



# PROFESSIONE GEOLOGO

Notiziario dell'Ordine dei Geologi del Lazio

MAGGIO 2013

NUMERO 35

# IL COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO ( $K_0$ ) DELLE TERRE: APPLICAZIONI PRATICHE E SUA DETERMINAZIONE SPERIMENTALE

STEFANO CIANCI

Geoplanning Servizi per il Territorio Srl  
stefano.cianci@geoplanning.it

MAURIZIO SCARAPAZZI

Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.  
m.scarapazzi@geoplanning.it

Il coefficiente di spinta a riposo dei terreni ( $K_0$ ) è un parametro di rilevante importanza in diversi aspetti della progettazione geotecnica. Le applicazioni pratiche principali riguardano la valutazione dello stato tensionale litostatico e la determinazione delle spinte dei terreni. Il primo caso è contemplato nella maggior parte delle applicazioni geotecniche, dalle fondazioni alla stabilità dei terreni; la determinazione precisa ed approfondita del coefficiente di spinta a riposo è necessaria per la valutazione dello stato tensionale triassiale, o più precisamente piano, ovvero assumendo in prima approssimazione che gli sforzi posti su un piano orizzontale abbiano uguale intensità. In questo modo si introduce il concetto di pressione efficace media, che in diversi casi è erroneamente confuso con la semplice pressione efficace litostatica agente in direzione verticale. Oltre che per le citate verifiche analitiche, l'approfondita conoscenza dello stato tensionale efficace medio risulta propedeutico ad una accurata esecuzione e valida interpretazione di prove in sito (penetrometriche, pressiometriche, dilatometriche, ecc.) ed in laboratorio. Tale aspetto assume un ruolo primario in quanto il modello geotecnico, come previsto dalla normativa vigente, può essere correttamente definito solo mediante prove eseguite ad uno stato tensionale uguale a quello in sito, in condizioni sia ante sia post operam.

Per meglio comprendere il risalto che in geotecnica viene dato alla pressione efficace media, si riportano ad esempio gli studi di alcuni autori: sia TAVENAS e LEROUÉIL [1987] sia ANDRESEN e KOLSTAD [1979] consigliano l'ottenimento della resistenza non drenata di terreni coesivi (o coesione non drenata  $C_u$ ) tramite una

prova triassiale consolidata non drenata (CIU), invece della classica prova non consolidata non drenata (UU), purché, tra le varie condizioni qui non riportate, sia stata applicata all'inizio della fase di taglio una pressione di cella pari alla pressione efficace media invece della pressione litostatica verticale.

Un'ulteriore applicazione, per la quale la migliore conoscenza possibile dello stato tensionale risulta di fondamentale importanza, riguarda la valutazione delle condizioni di stabilità di cavità, sia antropiche e sia naturali, presenti nel sottosuolo. Un altro caso riguarda, invece, la determinazione delle spinte dei terreni agenti su opere di contenimento relative a scavi in superficie o in sotterraneo. In tali ambiti il coefficiente  $K_0$  riveste un ruolo fondamentale, soprattutto nel caso di una progettazione delicata, ovvero relativa ad un'opera vulnerabile e/o da realizzare in un contesto di elevata pericolosità geologica. Si comprende facilmente come l'esecuzione di scavi importanti in un territorio urbanizzato (es. parcheggi multipiano, linee di metropolitana, ecc.) o comunque in un contesto geologicamente complesso (es. gallerie stradali, autostradali e ferroviarie) siano casi comuni sul territorio italiano.

Un primo approccio per la stima del coefficiente di spinta a riposo dei terreni, che può essere ritenuto accettabile solo nel caso di una progettazione preliminare, è l'esame dell'abbondante letteratura scientifica sull'argomento, che deve comunque tener conto della specificità dei terreni studiati dai vari Autori nelle loro sperimentazioni. In tal senso bisogna necessariamente tenere conto che il coefficiente  $K_0$  non varia solo in relazione al tipo di terreno, ma è funzione anche della storia geologica del deposito

sedimentario; è pertanto opportuno distinguere comportamenti granulari da quelli coesivi e, in particolare nel caso di questi ultimi, i terreni normalconsolidati (NC) da quelli sovraconsolidati (OC).

