

# **VI. PROPRIETÀ MECCANICHE DEL SUOLO**

## **1. LIMITI DI ATTERBERG**

1.1. Generalità

1.2. Determinazione del limite di liquidità

1.2.1. Definizione

1.2.2. Strumenti

1.2.3. Procedura

1.2.4. Commenti

1.3. Determinazione del limite di plasticità

1.3.1. Definizione

1.3.2. Procedura

1.3.3. Commenti

1.4. Bibliografia

## **2. RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE**

2.1. Definizione

2.2. Considerazioni generali

2.3. Metodi

2.3.1. Metodo del penetrometro a cono

2.3.1.1. Definizione

2.3.1.2. Strumenti

2.3.1.3. Procedura

2.3.1.4. Commenti

2.4. Bibliografia

## **3. RESISTENZA AL TAGLIO**

3.1. Definizione

3.2. Considerazioni generali

3.3. Metodi

3.3.1. Metodo della compressione assiale con espansione laterale libera

3.3.1.1. Principio

3.3.1.2. Strumenti

3.3.1.3. Procedura

3.3.1.4. Commenti

3.3.2. Metodo dello scissometro

- 3.3.2.1. Principio
- 3.3.2.2. Strumenti
- 3.3.2.3. Procedura
- 3.3.2.4. Commenti

#### 3.4. Bibliografia

### **4. TRAFFICABILITÀ DEL SUOLO**

- 4.1. Definizione
- 4.2. Considerazioni generali e procedure
- 4.3. Bibliografia

### **5. LAVORABILITÀ DEL SUOLO**

- 5.1. Definizione
- 5.2. Considerazioni generali e procedure
- 5.3. Bibliografia

## 1. LIMITI DI ATTERBERG

Adriano Guarnieri, Angelo Fabbri, Paolo Liberati

### 1.1. Generalità

Le condizioni fisiche di un terreno agrario, ed in particolare la sua consistenza, ovvero l'intensità dei legami tra le singole particelle, dipendono in larga misura dal contenuto d'acqua. A partire dal terreno secco, all'aumentare del contenuto d'acqua, il terreno passa progressivamente dallo stato friabile a quello plastico, a quello fluido. I contenuti d'acqua corrispondenti al passaggio da uno stato all'altro variano notevolmente a seconda dei diversi terreni e possono quindi essere usati al fine di identificarli e confrontarli. In linea generale il terreno agrario non si comporta né come un corpo perfettamente elastico né come perfettamente plastico, ma più spesso si trova in condizioni intermedie tra lo stato di plasticità e quello di *friabilità*. Nello stato di friabilità il campione di terreno sottoposto a carichi esterni tende a fratturarsi in molti punti diversi, senza apprezzabili deformazioni locali, con separazione completa degli aggregati; mentre in condizioni di plasticità il terreno, considerato come corpo solido macroscopico, è in grado di ammettere grandi deformazioni senza rompersi. Tra i diversi tentativi di descrizione della relazione tra sforzi e deformazioni, in diverse condizioni di umidità, per le quali un terreno argilloso passa dallo stato plastico (condizione di flusso di tipo Newtoniano), a quello plastico-adesivo, fino ad assumere gradualmente le proprietà di un corpo solido, è stato fatto riferimento a molti modelli reologici impiegati utilmente in differenti campi della scienza dei materiali. Nel caso di terreni secchi sono stati ottenuti risultati positivi in seguito alla applicazione della teoria dell'elasticità, oppure, per terreni in condizioni di plasticità, in seguito alla applicazione di modelli reologici composti di Kelvin-Maxwell (Cestelli Guidi, 1975; Oida 1984), o più recentemente, da formulazioni assai complesse di tipo invariante (Raper, Erbach, 1990).

Per caratterizzare la consistenza dei terreni spesso si ricorre ai *limiti di Atterberg*, sviluppati in campo agronomico e diffusi in seguito alla generalità dell'ambito geotecnico, per la loro semplicità ed efficacia.

## **1.2. Determinazione del limite di liquidità**

### **1.2.1. Definizione**

Il *limite di liquidità (LL)* è l'umidità in corrispondenza della quale il terreno si trova in una condizione di passaggio, fissata secondo un criterio arbitrario, tra lo stato liquido e quello plastico.

### **1.2.2. Strumenti**

Per quanto segue in questo paragrafo si fa riferimento alla normativa inglese BSI 1377 (BSI, 1975). Il metodo proposto prevede l'uso di un dispositivo, detto *conopenetrometro dinamico*, formalmente identico ad un normale penetrometro, recante ad una estremità una punta a cono con angolo di apertura pari a 30° ed altezza di circa 35 mm, realizzato in metallo inossidabile e con superficie rettificata. La massa dell'insieme dell'asta di guida e della punta conica è di 80 g.

### **1.2.3. Procedura**

Un campione di terreno da analizzare, di massa pari ad almeno 0,2 kg, passato attraverso un setaccio con fori di 425 µm ed impastato con acqua distillata, viene disposto all'interno di un recipiente cilindrico avente un diametro di circa 55 mm, facendo attenzione a non includere bolle d'aria. Con una spatola si asporta il terreno in eccesso facendo in modo che la parte superiore del provino risulti liscia.

La punta del conopenetrometro è portata a contatto con la superficie del provino e mantenuta in posizione da un opportuno dispositivo di bloccaggio. In tale posizione, muovendo lateralmente il contenitore del terreno, la punta del cono deve lasciare una traccia di profondità inferiore a 0,1 mm.

L'asta viene quindi lasciata libera di scorrere verso il basso, per effetto del proprio peso, per un tempo di 4 - 6 s. Trascorso tale tempo viene annotata la differenza tra la posizione iniziale e quella di arresto del cono. Dopo avere sollevato l'asta ed avere ripulito la punta conica, si utilizza una piccola quantità del terreno precedentemente trattato, e perciò alla stessa umidità, per riempire l'impronta lasciata dal cono. La prova viene ripetuta e se la differenza tra i due valori ottenuti della profondità di penetrazione è inferiore a 0,5 mm, viene annotato, unitamente all'umidità del terreno, il valor medio delle due letture. Se tale differenza è superiore a 0,5 mm ed inferiore ad 1 mm, si conduce una terza determinazione. Se invece tale differenza è superiore ad 1 mm allora il dato viene scartato e la procedura deve essere ripetuta preparando un nuovo campione di terreno.

La sequenza di operazioni descritta viene ripetuta almeno quattro volte aggiungendo successivamente acqua distillata al terreno in modo che l'intervallo dei valori di penetrazione risulti compreso tra 15 mm e 25 mm. Terminata la prova si riportano su di un grafico le coppie dei valori di umidità e profondità di penetrazione e, dalla retta di regressione, si ricava il valore dell'umidità corrispondente alla profondità di 20 mm. Tale valore di umidità, approssimato al numero intero più vicino, definisce il *limite di liquidità* del terreno in esame.

Accanto al limite di liquidità deve essere riportata la percentuale di terreno passata al setaccio.

### **1.2.4. Commenti**

Poiché la vagliatura iniziale può essere condotta sia con terreno essiccato in aria che nel proprio stato naturale di umidità, allora occorre annotare lo stato iniziale del terreno. Infatti i risultati ottenuti nei due casi sono generalmente differenti.

Mentre per i terreni a basso contenuto di argilla la misurazione del limite di liquidità può essere eseguita immediatamente dopo la preparazione del provino, per quelli a più alto contenuto di argilla è consigliato di eseguire la prova dopo almeno 24 h.

La determinazione del limite di liquidità mediante il cono dinamico, alternativa a quella con l'apparecchiatura di Casagrande BSI 1377 (BSI, 1975), offre una maggiore ripetibilità, una più agevole definizione, una minore dipendenza dall'umidità ambientale e dal giudizio dell'operatore ed al contempo una maggiore semplicità d'impiego. Tutto ciò unito alla ottima corrispondenza dei risultati ottenuti con i due metodi ed anche alla possibilità intravista da alcuni ricercatori di ottenere con il cono dinamico

anche il limite di plasticità, rappresenta un insieme di elementi favorevoli all'uso di tale attrezzatura nello studio dei limiti di Atterberg.

### 1.3. Determinazione del limite di plasticità

#### 1.3.1. Definizione

Il *limite di plasticità (LP)* è l'umidità in corrispondenza della quale il terreno si trova in una condizione di passaggio tra lo stato plastico e quello friabile.

#### 1.3.2. Procedura

Per quanto segue in questo paragrafo si fa ancora riferimento alla normativa inglese BSI 1377 (BSI 1975).

Si passa al setaccio, con maglie di 425  $\mu\text{m}$ , una quantità di circa 20 g dello stesso terreno utilizzato nella determinazione del limite di liquidità e si annota la percentuale di materiale che ha passato la vagliatura. Successivamente, secondo le normali procedure seguite per la preparazione dei campioni, il terreno viene impastato con acqua distillata fino a quando la sua plasticità non ne consente la modellazione a forma di sfera. La pallina di materiale impastato viene rimodellata manualmente finché non appaiono delle piccole fratture sulla superficie. La sferetta viene divisa in due parti di circa 10 g ciascuna per poter eseguire due prove successive. Un primo provino viene diviso in 4 parti uguali, ognuna delle quali viene quindi modellata a forma di cilindro usando l'indice ed il pollice fino a formare un bastoncino di circa 6 mm di diametro. Quindi, utilizzando la punta delle dita ed un piano di riscontro di vetro, avente uno spessore di circa 10 mm ed una superficie di circa 500  $\text{mm}^2$ , si assottigliano i bastoncini esercitando una pressione costante fino a raggiungere un diametro di 3 mm, in non più di 5-10 movimenti. Durante quest'ultima operazione il cilindretto subirà un'ulteriore perdita di acqua e se non si verifica la rottura del campione questo viene lavorato ulteriormente per diminuirne l'umidità e viene rimodellato in forma di cilindretto. L'operazione viene ripetuta finché sul provino non compaiono fratture sia trasversali che longitudinali, ed i pezzi dei provini sbriciolati vengono immediatamente posti in un contenitore a tenuta d'aria per la successiva determinazione dell'umidità.

La procedura viene immediatamente ripetuta sul secondo provino di 10 g, e se le due prove forniscono risultati differenti per più dello 0,5% la prova deve essere ripetuta, altrimenti la media dei valori di umidità calcolati separatamente sui due provini di 10 g, approssimata al più vicino numero intero, rappresenta il *limite di plasticità* del terreno in esame.

Qualora non sia possibile lavorare il campione o qualora il limite di plasticità sia uguale al limite di liquidità, il terreno viene definito come *non-plastico NP*.

