16$  cm e cioè  $\Delta/H = .01$ . Per valori più elevati della profondità di scavo la pressione di monte diventa uguale alla spinta attiva che è piuttosto contenuta, in accordo quindi con la scelta di un elevato angolo d'attrito. A valle il coefficiente di spinta è elevatissimo (vicino al fondo scavo  $K_P \approx 33$ ), ma tende a diminuire rapidamente con la profondità. Il valore di spinta passiva misurato è in accordo con i valori teorici calcolati tenendo conto di una superficie di rottura uguale ad una spirale logaritmica con angolo d'attrito tra paratia e terreno pari all'angolo d'attrito del terreno. A livello del centro di istantanea rotazione il coefficiente di spinta a monte è pari a quello di spinta a riposo.

La fig. 13 illustra i corrispondenti risultati per la sabbia densa con profondità dello scavo pari a 16 e 24 cm contro una profondità di scavo limite teorica pari a circa 25 cm. Nel primo caso, poiché gli spostamenti sono, ancora limitatissimi, i valori di spinta non divergono molto da quelli di spinta a riposo. Nel

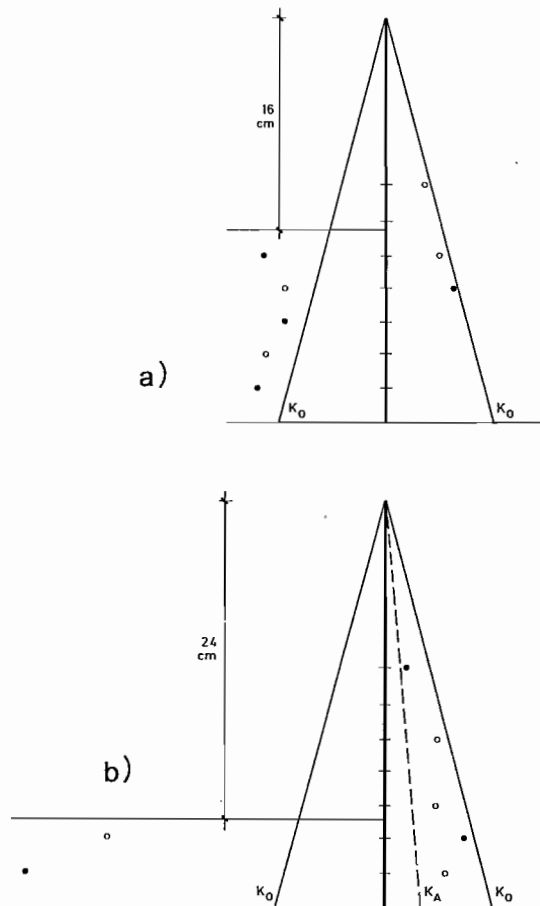


Fig. 13. - Pressioni a monte e valle della paratia a diverse profondità di scavo-sabbia densa.

secondo, molto vicino al valore di collasso, la spinta di monte si avvicina a quella attiva, mentre a valle si hanno pressioni che corrispondono a coefficienti di spinta passiva dello stesso ordine di grandezza di quelli misurati nel caso di sabbia sciolta. Simili valori di  $K_P$  furono ottenuti da JAMES e BRANSBY [1970] nel caso di una parete che sollecita il terreno in condizioni di spinta passiva.

Un ulteriore controllo sulla validità dei valori di  $K_P$  ottenuti può essere effettuato imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al centro di istantanea rotazione. Infatti, se si ammette per semplicità che al di sopra di esso la spinta del terreno sia pari a quella attiva a monte e a quella passiva a valle deve essere

$$1/6\gamma K_A h^3 = 1/6\gamma K_P (h - D)^3 \quad (7)$$

per cui

$$D/h = 1 - \left[ \frac{K_A}{K_P} \right]^{1/3} \quad (8)$$

dove  $h$  è l'altezza della paratia fino alla profondità del centro di istantanea rotazione. L'equazione (8) coincide con l'equazione proposta da ROWE [1951] a meno del fatto che nell'equazione originaria a denominatore del primo membro compare l'altezza totale  $H$ . Si è visto peraltro che  $h = \beta H$  e che  $\beta$ , nei casi esaminati, ha un valore prossimo a .94. La (8) può essere allora riscritta

$$\frac{D}{H} = \beta \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{K_A}{K_P}} \right) \quad (9)$$