Per comprendere il significato fisico del coefficiente  $K_0$ , con riferimento alla Figura 1, si ha che sull'elemento A agiscono:

- la tensione verticale  $\sigma'_v$ , staticamente determinata dalla condizione di equilibrio alla traslazione in direzione verticale, vale  $\gamma Z$ ;
  - la tensione orizzontale  $\sigma'_h$ , uguale in tutte le direzioni, non è staticamente determinata, e vale  $K_0 \sigma'_v$ .
- Pertanto il coefficiente di spinta a riposo è definibile come:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad [1]$$

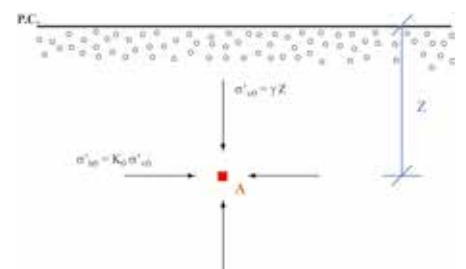


Fig 1 - Tensioni geostatiche in un terreno omogeneo ed incoerente, avente il piano di campagna (P.C.) orizzontale.

Come accennato, il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  può essere stimato (in relazione all'importanza del dato nel caso applicativo e/o del livello di progettazione dell'opera) mediante formule empiriche. Per terreni NC e per parte dei terreni OC di norma il  $K_0$  è minore di 1 (uno): la tensione verticale  $\sigma'_v$  corrisponde alla tensione principale maggiore  $\sigma'_1$ , mentre la tensione orizzontale  $\sigma'_h$  corrisponde alla tensione principale minore  $\sigma'_3$ . Per simmetria assiale la tensione principale

intermedia  $\sigma_2'$  è uguale alla tensione principale minore  $\sigma_3'$ . Sia la tensione verticale  $\sigma_v'$  che la tensione orizzontale  $\sigma_h'$  sono nulle in superficie ( $Z=0$ ) e variano linearmente con la profondità  $Z$ , rispettivamente con gradiente  $\gamma$  e con gradiente  $K_0\gamma$ .

Per terreni NC la formula che meglio approssima il valore di  $K_0$  è senz'altro:

$$K_0 = 1 - \text{sen}^2 F \quad [2]$$

dove  $F$  è l'angolo di attrito in termini di tensioni efficaci del materiale. In letteratura la [2] è stata modificata e riproposta da moltissimi autori (Figura 2). Noto pertanto l'angolo di attrito, è ricavabile con maggiore approssimazione il valore di  $K_0$ , che sarà tanto più preciso tanto più il valore di angolo di attrito è attendibile. Tralascieremo in questa sede i noti discorsi sul grado di disturbo di un campione, ricordando solamente come un angolo di attrito divenga caratteristico di una formazione sulla base di un'unica prova di taglio (e neanche eseguita in triassiale), e che ciò sia lo status quo della progettazione geotecnica.

Nel caso dei terreni marcatamente sovraconsolidati, al contrario di quanto visto prima, lo sforzo principale è orizzontale ed il valore del coefficiente di spinta a riposo non si mantiene costante

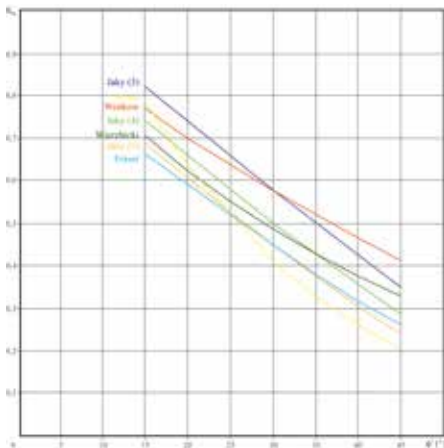


Fig 2 - Variazioni del coefficiente  $K_0$  in funzione dell'angolo di attrito proposte da diversi autori: si noti come a parità di angolo di attrito esista una variabilità del valore del  $K_0$  che arriva anche a  $\pm 20\%$  (da Cherubini et alii, 1989, modificata).