La normativa ASTM 4318 (ASTM, 1990) riporta i risultati di un'indagine volta a determinare la precisione del metodo: in tabella 1 sono riportati i valori medi e le deviazioni standard dei risultati ottenuti nello stesso laboratorio da diversi operatori (tabella 1):

	valore medio	deviazione standard
terreno A	21,9	1,07
terreno B	20,1	1,21

Tabella 1 - Precisione delle determinazioni in laboratorio del limite plastico.

Sulla base dei limiti di Atterberg si calcolano l'*indice di plasticità  $I_p$*  e l'*attività dell'argilla A*. L'indice di plasticità  $I_p$  è calcolato come:

$$I_p = LL - LP$$

essendo  $LL$  il limite di liquidità ed  $LP$  il limite di plasticità. Tale indice esprime l'ampiezza dell'intervallo di umidità entro il quale il terreno si mantiene plastico (figura 1).

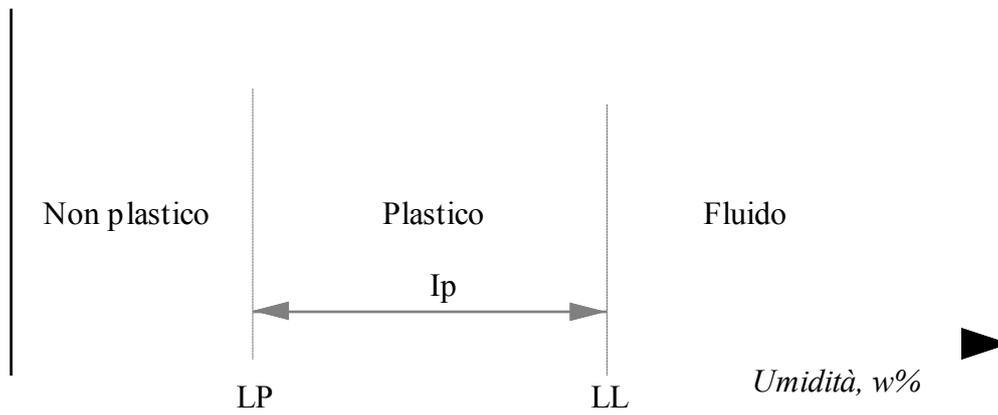


Figura 1 - Stato del terreno e limiti di Atterberg.

L'attività dell'argilla  $A$ , è il rapporto fra l'indice di plasticità e la frazione granumetrica  $PC$  del terreno inferiore a  $2\ \mu\text{m}$

$$A = \frac{I_p}{PC}$$

L'attività dipende in larga misura dalla natura mineralogica della frazione argillosa, dalla natura dei cationi scambiati, e dalla concentrazione dei soluti nel terreno. Si osserva peraltro come a maggiori valori di  $PC$  corrispondano maggiori valori di  $LL$ .

### 1.3.3. Commenti

Poiché la vagliatura iniziale del terreno può essere condotta sia con terreno essiccato in aria che nel proprio stato naturale di umidità, allora occorre annotare lo stato iniziale del terreno. Infatti i risultati ottenuti nei due casi sono generalmente differenti.

È stato osservato, per terreni diversi, come esista una stretta correlazione tra il valore dell'umidità corrispondente al minimo affondamento del cono dinamico ed il limite plastico, e di conseguenza è stato suggerito l'uso di un indice detto *limite plastico del conopenetrometro dinamico*, corrispondente a tale valore di umidità. Tale metodo ha mostrato una maggiore indipendenza dalla esperienza degli operatori, ed una ottima attitudine a descrivere le variazioni del comportamento del terreno al variare dell'umidità, con particolare riferimento alla coesione, al coefficiente d'attrito suolo-metallo, alla suscettibilità alla compattazione.

#### **1.4. Bibliografia**

- ASTM (1990) *Annual Book of ASTM Standards*. Volume 04.08. Philadelphia, USA.
- BSI (1975) *Methods of test for Soils for civil engineering purposes*, British Standard Institution, London.
- Cestelli Guidi C. (1975) *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, Ulrico Hoepli, Milano.
- Mullins C. E., Smith K.A. (1991) *Soil Analysis Physical Methods*, Marcel Dekker inc. New York.
- Oida A. (1984) *Analysis of rheological deformation of soil by means of finite element method*, Journal of Terramechanics, 21, 3: 237-251.
- Raper R.L., Erbach D.C. (1990) *Prediction of Soil Stresses Using the Finite Element Method*, Transactions of ASAE, 33, 3: 725-736.

Prof. Adriano Guarnieri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Guarnier@agrsci.unibo.it

Ing. Angelo Fabbri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Fabbri\_A@Biblio.Cib.Unibo.It

Dr. Paolo Liberati  
Dipartimento di Protezione e Valorizzazione Agroalimentare, Università degli Studi di Bologna  
Via F.lli Rosselli, 107  
42100 Coviolo di Reggio Emilia  
Liberati@Stpa.Unibo.It

## 2. RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE

Adriano Guarnieri, Angelo Fabbri, Paolo Liberati

### 2.1. Definizione

La resistenza alla penetrazione è il rapporto tra la forza necessaria per spingere nel terreno un utensile di forma e dimensioni prefissate e l'area della sezione normale dell'impronta.

### 2.2. Considerazioni generali

La determinazione delle caratteristiche meccaniche di un terreno in relazione allo studio dei problemi di interazione macchina-terreno è attualmente un tema aperto, complesso e per certi aspetti anche controverso. In tale ambito, anche se allo stato attuale non esistono metodi universalmente validi, quello facente riferimento al penetrometro a cono trova ampia diffusione sia nello studio della trafficabilità e della lavorabilità che in campo agronomico. Il motivo di tale diffusione risiede essenzialmente nella semplicità dell'attrezzatura e della relativa metodologia.

La normativa ASAE S313.2 (ASAE, 1990) riporta il concetto di *resistenza complessiva del terreno*, senza fare riferimento ad una determinata caratteristica fisica come la coesione, l'angolo di attrito od il coefficiente di attrito tra metallo e terreno. Tale metodo fornisce perciò un'indicazione globale delle caratteristiche di resistenza del terreno utilizzabile come riferimento per comparare i risultati di prove meccaniche od agronomiche, o per fornire un sistema standardizzato di compendio delle proprietà di un terreno in base al quale sono stati sviluppati modelli di previsione delle prestazioni delle macchine agricole. Numerosi studi indicano come la resistenza alla penetrazione sia in grado di rappresentare una sintesi della serie di diversi comportamenti reologici connessi sia alle tensioni tangenziali che a quelle normali, sia a parametri fisici come l'umidità e la massa volumica apparente.

### 2.3. Metodi

La determinazione della resistenza alla penetrazione del terreno può essere effettuata mediante penetrometri di diversa forma: cilindrica, a cono ed a piastra. Quelli cilindrici ASTM D1558 (ASTM, 1990) sono di norma utilizzati al fine di ricavare informazioni sulla relazione tra umidità, massa volumica e resistenza alla penetrazione; quelli a cono, per quanto già detto, hanno assunto un ruolo predominante in moltissimi campi della ricerca della ingegneria agraria; infine quelli a piastra hanno valenza più ristretta e sono soprattutto impiegati nella determinazione della capacità portante dei terreni in ordine ai problemi della trafficabilità dei veicoli. Per la finalità del testo, di seguito si descrive unicamente la procedura d'uso del penetrometro a cono.

#### 2.3.1. Metodo del penetrometro a cono

##### 2.3.1.1 Definizione

La resistenza alla penetrazione  $CI$  è il rapporto tra la forza necessaria per spingere nel terreno un utensile a forma di cono circolare e l'area della sezione normale dell'impronta.

##### 2.3.1.2. Strumenti

Secondo lo standard ASAE S313.2 (ASAE, 1990) il penetrometro consta di un'asta metallica del diametro di circa 16 mm, recante ad una estremità una punta di forma conica a base circolare con angolo di apertura di  $30^\circ$  ed area di base pari a  $323 \text{ mm}^2$  e di un dispositivo per misurarne lo spostamento, in grado di risolvere almeno la distanza minima di 25 mm. Per terreni soffici la superficie di base del cono è di  $130 \text{ mm}^2$  con l'asta del diametro di circa 13 mm.

La base del cono, in ogni caso, termina con un tratto cilindrico piuttosto che con uno spigolo vivo, per prevenire gli effetti dell'usura; la lunghezza di tale tratto cilindrico è inferiore o uguale a 1,5

mm per non influenzare la precisione della misura. La punta conica è realizzata in acciaio inossidabile e deve essere lavorata in modo che la finitura superficiale raggiunga almeno una rugosità pari a 1,6  $\mu\text{m}$ .

L'asta di guida è provvista di un trasduttore per la misura della forza di penetrazione con un fondoscala adeguato. Le restanti parti costituenti il complesso della stazione penetrometrica, come il dispositivo di misura e l'eventuale motorizzazione elettrica od idraulica, non sono soggette a normalizzazione.

### **2.3.1.3. Procedura**

Durante la prova il cono è spinto nel terreno ad una velocità costante di circa 30 mm/s e lo spostamento è registrato a partire dal momento nel quale la base del cono affonda sotto la superficie del terreno. Nel caso venga usato un penetrometro manuale, le letture di forza e spostamento sono effettuate in modo discontinuo ogni 50 mm di profondità. Per suoli di maggiore resistenza, nel caso che non sia possibile raggiungere e mantenere la velocità standard, seppure ciò non comporti significativi errori sulla misura, è consigliabile annotare nel rapporto finale della prova il valore adottato della velocità. Devono essere annotati inoltre tutti i componenti dell'apparecchiatura, la forma e le dimensioni non standard.

### **2.3.1.4. Commenti**

Nel caso di misure effettuate su terreni poco coerenti è opportuno ricorrere a particolari accorgimenti per minimizzare gli effetti dell'attrito del terreno sull'asta del penetrometro, per esempio riducendo il diametro dell'asta o inserendo la cella di carico tra l'asta ed il cono. Per terreni fessurati e/o nel caso di misure oltre la profondità di 0,3 m, in alternativa a tale ultimo accorgimento, è consigliato disporre un sistema per evitare eccessive inflessioni dell'asta.

La punta dovrà essere sostituita nel caso che il diametro della base del cono si sia ridotto, per effetto dell'usura, di più del 3%, o che si la superficie del cono o la sua punta si siano deformate.

I valori ottenuti della resistenza alla penetrazione, sono generalmente riportati in grafici in funzione della profondità. Accanto al *CI* occorre riportare informazioni sull'umidità, sulla massa volumica e sul tipo di terreno. Nel caso venisse riportato solo il valore medio del *CI* occorre specificare il relativo intervallo di profondità.

## **2.4. Bibliografia**

ASAE (1994), *ASAE Standards 1994*. Standards Engineering Practices Data. St. Joseph, MI, USA.  
Mullins C. E., Smith K.A. (1991) *Soil Analysis Physical Methods*, Marcel Dekker inc. New York.