L'equazione (9) interpola molto bene i risultati sperimentali ottenuti in questa nota, denotati con  $N$  in fig. 14, e quello ottenuto da BRANSBY e MILLIGAN [1975] denotato con  $B$ , se si assume per  $K_P$  il valore di SOKOLOVSKI [1960], relativo al caso in cui l'attrito tra terreno e muro è uguale all'angolo d'attrito del terreno. Una soluzione approssimata semplice può essere ottenuta assumendo

$$K_P = \tan^4 (\pi/4 + \Phi'/2) = N_\phi^2 \quad (10)$$

Si ha allora

$$D/H = .94 \left( 1 - \frac{1}{N_\phi} \right) \quad (11)$$



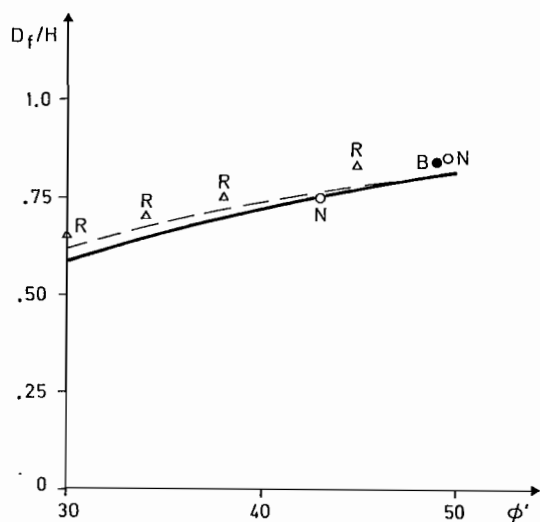


Fig. 14. - Relazione tra profondità di collasso  $D_f$  e angolo d'attrito  $\phi'$ . Confronto tra curve teoriche e risultati sperimentali (R=ROSCOE [1951]; B=BRANSBY e MILLIGAN [1975], N=questo studio). La linea continua corrisponde alla soluzione di Sokolovski mentre quella tratteggiata è l'equazione (11).

I valori sperimentali di ROWE [1951] sono leggermente superiori a quelli forniti dalla (9) e dalla (11). Poiché la spinta passiva non può essere interamente mobilizzata vicino al centro di istantanea rotazione il valore di  $K_p$  utilizzato deve allora essere considerato un limite inferiore del valore di  $K_p$  vicino al fondo scavo a collasso incipiente. Quindi in prossimità del fondo scavo il valore di  $K_p$  dovrà essere senz'altro superiore a 26.7 per la sabbia sciolta e addirittura a 54.0 per la sabbia densa. Ciò dà ragione degli alti valori di  $K_p$  misurati. Per confronto si tenga presente che BRANSBY [1972] misurò i valori di  $K_p$  pari a 30 con angolo d'attrito  $\Phi' = 50^\circ$ , e angolo d'attrito terra-parete  $\delta = 30^\circ$ . Con  $\delta = 50^\circ$  il valore di  $K_p$  sarebbe stato superiore a 59.

#### 4. Conclusioni

In questo articolo si sono presentati i risultati sperimentali ottenuti con prove su modelli ridotti di paratie a sbalzo immerse in sabbia asciutta. Scopo dell'indagine era duplice. In primo luogo si intendeva ottenere una serie di risultati diretti, e quindi ben controllabili, che servissero da punto di riferimento per una analisi numerica, da condursi successivamente, volta a determinare un nuovo metodo di calcolo per le paratie. In secondo luogo si inten-

deva mettere a punto una procedura sperimentale che servisse come base di partenza per una successiva indagine sperimentale da condursi in centrifuga, in modo da modellare più realisticamente il comportamento delle strutture di sostegno.

I risultati presentati sono in accordo con i risultati ottenuti da altri ricercatori che hanno affrontato problemi simili. I risultati ottenuti nelle varie prove sono in genere ripetibili a testimonianza della bontà della procedura sperimentale seguita.

Nel complesso, l'andamento di pressioni e assestamenti rispecchia le aspettative. Un aspetto importante è costituito dai valori inusualmente alti dell'angolo d'attrito della sabbia utilizzata e del valore del coefficiente di spinta passiva. Il basso livello tensionale dell'esperimento è la causa degli alti valori di  $\Phi'$ . È noto infatti che l'involuppo di rottura delle sabbie è moderatamente curvo e che per basse pressioni di consolidazione il valore di  $\Phi'$  secante è più grande del valore di  $\Phi'$  corrispondente alle pressioni di consolidazione normali dell'Ingegneria Geotecnica.

Quanto al valore di  $K_p$  si è cercato di dimostrare che valori così alti come quelli misurati in questo studio sono consistenti con la profondità di scavo che causa il collasso e sono in accordo con espressioni teoriche di  $K_p$  che tengono conto dell'attrito tra paratia e terreno. In effetti se si fossero misurati valori di  $K_p$  inferiori con le stesse profondità limite non si sarebbe potuto far altro che concludere che la stabilità della paratia era in parte garantita dall'attrito tra le pareti dei cristalli e il terreno.

Prima di poter estendere simili conclusioni alla pratica progettuale è però necessario verificare ulteriormente l'attendibilità dei risultati ottenuti indagando se è possibile riprodurre numericamente il comportamento in vera grandezza o in centrifuga. Questi argomenti verranno trattati in successivi articoli.

#### RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata condotta nel quadro di una convenzione tra l'ISMES di Bergamo e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano. Si ringrazia il personale del laboratorio geotecnico dell'ISMES per l'assistenza prestata durante l'esecuzione delle prove sperimentali.

- ARTHUR J. R. F., ROSCOE K. H. (1956) - *An examination of the edge effects in plane-strain model earth pressure tests*. Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 2, 363-367.
- BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1983) - *Prova penetrometrica statica e densità relativa della sabbia*. 15 Conv. Naz. Geot. Spoleto, 1, 27-37.
- BALIGH M. M. (1975) - *Theory of deep site static cone penetration resistance*. Report n. R75-76 M.I.T., Cambridge, Mass.
- BRANSBY P. L. (1971) - *Discussion of session 4*. Proc. Roscoe Memorial Symp., Cambridge, 489-492.
- BRANSBY P. L., MILLIGAN G. W. E. (1975) - *Soil deformation near cantilever sheet pile walls*. Geotechnique 25, 2, 175-195.
- BRANSBY P. L., SMITH I. A. A. (1975) - *Side friction in model retaining-wall experiments*. ASCE-GED, 101, GT7, 615-632.
- JAMIOLKOWSKI M. et al. (1985) - *Laboratory validation of in situ tests*, in *Geotechnical Engineering in Italy*, ISSMFE Golden Jubilee Volume, AGI 251-270.
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) - *Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale*. Atti IX Ciclo Problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni, Torino.
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1983) - *Richiami sul comportamento meccanico dei terreni non coesivi*. Atti Ciclo XI. Problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni, Torino.
- JAMES R. G., BRANSBY P. L. (1970) - *Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem*. Geotechnique 20, 1, 17-37.
- MATTEOTTI G. (1970) - *Some results of a quay-wall model tests on earth pressures*. Proc. Inst. Civil Eng. 47, 185-204.
- MILLIGAN G. W. E. (1974) - *The behaviour of rigid and flexible retaining walls in sand*. PhD thesis, University of Cambridge.
- ROWE P. W. (1951) - *Cantilever sheet piling in cohesionless soil*. Engineering 316-319.
- ROWE P. W. (1971) - *Large scale laboratory model retaining wall apparatus*. Proc. Roscoe Mem. Symp., Cambridge, 441-449.
- SCHEMERTMANN J. (1975) - *Measurement of in-situ shear strength*, SOA, ASCE Sp. Conf. GED In situ measurement of soil properties, Raleigh.
- SOKOLOVSKI V. V. (1960) - *Statics of soil medio*. Butterworth.
- SUTHERLAND H. B., MESDARY M. S. (1969) - *The influence of the intermediate principal stress on the strength of sand*. 7th ICSMFE, Mexico, 1, 391-399.

#### Experimental analysis of a small scale cantilever sheet pile wall in granular soil

In this paper, the experimental results obtained on a small scale cantilever sheet pile wall in a uniform sand deposit are shown. The aim of this study is that of establishing a direct, albeit preliminar, experimental basis against which numerical predictions obtained by means of a new design method, that will be presented in a forthcoming paper, could be checked. Moreover, the definition of the experimental procedures and the set up of apparatuses will be used as a spring-board for a more realistic investigation of cantilever walls behaviour by means of a centrifuge.

The experimental set up is similar to that employed by MATTEOTTI [1970] and BRANSBY and MILLIGAN [1975]. Lateral walls of the container are made in glass, cleaned with an acetone solution to reduce friction. The 30 cm high cantilever wall has been instrumented with strain gauges to measure earth pressures.

The sand employed is Ticino sand, whose mechanical characteristics are exhaustively described by JAMIOLKOWSKI et al. [1985]. Sand is poured into the container by pluvial deposition from different fall heights to achieve a relative density of 12% (loose sand) and 77% (dense sand). From triaxial tests results, the secant friction angle has been estimated to be 43°5 and 49°5 for loose and dense sand, respectively. Such high values are due to the very small stress level in the test.

For each density, the test results have been essentially identical in all the three tests performed. It is shown that the relation between the horizontal displacement at the top of the wall and the excavation depth may be interpolated by a hyperbola. The relation between displacement and depth of excavation is essentially linear up to somewhat more of 50% of the collapse depth.

The variation with depth of earth pressures is far from that predicted by Rankine's theory, especially in the passive zone. The coefficient of passive earth pressure close to the bottom of excavation is very high, about 30, in accordance with other published data. It is also shown that such a high measured value is consistent with the observed excavation depth which causes collapse and with the very high friction angle at low stress level. In real cantilever walls, however, the stress level is much higher and then friction angle decreases. It is then highly probable that the value of the coefficient of passive earth pressure is accordingly much lower than that measured on small scale models. The results obtained in this paper are then not directly extrapolable to prototypes.