come nel caso del terreno in condizioni NC. La Figura 3 mette in evidenza quanto detto. In prima approssimazione il coefficiente  $K_0$  per terreni OC è calcolabile come:

$$K_0(OC) = K_0(NC) \times OCR^a \quad [3]$$

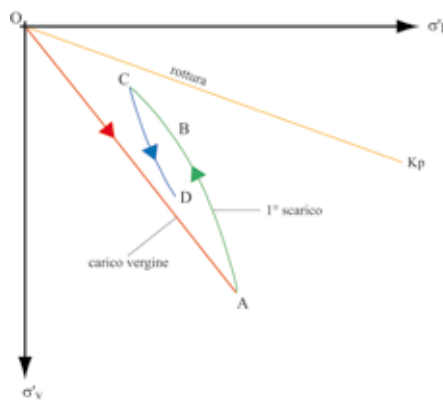


Figura 3 - Storia tensionale del terreno: il tratto OA è la curva di compressione di un terreno NC, il cui andamento è lineare secondo la [1]. Il tratto CD è la curva di compressione di un terreno OC, il cui andamento è ben più complesso (da Cherubini et alii, 1989, modificata).

Il coefficiente di spinta a riposo di un terreno sovraconsolidato è pari al prodotto tra il coefficiente di spinta a riposo del medesimo terreno quando normalconsolidato e il grado di sovraconsolidazione del materiale stesso elevato ad un fattore correttivo  $a$ . Una riflessione consequenziale è la difficoltà di reperire dei valori attendibili da sostituire ai fattori che compongono la [3]. Pertanto, almeno in certi casi, può essere eccessivamente approssimativo ricorrere ad abachi di letteratura che normalmente sono applicati a terreni differenti da quelli su cui ci si trova effettivamente ad operare. Da quanto detto è ragionevole che, nel caso di progetti non preliminari in contesti di pericolosità geologica e/o di vulnerabilità del sito, la prima valutazione del coefficiente di spinta a riposo dei terreni sia "perfezionata" mediante prove sperimentali in laboratorio. Di queste ne esistono di diverse tipologie in relazione al grado di sovraconsolidazione del terreno, ovvero differiscono nel caso di materiali normalconsolidati o sovraconsolidati: entrambe le tipologie di prova non sono normate, anche se a riguardo esiste una copiosa bibliografia. In letteratura e nella maggior parte dei tariffari le prove per la determinazione sperimentale del coefficiente di spinta a riposo vengono proposte in edometro, alimentando così un diffuso fraintendimento. Infatti in tali prove si deve necessariamente misurare la pressione orizzontale indotta nel terreno, essendo nota quella verticale che viene imposta tramite il sistema levatorico dello strumento edometrico. Tale pressione orizzontale è ricavata misurando la deformazione dell'anello nel quale è contenuto il provino attraverso dei sensori

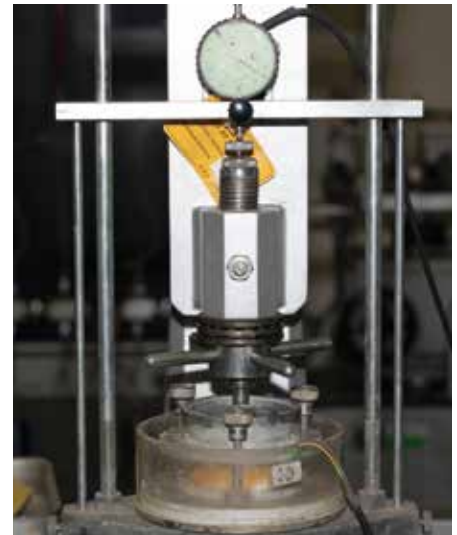


Fig 4 - Prova  $K_0$  eseguita in edometro: si noti al di là del plexiglass della cella edometrica l'anello in acciaio (in giallo) dal quale escono i cavetti di trasmissione del segnale degli estensimetri montati su di esso.