Prof. Adriano Guarnieri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Guarnier@agrsci.unibo.it

Ing. Angelo Fabbri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Fabbri\_A@Biblio.Cib.Unibo.It

Dr. Paolo Liberati  
Dipartimento di Protezione e Valorizzazione Agroalimentare, Università degli Studi di Bologna  
Via F.lli Rosselli, 107  
42100 Coviolo di Reggio Emilia

Liberati@Stpa.Unibo.It

### 3. RESISTENZA AL TAGLIO

Adriano Guarnieri, Angelo Fabbri, Paolo Liberati

#### 3.1. Definizione

Si definisce come *resistenza al taglio*  $\tau$  di un terreno il valore della tensione tangenziale massima agente sul piano di scorrimento.

#### 3.2. Considerazioni generali

Per terreni omogenei ed isotropi, la *resistenza al taglio* può essere determinata con opportuni metodi standard di laboratorio, con o senza predeterminazione del piano di rottura. Tra i primi si ricorda la *prova di taglio diretto*, tra i secondi le prove di *compressione triassiale* eseguite in diverse condizioni di drenaggio e consolidamento, e la prova di *compressione monoassiale*. Più in particolare, per studi di interazione pneumatico-terreno si fa anche uso di scissometri ad anello nella configurazione classica del *Bevometer* (Bekker, 1960), nella quale oltre allo scissometro è presente anche un penetrometro a piastra per la determinazione della capacità portante del terreno.

Per tali terreni, ipotizzando la validità del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è possibile determinare i valori della *coesione*  $c$  e dell'*angolo d'attrito*  $\varphi$ , sulla base della relazione

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi)$$

Nel caso che il piano di rottura non sia imposto dalla procedura di prova, è possibile determinare l'angolo  $\alpha$  fra tale piano e quello sul quale agisce la tensione principale maggiore con la relazione

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Tali due parametri di resistenza ( $c$ ,  $\varphi$ ) non rappresentano due costanti tipiche del terreno, risultando dipendenti dalla porosità, dall'umidità, ed entro certi limiti, dalle modalità, dal dispositivo di prova e, per i campioni di terreno non rimaneggiati, prelevati direttamente in campo, anche dalla anisotropia indotta dal compattamento o da altri fenomeni fisici e fisico-meccanici. Le cause fondamentali di questa variabilità sono connesse alla struttura ed alla natura dei minerali, alla storia delle tensioni, alla interazione tra le particelle ed alla natura chimico-fisica delle forze di superficie.

Per terreni saturi o parzialmente saturi, i valori dei parametri  $c$ ,  $\sigma$ ,  $\varphi$  devono essere corretti sulla base sia della tensione interstiziale della fase liquida  $\sigma_w$ , sia dei diversi fenomeni di interazione fra le particelle sul piano di scorrimento. Con tali correzioni l'equazione di Mohr-Coulomb assume la forma della equazione di Coulomb-Terzaghi (Terzaghi e Peck, 1979):

$$\tau = c' + (\sigma - \sigma_w) \cdot \tan(\varphi')$$

essendo  $c'$  e  $\varphi'$  i parametri di resistenza *efficaci*, che competono alla parte solida.

La complessità e l'interdipendenza tra i fenomeni meccanici e chimico-fisici di interazione nella parte solida e fra questa e la parte liquida rende comunque difficoltosa la reale interpretazione fisico-meccanica dei parametri del terreno  $c$  e  $\varphi$ , efficaci o apparenti, i quali mantengono soprattutto una validità nell'interpretazione intuitiva del comportamento a rottura del terreno.

La resistenza al taglio può essere espressa anche attraverso relazioni empiriche, derivate da prove di laboratorio con taglio diretto del terreno, in relazione alla sua consistenza, attraverso il limite di liquidità, lo stato di compattazione e l'umidità. Tra queste per esempio la relazione

$$\tau = \left( \frac{w}{0,55 \cdot LL} \right) \cdot \left( a + 0,55 \cdot LL \cdot r \cdot \frac{Pc}{w} \right)$$

valida per esprimere il tratto crescente della curva  $\tau$ - $w$ , essendo  $a$  il valore della resistenza al taglio in assenza di compattamento (kPa),  $r$  funzione lineare del limite di liquidità,  $Pc$  la pressione applicata per compattare il terreno (kPa) e  $w$  l'umidità (%); oppure anche l'equazione

$$\tau = \frac{LP - w}{IP} \cdot [0,06 \cdot IP + \sigma + 1,8]$$

essendo  $\sigma$  la tensione normale (Cavazza, 1981). É stato inoltre calcolato che il valore massimo della resistenza al taglio coincide con un valore di umidità pari a 55%LL, (Olu et al., 1986).

### 3.3. Metodi

Come già accennato, la determinazione della resistenza al taglio può essere effettuata utilizzando metodi diversi, alcuni facenti riferimento a metodi unificati di validità più generale, altri derivati da questi, come quello che prevede l'uso del Bevametro (Bekker, 1960), conservano una loro validità con riferimento ad aspetti specifici della meccanica del suolo. Tra i primi si può fare riferimento alla prova di compressione triassiale ASTM D4767 (ASTM, 1990) o alla prova di compressione assiale con espansione laterale libera ASTM D2166 (ASTM, 1990) sostanzialmente simile alla prova triassiale in condizioni non consolidate e non drenate di cui alla ASTM 2850 citata; alla prova di taglio diretto ASTM D3080 (ASTM, 1990); alle prove in sito condotte con scissometri a palette di cui alla ASTM 2573 (ASTM, 1990), oppure con lo scissometro miniaturizzato ASTM D4648 (ASTM, 1990) per terreni poco resistenti, ed anche in laboratorio per terreni saturi.

In questo contesto, di seguito, vengono descritti unicamente il metodo della compressione assiale con espansione laterale libera e quello basato sull'impiego dello scissometro per terreni resistenti, mentre la procedura d'impiego dello scissometro miniaturizzato è descritta nel capitolo sulla erodibilità.

#### 3.3.1. Metodo della compressione assiale con espansione laterale libera

##### 3.3.1.1. Principio

Con riferimento allo standard ASTM D2166 (ASTM, 1990) viene descritta la prova di compressione assiale con espansione laterale libera, valida per terreni coesivi. Tale metodo può essere applicato su provini di terreno prelevati in campo o preparati in laboratorio e consente di ottenere un valore approssimato della resistenza al taglio. Tale prova è un caso particolare della prova di compressione triassiale, ASTM D2850 (ASTM, 1990), eseguita in condizioni non consolidate e non drenate nella quale sia annullata la pressione laterale, ma estremamente più semplice rispetto a quella.

I parametri di resistenza associati alla prova sono la *resistenza alla compressione*  $\sigma_c$ , definita come la tensione di compressione al momento della rottura oppure in corrispondenza di un valore della deformazione assiale del 15%, a seconda del comportamento del campione, e la *resistenza al taglio*  $\tau$  calcolata come  $\sigma_c / 2$ .

Tale prova deve essere intesa come un metodo, alternativo ma non sostitutivo, per ottenere rapidamente un valore approssimato della resistenza alla compressione, dell'angolo di attrito interno e della coesione, di quei terreni che posseggano una coesione tale da permettere l'esecuzione della prova in condizioni non confinate. La prova, se eseguita su due campioni dello stesso terreno prima e dopo il rimaneggiamento, fornisce altresì un metodo per valutare la *sensibilità* di un terreno  $St$  definita come:

$$St = \frac{\sigma_c(\text{non disturbato})}{\sigma_c(\text{rimaneggiato})}$$

La normativa britannica BSI 1377 (BSI, 1975), riporta i disegni e le indicazioni necessarie per realizzare una prova di compressione monoassiale in campo, per mezzo di una versione portatile dell'apparecchiatura da laboratorio.

##### 3.3.1.2 Strumenti

La strumentazione per l'effettuazione della prova di laboratorio è essenzialmente composta da una struttura rigida portante due elementi che terminano con una coppia di dischi, uno fisso ed uno mobile, tra i quali viene disposto il campione di terreno per la compressione assiale. Lo strumento è provvisto di due trasduttori per la misura della forza di compressione e della deformazione assiale del provino. Il trasduttore di forza deve essere in grado di risolvere almeno 1 N, mentre quello di spostamento 0,03 mm, inoltre essi devono possedere un valore di fondoscala appropriato al tipo di provino. Per la misura delle dimensioni reali e della massa del provino indeformato occorre usare strumenti con precisione non inferiore a 0,1%.

##### 3.3.1.3 Procedura

I provini devono avere un diametro minimo di 30 mm ed un rapporto tra altezza e diametro compreso tra 2 e 2,5. All'interno dei campioni di terreno non devono essere presenti particelle di dimensioni superiori ad un decimo del diametro del provino. Per terreni aventi un'elevata frazione di sabbia grossa (diametro medio compreso nell'intervallo 0,2 mm÷2 mm) occorre eseguire un'analisi granulometrica e riportarne i risultati. Per il prelievo di campioni in campo si può fare riferimento alle indicazioni contenute nello standard ASTM D1587 (ASTM, 1990) (figura 1).

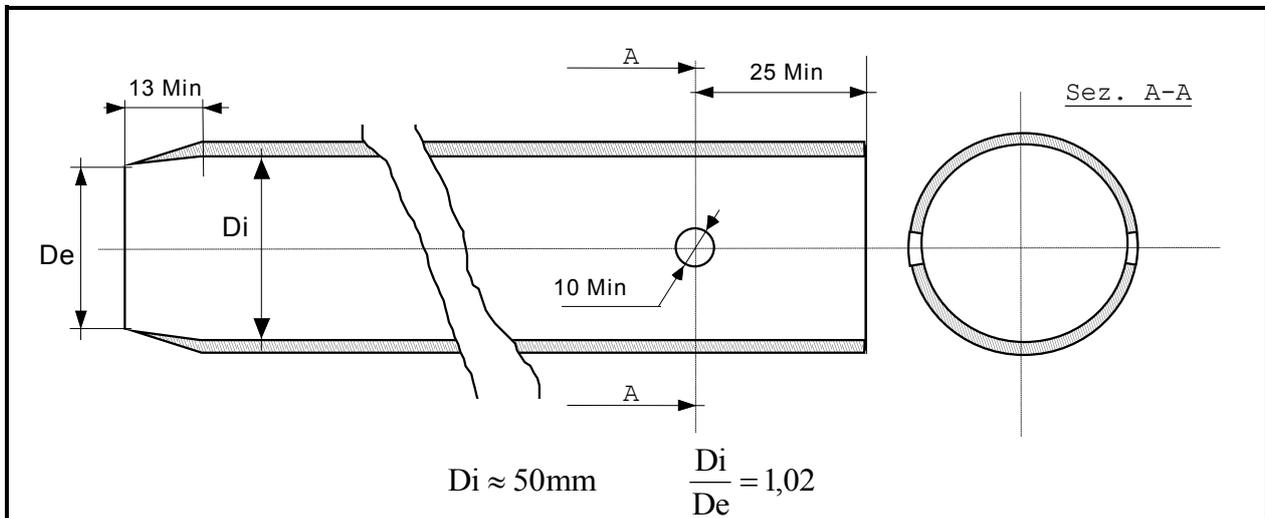


Figura 1 - Fustella in parete sottile per il prelievo di campioni di terreno.

Dopo il prelievo, ove necessario, si devono spianare le estremità del provino estratto dalla fustella, evitando in ogni caso di provocare deformazioni, in modo tale che la direzione del carico verticale sia una direzione principale. Queste operazioni, preliminari alla prova di compressione, devono essere condotte utilizzando opportuni accorgimenti per evitare perdite d'acqua e cambiamenti nella pressione interstiziale tali da compromettere i principi a fondamento del metodo. Quando per la determinazione dell'umidità non può essere utilizzato l'intero campione, si deve utilizzare una parte di terreno rappresentativa delle condizioni del campione od una porzione significativa del provino stesso.

Per la preparazione dei provini di terreno rimaneggiato, si può fare uso dei campioni indisturbati già sottoposti alla prova, oppure di terreno rappresentativo delle stesse condizioni, operando in modo tale da ottenere un provino di caratteristiche fisico-meccaniche omogenee, con particolare riferimento alla distribuzione spaziale dell'umidità e della massa volumica. Nel caso di provini compattati, occorre fare attenzione al procedimento statico o dinamico usato per la compattazione, che dovrà essere comunque indicato.

Il provino, preparato come descritto, viene posto in posizione centrale sul disco inferiore della macchina di prova e contemporaneamente viene portato a contatto con il disco superiore senza applicare alcun carico assiale. A partire da tale condizione inizia la prova di compressione che deve essere eseguita in modo tale da imporre una velocità di deformazione assiale del provino compresa tra circa 80  $\mu\epsilon/s$  e 330  $\mu\epsilon/s$ . I valori del carico e della deformazione vengono registrati con continuità in funzione del tempo. La velocità di deformazione deve essere scelta, compatibilmente con la natura del terreno, in modo tale da raggiungere la rottura del provino in un tempo non superiore a circa 1000 s. Per provini che presentano una superficie di rottura ben individuabile, deve essere ricavata la giacitura del o dei piani di scorrimento utilizzando opportuni sistemi, integrati eventualmente con una ripresa fotografica.

Per ciascun punto di misura devono essere determinati i seguenti parametri:

- la deformazione assiale come  $\epsilon = \Delta L / L_0$ , approssimata allo 0,1%, essendo  $\Delta L$  la variazione di lunghezza del provino ed  $L_0$  la sua lunghezza iniziale;
- l'area media della sezione trasversale come  $A = A_0 / (1 - \epsilon)$ , essendo  $A_0$  l'area media della sezione iniziale del provino;
- la tensione di compressione come  $\sigma = F / A$  approssimata ad 1 kPa, essendo F il carico applicato.

Unitamente a tali valori occorre riportare la classificazione del terreno, l'indicazione dello stato del provino prima della prova (non disturbato, rimaneggiato, compattato, ecc.), la sua umidità e massa volumica. Inoltre per provini non disturbati, a causa della anisotropia del terreno, è necessario indicare la direzione e la profondità del prelievo rispetto al piano di campagna. È inoltre consigliabile indicare il valore dei limiti di Atterberg.

### 3.3.1.4. Commenti

Al limite della rottura lo stato delle tensioni in un punto del provino su di un piano generico formante un angolo  $\alpha$  con il piano sul quale agisce la tensione principale è rappresentato sul circolo di Mohr dal punto D (figura 2).

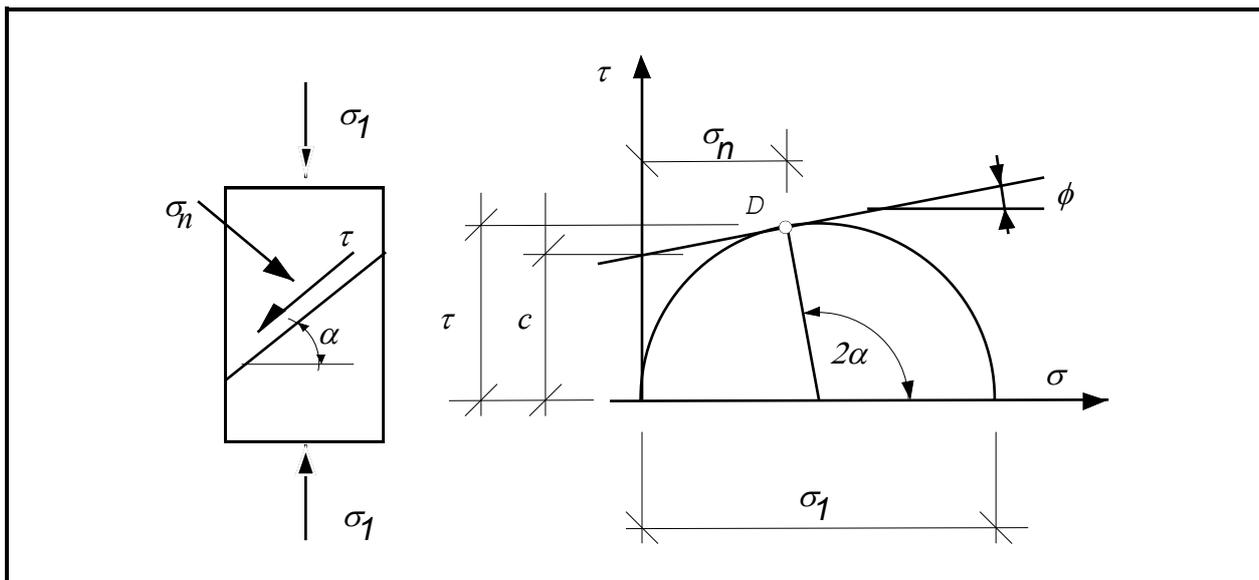


Figura 2 - Costruzione e significato del circolo di Mohr per uno stato piano di tensione.

Se il provino mostra in modo evidente la direzione del piano di rottura, è possibile determinare l'angolo di attrito interno del terreno con la relazione  $\varphi=2\alpha-\pi/2$ , e conseguentemente individuare il valore della coesione come intercetta tra l'asse  $\sigma=0$  e la retta di Coulomb.

A causa delle incertezze connesse con le operazioni di preparazione del provino e con la determinazione dell'angolo  $\alpha$ , è opportuno eseguire almeno due o tre ripetizioni della prova (McKyes, 1989).

I valori riportati in figura 1 sono indicati con l'intenzione di standardizzare la strumentazione e non con il proposito di indicare che l'uso di misure diverse non è accettabile. La parte tagliente del tubo carotatore deve essere realizzata in modo tale da poter ritenere valida l'ipotesi di campione indisturbato.

### 3.3.2. Metodo dello scissometro

#### 3.3.2.1. Principio

La normativa americana ASTM D2573 (ASTM, 1990), propone un metodo per la determinazione della resistenza al taglio dei terreni coesivi basato sull'impiego di uno strumento dotato di quattro palette, denominato *scissometro*.

Con tale prova la resistenza al taglio del terreno viene dedotta sulla base della misura della coppia necessaria per determinare la rottura del terreno sulla superficie cilindrica generata dalla rotazione delle palette stesse. La misura di tale coppia è poi interpretata in termini di resistenza al taglio del terreno attraverso un criterio convenzionale. In ogni caso è importante separare il contributo alla coppia misurata, dovuto alla resistenza del terreno da quello dovuto alle forze di attrito che agiscono sulla parte centrale dell'utensile. A tal fine, nell'ipotesi che il momento torcente venga applicato all'asta dello scissometro in modo tale da non generare spinte trasversali, la misura della coppia resistente provocata dalle sole forze d'attrito, può essere condotta utilizzando la sola asta dell'utensile, privata delle palette.

#### 3.3.2.2. Strumenti

Lo scissometro è costituito da un'asta cilindrica recante una serie di quattro palette sottili disposte simmetricamente in modo da formare una croce attorno all'asse di rotazione (Figura 3). In tabella 1 sono indicate le dimensioni unificate di tre tipi di scissometri (AX, BX ed NX), caratterizzati dall'aver un rapporto costante tra l'altezza delle palette ed il diametro del cilindro generato dalla rotazione dello strumento.

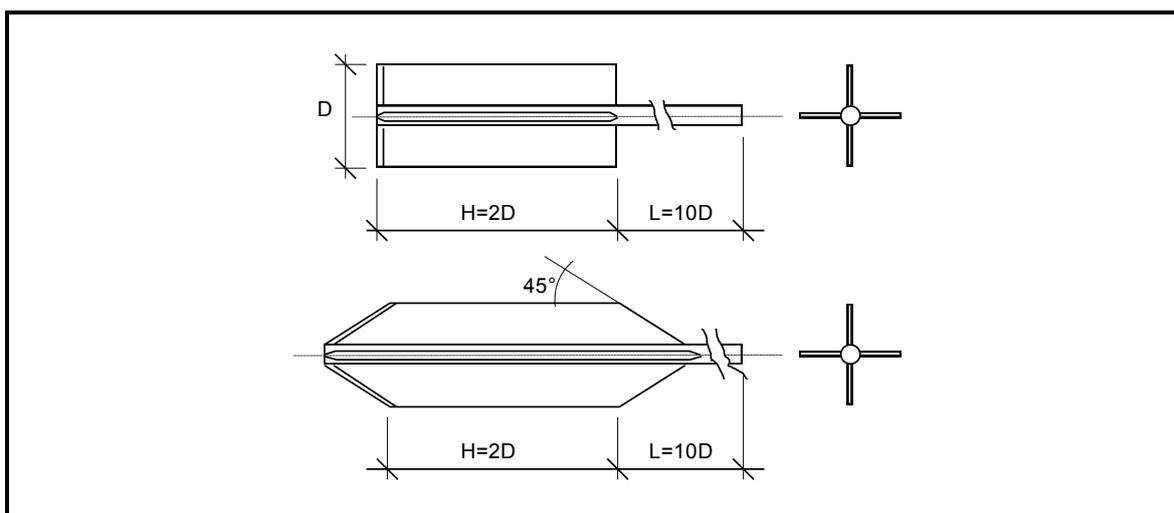


Figura 3 - Geometria dello scissometro da campo, con palette rettangolari e con palette rastremate.