di deformazione (es.: strain gauge). In tal modo viene a mancare una delle ipotesi per l'applicazione del modello edometrico, ovvero il confinamento laterale. Pertanto pretendere di ottenere da una prova per la determinazione del  $K_0$  anche i moduli edometrici è un errore concettuale e sostanziale, che deve essere evitato. La prova appena descritta è indicata solamente per materiali coesivi NC aventi valori di Resistenza al Pocket Penetrometer (indicata in seguito con RPP)  $1,5 < RPP < 2,5 \text{ kg/cm}^2$ . Ma impiegando acciai speciali per l'anello ed utilizzando estensimetri miniaturizzati di provata affidabilità, si è riusciti ad ottenere misurazioni della spinta orizzontale anche su terreni coesivi aventi valori  $RPP < 0,5 \text{ kg/cm}^2$ . La prova che utilizza tale tecnologia è nelle sue basi concettuali molto semplice, sviluppandosi con l'imposizione di una serie di carichi come per l'edometrica (Figura 4): nota la pressione verticale agente e misurando la relativa pressione orizzontale nel momento in cui le sovrappressioni dell'acqua generate si sono annullate (è possibile in tal senso verificare la dissipazione delle pressioni neutre), è immediato il calcolo del  $K_0$  secondo la [1] per ogni singolo gradino di carico (Figura 5). Risulta palese come la conoscenza quanto più possibile esatta della pressione verticale efficace agente in sito, sia una condizione assolutamente necessaria per una corretta applicazione delle risultanze ottenute da tale prova. Un provino confezionato da campione

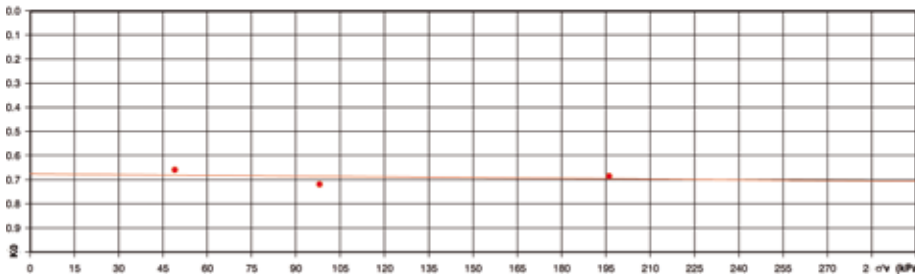


Fig 5 - Risultanza della prova eseguita utilizzando l'edometro per la determinazione del coefficiente  $K_0$ ; i valori ottenuti sono relativi alle singole pressioni verticali imposte, e la curva riportata definisce l'andamento più probabile del  $K_0$  e non il suo reale valore.



Fig 6 - Prova  $K_0$  eseguita con pressa per triassiali: la cella è composta da ottone pesante e da acciaio (anello e supporti).