Designazione	Diametro [mm]	Altezza [mm]	Spessore della paletta [mm]	Diametro dell'asta [mm]
AX	38,1	76,2	1,6	12,7
BX	50,8	101,6	1,6	12,7
NX	63,5	127,0	3,2	12,7

Tabella 1 - Dimensioni standard degli scissometri.

Lo spigolo della paletta, dalla parte rivolta verso il terreno, deve essere smussato ad angolo retto. Il dispositivo di misura della coppia deve possedere una sensibilità adeguata alla resistenza del terreno, così come la scelta delle dimensioni dell'utensile è direttamente collegata alla consistenza del suolo in osservazione, nel senso che per misurazioni in terreni più duri è opportuno impiegare utensili più piccoli.

### 3.3.2.3. Procedura

La punta dello scissometro viene spinta nel terreno, con una velocità costante, almeno fino alla completa penetrazione delle palette. Una volta posizionato l'utensile alla profondità voluta, si applica la coppia motrice in modo da ottenere una velocità di rotazione costante delle palette non superiore a  $1,75 \cdot 10^{-3}$  rad/s. In generale la rottura del terreno avviene in un tempo compreso tra circa 120 s e 900 s in funzione della resistenza del terreno. Per strumenti a lettura non continua, unitamente al valore di coppia massimo, è necessario rilevare il valore della coppia e della relativa rotazione ad intervalli di almeno 15 s.

Dopo la rottura del terreno, occorre ruotare rapidamente l'utensile facendogli compiere almeno 10 giri, al fine di preparare il terreno per la successiva misura in condizioni rimaneggiate, da effettuarsi immediatamente o al massimo entro il tempo di 60 s.

La resistenza al taglio  $\tau$  del terreno è calcolata con la relazione:

$$\tau = \frac{M}{K}$$

essendo M la coppia applicata e K una costante dipendente dalla geometria e dimensioni dell'utensile. Assumendo una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali agenti sulla superficie cilindrica individuata dalla rotazione dell'utensile (superficie laterale e superfici di base), si calcola la costante K come:

$$K = \frac{\pi}{2} \cdot D^2 H \cdot \left[ 1 + \frac{D}{3H} \right]$$

essendo D ed H, rispettivamente il diametro e l'altezza dell'utensile. Poiché il rapporto tra altezza e diametro degli utensili vale 2, si può adottare una relazione semplificata per il calcolo di K:

$$K = 3,66 \cdot D^3$$

Il valore indicato di K è relativo a profondità di penetrazione dell'utensile di almeno 5 volte il diametro. A completamento della prova si annotano informazioni circa le condizioni ed il tipo di terreno, le dimensioni ed il tipo di utensile, il tempo impiegato per raggiungere le condizioni di rottura, la profondità, il massimo valore della resistenza al taglio, e la resistenza residua del terreno rimaneggiato.

### 3.3.2.4. Commenti

L'asta dello scissometro deve possedere una rigidità torsionale tale che in corrispondenza del massimo carico previsto non subisca deformazioni apprezzabili.

Per terreni molto resistenti, che raggiungono la rottura con piccole deformazioni, può essere necessario eseguire la prova adottando una velocità di rotazione più bassa di quella indicata, così da permettere una più agevole determinazione della caratteristica tensioni-deformazioni.

Quando si possa ritenere trascurabile il contributo delle azioni di taglio sulla faccia superiore del cilindro, per esempio per misure superficiali, il valore di K viene assunto pari a:

$$K = \frac{\pi}{2} \cdot D^2 H \cdot \left[ 1 + \frac{D}{6H} \right]$$

oppure

$$K = 3,4 \cdot D^3$$

Per ridurre gli errori di misura, oltre a curare la parte meccanica per ciò che riguarda gli attriti, è opportuno verificare periodicamente lo stato di usura e di deformazione delle palette.

### 3.4. Bibliografia

- ASTM (1990) *Annual Book of ASTM Standards*. Volume 04.08. Philadelphia, USA.
- Bekker M.G. (1960) *Off the Road Locomotion*. The University of Michigan Press.
- BSI (1975) *Methods of test for Soils for civil engineering purposes*, British Standard Institution, London.
- Cavazza L. (1981) *Fisica del Terreno Agrario*, UTET, Torino.
- McKyes E. (1989) *Agricultural Engineering Soil Mechanics*, Elsevier Science, Amsterdam.
- Ohu J.O., Raghavan, G.S.V., McKeys E., Mehuys G. (1986) *Shear Strength Prediction of Compacted Soil with Varying Added Organic Matter Contents*, Transactions of ASAE, 29, 2: 351-355.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1979) *Geotecnica*, Unione Tipografico-Editrice Torinese, Torino.

Prof. Adriano Guarnieri

Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna

Via Gandolfi, 19

40057 Cadriano, Bologna

Guarnier@agrsci.unibo.it

Ing. Angelo Fabbri

Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna

Via Gandolfi, 19

40057 Cadriano, Bologna

Fabbri\_A@Biblio.Cib.Unibo.It

Dr. Paolo Liberati

Dipartimento di Protezione e Valorizzazione Agroalimentare, Università degli Studi di Bologna

Via F.lli Rosselli, 107

42100 Coviolo di Reggio Emilia

Liberati@Stpa.Unibo.It

## 4. TRAFFICABILITÀ DEL SUOLO

Adriano Guarnieri, Angelo Fabbri, Paolo Liberati

### \*4.1. Definizione

Un terreno è *trafficabile* se le sue caratteristiche fisico-meccaniche sono tali da consentire la mobilità delle macchine agricole normalmente utilizzate per una determinata operazione colturale o aziendale, con un impegno energetico adeguato e senza compromettere né il risultato agronomico né la sicurezza dell'operatore.

### 4.2. Considerazioni generali e procedure

La trafficabilità di un terreno agrario non può essere definita univocamente sulla base di una singola proprietà fisico-meccanica del terreno (coesione, angolo di attrito interno, limiti di Atterberg, umidità, massa volumica apparente, ecc.), ma piuttosto dalla combinazione di una o più di queste con le caratteristiche di un dato veicolo. Inoltre, nel tentativo di fornire sufficienti informazioni per una formulazione il più possibile attendibile della trafficabilità, non si può prescindere né dal tipo di operazione colturale (lavorazione del terreno, semina, sarchiatura, raccolta, trasporto, ecc.) né dall'azione esercitata dagli organi di propulsione del veicolo in relazione ai possibili effetti negativi sul terreno, più che altro riconducibili a fenomeni di compattazione; così come non si può prescindere dalle condizioni di sicurezza dell'operatore nelle zone collinari, nella meccanizzazione forestale ed in generale in tutte quelle operazioni dove il rischio di ribaltamento laterale è fortemente condizionato dallo stato superficiale e dalla deformabilità del terreno. In tale contesto la trafficabilità deve essere preventivamente valutata attraverso l'uso di uno o più indici da confrontare con valori minimi accettabili, al fine di poter decidere sull'opportunità o meno di eseguire una data operazione in un determinato momento del ciclo colturale.

\*Sul concetto di trafficabilità sono state proposte diverse definizioni operative relative ai singoli aspetti agronomici o meccanici. Così, in riferimento alla sola mobilità del veicolo, trova utilità la definizione facente riferimento a due valori: il primo, definito *limite di trafficabilità TL*, corrispondente all'umidità per la quale la resistenza alla penetrazione misurata con un cono standard risulta di 40 kPa; il secondo, definito *indice di resistenza SI*, corrispondente alla diminuzione dell'umidità per la quale la resistenza alla penetrazione aumenta fino a 400 kPa (Freitag, 1987). Tale ultimo valore è rappresentativo di una condizione di resistenza del terreno adeguata ad un traffico agricolo anche ripetuto. Tale metodo, limitatamente ai problemi di mobilità dei veicoli e per terreni prossimi alla saturazione, permette di determinare i due valori *TL* e *SI* senza ricorrere all'uso del penetrometro, utilizzando il limite di liquidità e l'indice plastico secondo le due espressioni seguenti:

$$TL = 11,6 + 0,631 \cdot LL \qquad SI = 5,79 + 0,389 \cdot IP$$

\*Utilizzando sempre gli stessi valori di *LL* e di *IP* è anche possibile valutare la trafficabilità di un terreno sulla base dell'*indice di consistenza Ic*:  $Ic = (LL - w) / IP$  (Müller et al., 1990). Secondo tale criterio per  $Ic > 1$  il terreno è trafficabile, per  $Ic$  compreso tra 0,75 ed 1 è limitatamente trafficabile, per  $Ic < 0,75$  non è trafficabile. Poiché in corrispondenza del valore  $Ic = 1$  l'umidità del terreno è quella corrispondente al limite di plasticità, secondo tale criterio, un terreno risulta trafficabile per  $w < LP$ .

\*Per quanto riguarda invece gli aspetti agronomici connessi col traffico dei veicoli, uno dei possibili criteri di trafficabilità è quello facente riferimento alla compattazione. In particolare è possibile caratterizzare livelli critici di compattazione di un terreno attraverso la resistenza alla penetrazione del penetrometro a cono e la porosità. La scelta della resistenza alla penetrazione trova ampia giustificazione

nelle numerose e valide relazioni tra questa, la massa volumica, l'umidità e la porosità, come quella proposta da Perumpral e Ayers (1982) valida per differenti suoli preparati in laboratorio:

$$CI = \frac{C_1 \cdot \rho_{as}^{C_4}}{C_2 + (w - C_3)^2}$$

con

$CI$  = resistenza alla penetrazione, kPa

$\rho_{as}$  = massa volumica apparente del terreno riferita al secco, kg/m<sup>3</sup>

$w$  = umidità del terreno, % su base secca

$C_1, C_2, C_3, C_4$  = costanti dipendenti dalla natura del terreno (Tabella 1).

<b>Tipo di terreno</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>R2</b>
100% argilla	4540,9	31,94	9,21	6,37	0,985
75% argilla 25% sabbia	928,1	20,22	7,41	6,60	0,983
50% argilla 50% sabbia	82,39	9,47	4,77	7,50	0,978
25% argilla 75% sabbia	1,10	2,19	3,29	9,34	0,982
100% sabbia	1,58	17,72	5,54	8,92	0,940

Tabella 1 - Valori delle costanti dell'equazione di Perumpral, per diversi tipi di terreno, determinati attraverso l'analisi statistica dei risultati di laboratorio (da Perumpral e Ayers, 1982).

In generale il valore del  $CI$  ammette un massimo, a parità di massa volumica, in corrispondenza di un determinato valore dell'umidità, oltre il quale il valore di  $CI$  decresce rapidamente. C'è da osservare che mentre per elevati valori della massa volumica il valore del  $CI$  risulta fortemente influenzato da quello dell'umidità del terreno, per bassi valori della massa volumica, all'aumentare della umidità, oltre il punto di massimo citato, la resistenza alla penetrazione decresce molto lentamente. Il valore dell'umidità, in corrispondenza del valore massimo del  $CI$ , aumenta all'aumentare del contenuto d'argilla. Altre esperienze condotte in laboratorio su un terreno sabbioso-limoso (46% S, 26% A) (Cum et al., 1992), sebbene non abbiano evidenziato l'esistenza di un valore di umidità corrispondente ad un massimo di resistenza alla penetrazione, hanno portato alla definizione della relazione

$$CI = (91,46 \cdot \ln \rho_{as} - 644) \cdot 0,862^w$$

la quale conferma la dipendenza esposta dell'indice  $CI$  dalla massa volumica e dalla umidità (Figura 1). I parametri di tale equazione sono stati adattati ai valori sperimentali, rilevati in laboratorio su campioni di terreno rimaneggiato, attraverso un procedimento di regressione non lineare ottenendo un valore di  $R^2$  pari a 0,973.

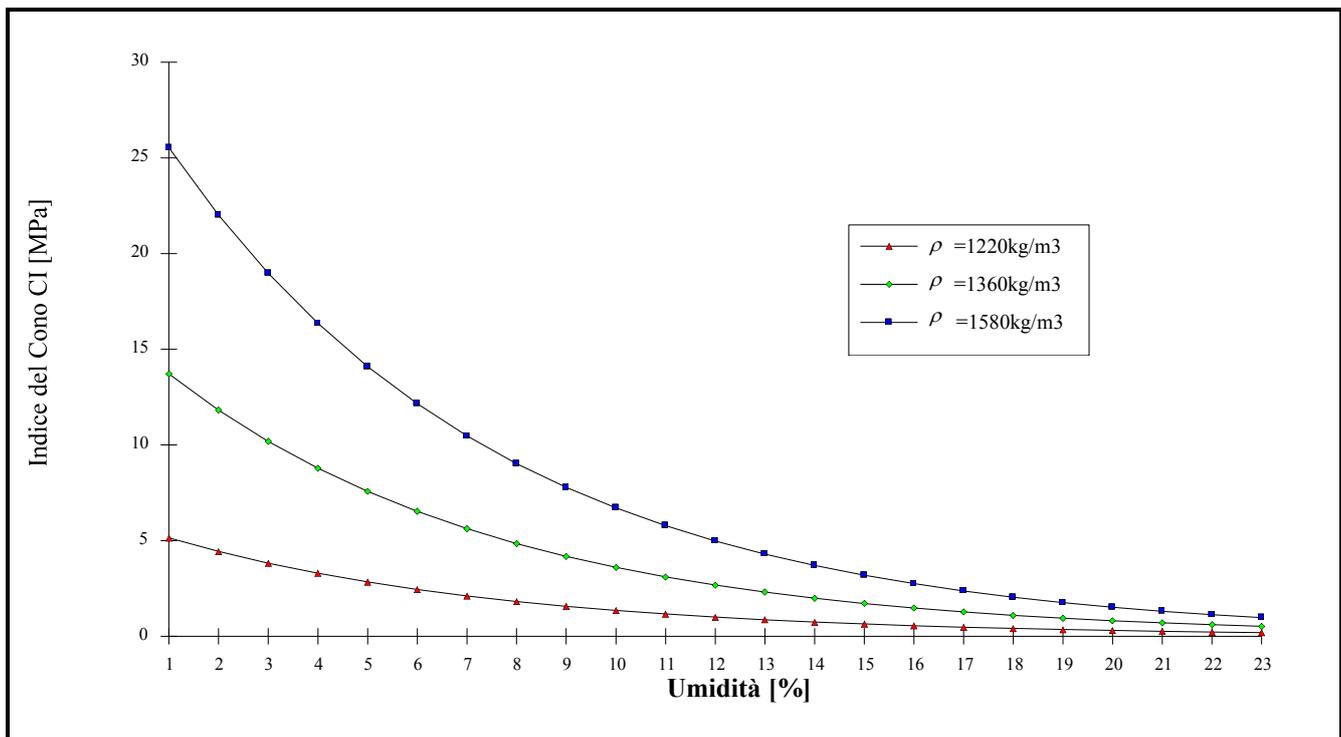


Figura 1 - Resistenza alla penetrazione CI in funzione dell'umidità per tre valori della massa volumica  $\rho_a$ .

Sebbene non siano stati determinati valori critici di validità generale della resistenza alla penetrazione per lo sviluppo delle radici, perché influenzata dal tipo di terreno e dal tipo di coltura, Schafer fissa 2 MPa come limite superiore di resistenza alla penetrazione nel caso del cotone (Schafer et al., 1992).

\*Più rappresentativa dell'effetto del compattamento del terreno sulle alterazioni delle attività biologiche legate allo sviluppo della coltura è la porosità, in quanto, meglio della resistenza alla penetrazione, esprime la resistenza alla diffusione dei gas ed alla circolazione delle acque. Infatti alcuni studi confermano come la compattazione indotta dai veicoli sia responsabile della totale scomparsa delle macroporosità e della forte riduzione dei pori di dimensioni comprese tra 50  $\mu\text{m}$  e 500  $\mu\text{m}$  che consentono la circolazione dell'aria e dell'acqua e lo sviluppo dell'apparato radicale (Pagliai et al., 1992).

Per valutare la porosità può essere impiegata l'espressione di Bolling, che consente di determinare la porosità del terreno attraverso la misura del CI, sulla base di predeterminati valori di riferimento (Bolling, 1986):

$$\phi = \phi_0 - \left( \frac{w}{w_0} \right)^3 \cdot \sqrt{\frac{CI}{CI_0}}$$

dove

- $\phi$  = porosità del provino compattato, %
- $\phi_0$  = porosità del campione di terreno indisturbato, %
- $w$  = umidità del terreno, %
- $w_0$  = valore iniziale dell'umidità, %
- $CI$  = resistenza alla penetrazione del provino compattato, kPa
- $CI_0$  = resistenza alla penetrazione del terreno indisturbato, kPa

È possibile stabilire un limite di trafficabilità fissando un valore accettabile di porosità residua tenendo presente che per un valore della frazione volumica dell'aria nel terreno inferiore al 10% è pressoché nulla la diffusività dei gas e che l'ottimo è intorno al 50% (Sequi, 1979).

\*Fissato un valore di porosità  $\phi$ , e nota la tensione principale massima  $\sigma$  indotta dagli organi di propulsione, si determina il valore dell'umidità  $w$  al di sotto del quale il suolo può ritenersi trafficabile mediante l'equazione (Baldi et al., 1990):

$$w = \frac{e^{(A-\phi)/C}}{\sigma^{B/C}}$$

essendo A, B, C costanti del terreno, determinabili in laboratorio con prove di compressione assiale con espansione laterale impedita.

In linea con la definizione di trafficabilità hanno valenza generale quelle proposte che tengono globalmente conto degli aspetti fisici del terreno e delle caratteristiche meccaniche del veicolo. Tali proposte, oltre a caratterizzare gli aspetti energetici connessi con la mobilità del veicolo e con la sua efficienza alla trazione, possono essere utilmente impiegate per evidenziare possibili effetti negativi dovuti all'interazione del terreno con gli organi di propulsione (compattazione, flussi plastici, formazione di tracce profonde, ecc.) (Onafeko e Reece, 1967).

Tra queste lo standard ASAE D497.2 (ASAE, 1994) permette di determinare, sulla base della resistenza alla penetrazione del cono standard e delle caratteristiche del veicolo, il valore della resistenza al rotolamento della ruota  $RR$  attraverso l'equazione:

$$RR = F_v \cdot \left( \frac{1,2}{C_n} + 0,04 \right)$$

In essa  $C_n = CI \cdot b \cdot d / F_v$ ,  $CI$  è il valore medio della resistenza del cono calcolata su di una profondità di 150 mm,  $b$  e  $d$  sono rispettivamente la larghezza ed il diametro del pneumatico, e  $F_v$  il carico dinamico verticale sulla ruota. Nello stesso standard sono indicati, per alcune condizioni del terreno e per un fissato valore di  $b \cdot d / F_v = 0,25$ , i corrispondenti valori dei coefficienti  $C_n$  e  $CI$ , applicabili nel caso di pneumatici operanti a pressioni di gonfiaggio tali che la deformazione radiale sotto carico sia circa del 20% (tabella 2).

Terreno	$CI$ [kPa]	$C_n$
Molto compatto e secco (duro)	200	50
Mediamente duro	120	30
Lavorato	80	20
Soffice o Sabbioso	60	15

Tabella 2 - valori di  $CI$  e  $C_n$  per diversi terreni e per trattori a ruote.

Inoltre noto il coefficiente  $C_n$  e valutato lo slittamento  $i$  del trattore, è possibile valutare sia lo sforzo di trazione del sistema di propulsione  $P$  sia l'efficienza della trazione  $TE$ , rispettivamente con:

$$P = 0,75 \cdot F_v \cdot \left( 1 - e^{-0,3 \cdot C_n \cdot i} \right) - RR$$

$$TE = (1 - i) \cdot \left[ 1 - \frac{\frac{1,2}{C_n} + 0,04}{0,75 \cdot \left( 1 - e^{-0,3 \cdot C_n \cdot i} \right)} \right]$$

Tra i metodi empirici per valutare la mobilità può essere utilizzato quello facente riferimento alla minima resistenza del terreno  $VCI$  (*Indice del Cono del Veicolo*) sufficiente a consentire il passaggio di un determinato veicolo. Con tale metodo è possibile valutare l'attitudine alla trafficabilità del sistema terreno-veicolo, sulla base del valore dell'*Eccesso di Indice del Cono*  $RCIx$ , calcolato come:

$$RCIx = RCI - VCI$$

nella quale  $RCI$  è l'Indice del Cono Corretto, calcolato come prodotto del valore dell'Indice del Cono misurato in campo per un *indice di rimaneggiamento*, ottenuto come rapporto tra il valore della resistenza alla penetrazione del provino cilindrico di terreno prima e dopo un processo di compattazione dinamica confinata (McKyes, 1985).  $VCI$  può essere determinato con formule semiempiriche unicamente sulla base dei parametri del veicolo, e poiché tale indice rappresenta la minima resistenza del terreno necessaria per un livello normale di meccanizzazione,  $RCI \times VCI$  caratterizza l'attitudine alla trafficabilità del sistema terreno-veicolo, nel senso che maggiore è il suo valore e maggiore risulta la trafficabilità (Melzer, 1984).

Diversamente dai modelli empirici sopra ricordati, i modelli semiempirici, sviluppati nell'ambito dello studio dei problemi di trafficabilità, molto spesso fanno invece riferimento alla resistenza al taglio ed alla relazione pressione-affondamento del terreno, determinabili sperimentalmente in laboratorio o direttamente in campo, utilizzando rispettivamente scissometri a torsione e piastre di carico (Riethmuller et al., 1983; Kogure et al., 1982), Figura 2.