indisturbato, la precisione nella misura delle sue dimensioni e la delicatezza dell'impostazione del carico sullo stesso (in tali casi è necessario utilizzare un edometro a carico posteriore del tipo Bishop), sono solo alcune delle difficoltà operative legate a tale test. Per i terreni sovraconsolidati invece è necessario avvalersi di tutt'altra strumentazione: tali materiali possono presentare infatti valori di RPP anche  $\gg 4,0 \text{ kg/cm}^2$ . Appare evidente come siano necessarie pressioni verticali

elevate per poter indurre delle pressioni orizzontali registrabili, e pertanto tutto l'apparato non solo deve poter sopportare sforzi maggiori, ma deve essere anche in grado di produrli. Per questo la migliore soluzione è rappresentata da una pressa per prove triassiali, la quale determina la pressione verticale misurata tramite un dinamometro o una cella di carico di sensibilità e fondo scala opportunamente scelti (Figura 6) in funzione del grado di sovraconsolidazione (OCR) e della

consistenza del materiale: tale apparato pertanto può sottoporre a prova anche terreni assoggettabili a rocce tenere (es.: piroclastiti, Marne Vaticane *Auct.*, ecc.), non necessariamente coesivi *stricto sensu* (basta siano prossimi alla saturazione), od anche materiali che presentino cementazione/saldatura. Anche in questo caso il terreno è contenuto in un anello strumentato per misurarne la deformazione. Con una idonea velocità di deformazione della pressa, sufficientemente lenta da evitare l'insorgere di sovrappressioni dell'acqua (che comunque è possibile anche in questo caso monitorare), si riesce a registrare in continuo le pressioni verticali imposte e le relative pressioni orizzontali. Il risultato è visibile in Figura 7. Mentre la prova con l'edometro è relativamente veloce, e nel peggiore dei casi viene eseguita e terminata nell'arco di due giorni lavorativi, la prova in triassiale è lenta: normalmente la fase di compressione dura almeno due giorni lavorativi, ai quali va aggiunta un'altra mezza giornata per la preparazione della strumentazione ed il confezionamento del provino, più il tempo necessario per le verifiche finali. Le strumentazioni presentate, pur non essendo le uniche esistenti, hanno il pregio di poter sottoporre a prova una vasta tipologia di materiali, rendendo sicuramente più accessibile ai progettisti la conoscenza diretta del coefficiente di spinta a riposo.

### Bibliografia

- Andresen A. e Kolstad P. (1979) – *The NGI 54 mm sampler for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials*. International Symposium of Soil Sampling, Singapore, pp. 13-21.
- Cherubini C., Giasi C.I. e Guadagno F.M. (1989) - *Il coefficiente di spinta a riposo delle argille azzurre subappennine di Matera*. Rivista Italiana di Geotecnica, **4** pp. 183-192.
- Tavenas F. e Leroueil S. (1987) – *Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: a state of the art*. Proc. of Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soil, Città del Messico, **2** pp. 3-48.

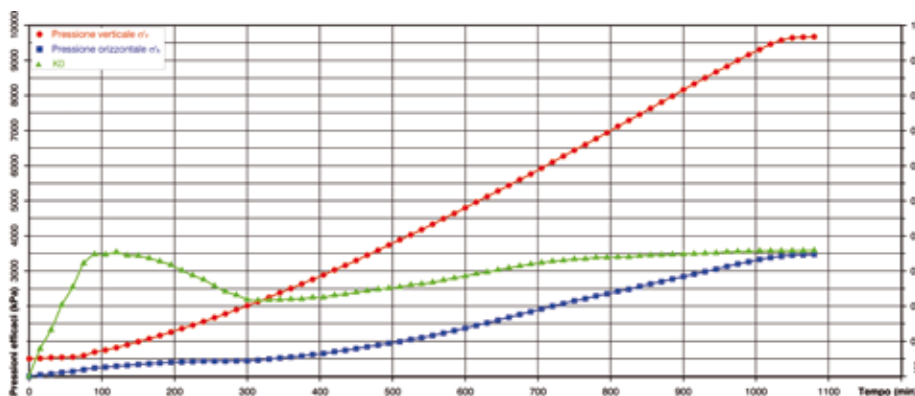


Figura 7 - Risultanza della prova eseguita utilizzando il triassiale per la determinazione del coefficiente  $K_0$ ; i valori ottenuti e la curva sono dati misurati, e conseguentemente il valore ottenuto del  $K_0$  è reale e non probabile.