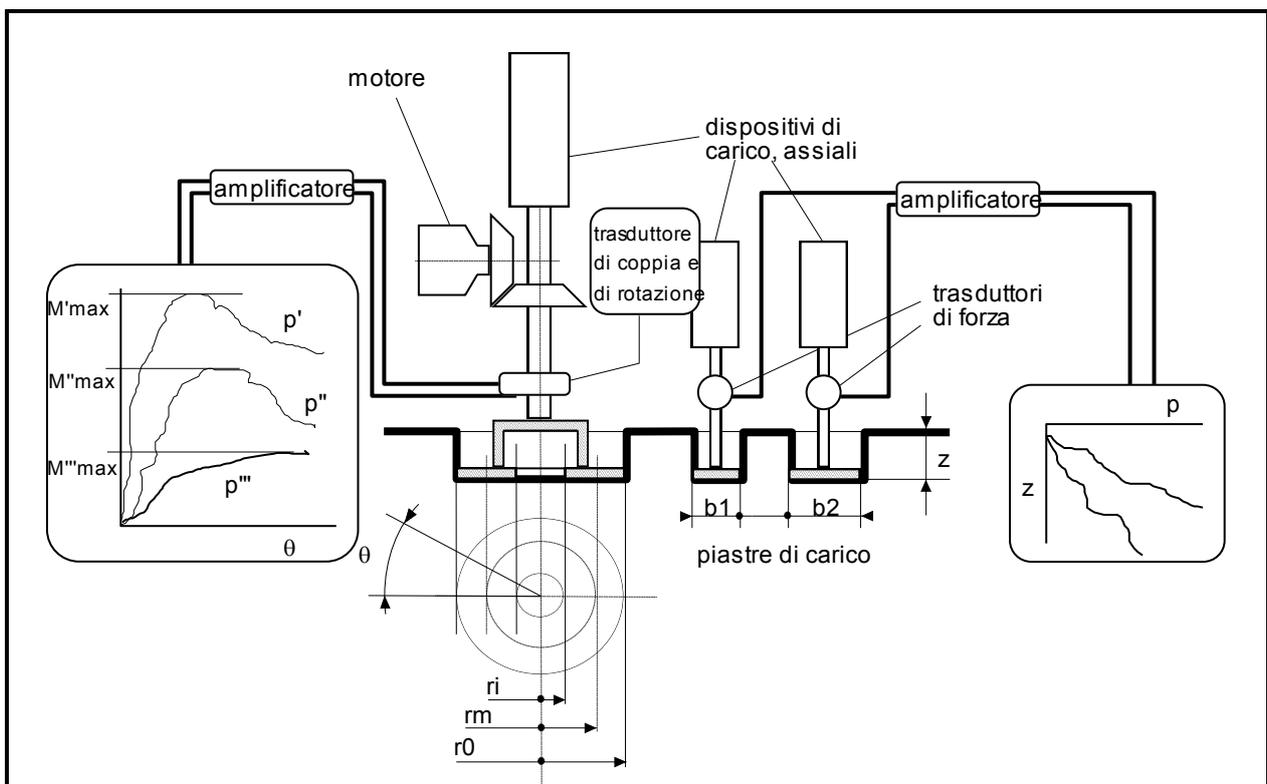


Figura 2 - Schema del Bevameter.

Per ricavare un valore di riferimento della resistenza al taglio (in condizioni drenate) attraverso una procedura convenzionale, oltre agli scissometri si può ricorrere alle *scatole di taglio* del tipo Casagrande, originariamente utilizzate da Coulomb per ricavare i parametri di resistenza efficaci  $c'$  e  $\phi'$ . I principali limiti riscontrabili in queste prove sono determinati, da un lato dal prefissato piano di rottura, che può non coincidere con quello di minore resistenza, dall'altro dalla impossibilità di misurare le pressioni interstiziali, altrimenti misurabili con le prove triassiali standard.

Per quanto riguarda la resistenza al taglio  $\tau$  e più in particolare la relazione tra questa e la deformazione, può essere utilizzata l'espressione

$$\tau = \tau_{\max} \cdot \left(1 - e^{-j/K}\right)$$

valida per terreni poco compatti o allo stato plastico il cui comportamento sotto carico tangenziale è caratterizzato da curve  $\tau=f(j)$  crescenti verso un asintoto orizzontale ( $\tau_{\max}$ ) (Figura 3a). In tale formula  $\tau_{\max}$  è il valore massimo di  $\tau$ ,  $j$  la deformazione, e  $K$  un parametro caratteristico del terreno, pari a  $K = \tau_{\max} / \text{tg}(\alpha)$ .

La stretta analogia tra le curve tensione-deformazione  $\tau=f(j)$  anzidette e quelle relative alla capacità di trazione del sistema di propulsione del trattore in funzione dello slittamento,  $T=f(i)$ , consente di utilizzare i parametri delle prove di laboratorio ( $\alpha$  e  $K$ ) in Figura 3a per prevedere le prestazioni del sistema trattore-terreno ( $\beta$  e  $K_v$ ) in Figura 3b, e viceversa (Komandi, 1968).

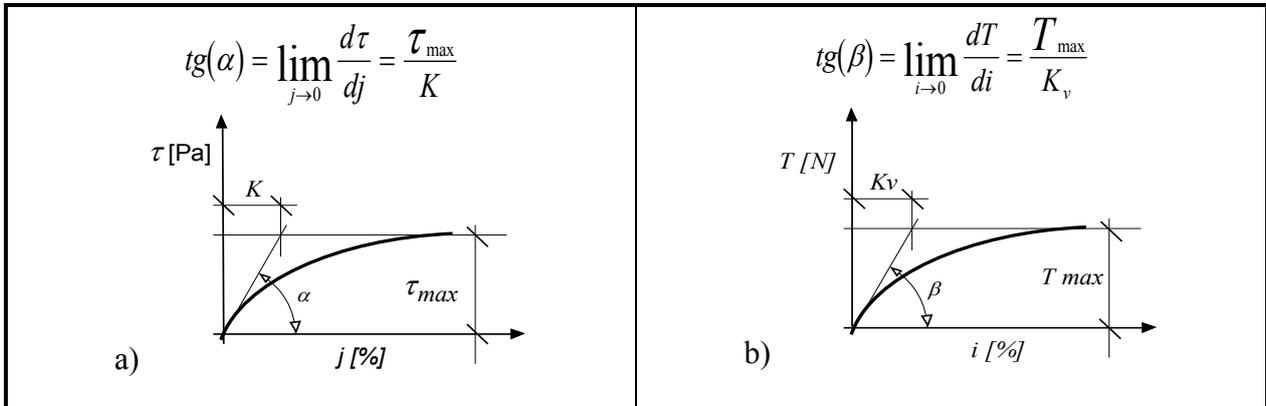


Figura 3 - Analogia tra le curve tensione-deformazione e quelle sforzo di trazione-slittamento.

Con ciò lo sforzo di trazione sviluppato dal sistema di propulsione del trattore in funzione delle caratteristiche del terreno ( $\tau_{max}$  e  $K$ ) e delle dimensioni dell'area di contatto ( $B$ , larghezza ed  $L$ , lunghezza) può essere valutato con la seguente formula (Kogure et al., 1982):

$$T = 2 \cdot B \cdot \tau_{max} \cdot \left[ L - \frac{K}{i} \cdot \left( 1 - e^{-i \cdot L/K} \right) \right]$$

il cui valore massimo risulta:

$$T_{max} = 2 \cdot B \cdot \tau_{max} \cdot (L - K) = \frac{3 \cdot B \cdot M_{max}}{\pi \cdot (r_0^3 - r_i^3)} \cdot (L - K)$$

essendo

$$M_{max} = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot \tau_{max} \cdot (r_0^3 - r_i^3)$$

Per quanto riguarda la capacità portante del terreno e più in particolare la relazione tra il carico verticale per unità di superficie  $p$  e l'affondamento  $z$ , sono state sviluppate sulla base dell'equazione fondamentale del Bernstein (Bekker, 1960)  $p = K \cdot z^n$ , numerose altre equazioni. Bekker nel cercare di dare un significato più concreto al valore di  $K$  di Bernstein, propose la seguente equazione semiempirica (Bekker, 1960):

$$p = \left( \frac{K_c}{b} + K_\phi \right) \cdot z^n$$

nella quale  $K_c$  e  $K_\phi$  sono due parametri rappresentativi rispettivamente della coesione e dell'angolo di attrito interno del terreno, e  $b$  è la minore delle dimensioni della piastra di carico, se di forma rettangolare, oppure il diametro se di forma circolare. I due parametri  $K_c$  e  $K_\phi$  non hanno tuttavia un significato fisico preciso, essendo le loro dimensioni funzioni di  $n$ .

Significativi miglioramenti, rispetto al modello del Bekker, possono essere ottenuti utilizzando l'espressione di Reece (Wong, 1989):

$$p = (K''_c + b \cdot K''_\phi) \cdot \left( \frac{z}{b} \right)^n$$

dove  $K''_c$  e  $K''_\phi$  sono costanti adimensionali del terreno determinabili sperimentalmente (tabella 3).

Suolo	$n$	$K_c$ [kN/mn+1]	$K_\phi$ [kN/mn+2]	$K''_c$ [kN/m2]	$K''_\phi$ [kN/m3]	$\rho_a$ [kg/m3]	$w$ [%]
Sabbia	0,705	6,94	505,8	39,1	779,8	~1600	
	0,804	3,93	599,5	16,9	879,6		
	0,578	9,08	2166	197	4365		
	0,806	155,9	4526	413,5	5420		
Medio sabbioso	1,10	74,6	2080	42,0	1833	1557	51,6
	0,74	26,8	1522	121,7	2092	1519	44,3
	1,74	259,0	1643	-0,9	763	1696	50,0
	0,70	70,6	1426	279,3	1317	1470	27,3
	0,75	55,7	2464	213,6	3244	1526	32,6
Medio argilloso	0,73	41,6	2471	121,2	-4,2	1681	45,8
	0,85	6,8	1134	27,0	1430	1597	52,0
Medio impasto	1,01	0,06	5880	-1,3	5814	1326	24,1
	1,02	66,0	4486	55,3	4292	1339	18,2

Tabella 3 - Costanti per le equazioni di Bekker e Reece (Wong, 1989)

I valori di  $K_c$ ,  $K_\phi$ ,  $K''_c$ ,  $K''_\phi$ , e di  $n$  possono essere dedotti dalle prove di affondamento di almeno due piastre di diversa larghezza  $b_1$  e  $b_2$  (figura 2), attraverso un procedimento di regressione non lineare.

Molto spesso la determinazione dei valori di  $K_c$  e  $K_\phi$  ed  $n$ , su terreni non omogenei, risulta alquanto difficoltosa ed imprecisa. Per migliorare tale determinazione è consigliabile utilizzare un gruppo di tre o quattro piastre di opportune dimensioni (Yong et al., 1984).

#### 4.3. Bibliografia

- ASAE (1994), *ASAE Standards 1994*. Standards Engineering Practices Data. St. Joseph, MI, USA.
- Baldi F., Parenti A., Spugnoli P. (1990) *Test di Compressione Uniassiale per Valutare la Trafficità di un Suolo Agricolo*. Rivista di Ingegneria Agraria, 4: 193-198.
- Bekker M.G. (1960) *Off the Road Locomotion*. The University of Michigan Press.
- Bekker M.G. (1969) *Introduction to Terrain-Vehicle Systems*. The University of Michigan Press.
- Bolling I.H. (1986) *How to Predict Soil Compaction From Agricultural Tires*. Journal of Terramechanics, 22, 4: 205-223.
- Cum M., Guarnieri A., Liberati P. (1992) *Aspetti metodologici e strumentali inerenti l'impiego del penetrometro a cono nello studio della resistenza meccanica del terreno*. Rivista di Ingegneria Agraria, 1: 27-34.
- Freitag D.R. (1987) *A Proposed Strength Classification Test for Fine-Grained Soils*. Journal of Terramechanics, 24, 1: 25-39.
- Kogure K., Ohira Y., Yamaguchi H. (1982) *A Simplified Method for the Estimation of Soil Thrust Exerted by a Tracked Vehicle*. Journal of Terramechanics, 19, 3: 165-181.
- Komandi G. (1968) *The Determination of Soil Properties From SlipPull Curves*. Journal of Terramechanics, 5, 2: 9-23.
- McKyes E. (1985) *Soil Cutting and Tillage*. Developments in Agricultural Engineering 7, Elsevier Science, Amsterdam, 125-156.
- Melzer K.J. (1984) *Possibilities of Evaluating the Traction of Tyres for Off-Road Transportation Vehicles*. Journal of Terramechanics, 21, 4: 309-333.
- Müller L., Tille P., Kretschmer H. (1990) *Workability of Alluvial Clay Soils in Response to Drainage Status*. Soil & Tillage Research, 16: 273-287.
- Onafeko O., Reece A.R. (1967) *Soil stresses and deformation beneath rigid wheels*, Journal of Terramechanics, 4, 1: 59-80
- Pagliai M., Febo P., La Marca M., Lucamante G. (1992) *Effetti del Compattamento Provocato da Differenti Tipi di Pneumatici su Porosità e Struttura del Terreno*, Rivista di Ingegneria Agraria, 3: 168-176.
- Perumpral J.V., Ayers P.D. (1982) *Moisture and Density Effect on Cone Index*. Transactions of ASAE, 1169-1172.
- Riethmuller G.P., Batchelder D.G., Bloome P. (1983) *A Microcomputer System for Cone Index Measurement*. Transactions of the ASAE, 26, 4: 996-998.

- Schafer R.L., Johnson C.E., Koolen A.J., Gupta S.C., Horn R. (1992) *Future Research Needs in Soil Compaction*, Transactions of ASAE, 35, 6: 1763-1770.
- Sequi P. (1979) *Lavorazioni e Struttura del Terreno*. L'Italia Agricola, 116: 135-159.
- Wong J.Y. (1989) *Teramechanics and Off-Road Vehicles*. Elsevier, Amsterdam.
- Yong R.N., Ezzat A.F., Skiadas N. (1984) *Vehicle Traction Mechanics - Developments in Agricultural Engineering 3*. Elsevier, Amsterdam, 293-296.

Prof. Adriano Guarnieri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Guarnier@agrsci.unibo.it

Ing. Angelo Fabbri  
Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Fabbri\_A@Biblio.Cib.Unibo.It

Dr. Paolo Liberati  
Dipartimento di Protezione e Valorizzazione Agroalimentare, Università degli Studi di Bologna  
Via F.lli Rosselli, 107  
42100 Coviolo di Reggio Emilia  
Liberati@Stpa.Unibo.It

## 5. LAVORABILITÀ DEL SUOLO

A. Guarnieri, A. Fabbri, P. Liberati

### \*5.1. Definizione

Un terreno è lavorabile se le sue condizioni fisico-meccaniche, ed in particolare la *friabilità*, consentono di realizzare una desiderata condizione strutturale utilizzando uno o più utensili con un impegno energetico accettabile.

### 5.2. Considerazioni generali e procedure

La difficoltà nel dare una definizione più rigorosa della lavorabilità, nel rispetto della tradizione culturale agricola, basata su una idea intuitiva fondata sull'esperienza e connessa al concetto empirico di *tempera* del terreno, è conseguenza degli ancora discussi effetti delle lavorazioni sulle proprietà fisiche, sulla fertilità, sulla erodibilità, sul regime idrico, sugli scambi gassosi, sulla produzione e sugli aspetti energetici. Probabilmente ciò è anche da imputare alla non completa elencazione delle condizioni sotto le quali vengono svolte le prove di lavorazione del terreno, così come invece è suggerito dal *Planning and reporting tillage experiments* ASAE EP236.1 (ASAE, 1994), già adottato come raccomandazione da parte dell'ASAE sin dal 1962. Secondo tale norma, unitamente alla descrizione dell'utensile e dell'impostazione della prova, sono da indicare ulteriori osservazioni e misure sul terreno, tra queste la giacitura, il tipo, l'erodibilità, il pH, la fertilità, il contenuto di sostanza organica, l'umidità, le condizioni di drenaggio, il limite di plasticità, la massa volumica, il tipo e le condizioni di irrigazione/fertilizzazione, la storia delle pratiche colturali durante un congruo numero di anni.

L'ampia disponibilità dei mezzi meccanici ASAE S414.1 (ASAE, 1994), da quelli semplici a quelli combinati, unitamente alle composite finalità delle lavorazioni sono ulteriori elementi di difficoltà nella formulazione di un criterio di lavorabilità basato sulla individuazione di un modello di semplicità accettabile. In particolare questa difficoltà emerge già dal concetto di *tempera*, definita come quel particolare stato fisico del terreno determinato da un certo grado di umidità e stato di aggregazione che offre l'ottimo di lavorabilità, ossia la minore resistenza ai mezzi di lavorazione e, a lavoro compiuto, un quasi perfetto sminuzzamento delle zolle ed una buona struttura agronomica. E ciò quindi, tenendo conto contemporaneamente sia del concetto di struttura meccanica del terreno -intesa come distribuzione di frequenza degli aggregati in funzione delle loro dimensioni, e quello più generale di stabilità all'azione meccanica ed all'acqua- sia delle necessità e finalità agronomiche, che degli aspetti energetici e quindi dei costi. Cavazza definisce la *tempera* come lo stato fisico del terreno che sotto l'azione delle comuni lavorazioni determina uno stato tensionale tale da dare luogo ad un contemporaneo cedimento in un numero molto grande di punti, e perciò con una soddisfacente ed ampia superficie di rottura per unità di massa, senza giungere alla polverizzazione (Cavazza, 1981). Tale stato di *tempera* si verifica ad un'umidità del terreno corrispondente al limite di plasticità, a sua volta corrispondente alla intersezione tra la curva di adesione e quella di coesione (Nerli, 1952). In tale condizione, secondo Greenland, come riportato da Sequi, sono vuoti i pori di dimensione superiore a  $5\div 25\ \mu\text{m}$  (Sequi, 1979). Più in generale, assumendo tale concetto come criterio di lavorabilità, è opportuno sottolineare l'esistenza di un intervallo di umidità, corrispondente allo stato di *tempera*, tanto più ampio quanto più fine è la granulometria del terreno e quanto maggiore è il contenuto di montmorillonite.

\*In linea con la definizione di lavorabilità, ulteriori elementi di valutazione possono essere dedotti dalla conoscenza dell'*indice di consistenza*  $I_c = (LL - w) / I_p$  e dalla resistenza alla penetrazione  $CI$ . Secondo Müller con  $I_c > 1,3$  e  $CI > 3$  MPa la lavorabilità risulta notevolmente ridotta come conseguenza dell'elevata resistenza meccanica del terreno (Müller et al., 1990).

Nella Tabella 1 sono riportate le classi di consistenza in funzione delle condizioni di trafficabilità e lavorabilità per terreni coesivi.

Classi di consistenza	Indice di consistenza <i>Ic</i>	Valutazione empirica dello stato di consistenza (**)	Lavorabilità (*)					Trafficabilità
			Realizzazione dreni		Aratura	Discissura	Raccolta di tuberi e radici	
			con aratro talpa	con aratro posadreni				
duro	> 1,3	(1)	-	±	±	±	-	+
mediamente duro	1,0÷1,3	(2)	-	+	+	+	+	+
rigido-plastico	0,75÷1,0	(3)	+	±	±	-	-	±
plastico (deformabile ed adesivo)	0,50÷0,75	(4)	+	-	-	-	-	-

Tabella 1 - Classi di consistenza in funzione della condizione di trafficabilità e lavorabilità per suoli coesivi.

(\*) + (praticabile); ± (limitatamente praticabile); - (non praticabile).

(\*\*) (1) Suolo molto secco (duro): comprimendo un campione di suolo sbriciolato per cinque secondi tra le mani non è possibile formare una zolla. (2) Suolo secco: non è possibile formare un bastoncino di 3 mm di diametro senza rotture; possono essere formate zolle poco stabili. (3) Suolo umido: è possibile formare un bastoncino di 3 mm di diametro senza rotture; non adesivo. (4) Suolo bagnato: è possibile formare un bastoncino di 3 mm di diametro senza rotture; adesivo (Müller et al., 1990).

Le molteplici ricerche di dinamica del terreno, sviluppate nell'ottica di definire modelli empirici atti ad individuare le condizioni fisiche corrispondenti allo stato di tempera, sembrano rafforzare l'idea di un criterio di lavorabilità basato su tale concetto.

Sebbene a tutt'oggi non sia stato ancora standardizzato un metodo di validità generale, per le difficoltà esposte, le ricerche sulla lavorabilità sono orientate, in linea con quanto affermava Pellizzi circa la ricerca di un criterio di lavorabilità, alla determinazione di curve di riferimento delle proprietà dinamiche dei diversi terreni che, sulla base di semplici prove di laboratorio, possano definire lo stato fisico di buona lavorabilità (S.I.S.S., 1969). Al riguardo notevole interesse riscuotono le curve tensione-deformazione  $\sigma-\varepsilon$  ricavate con la prova di compressione monoassiale, eseguita su provini cilindrici essiccati in aria, per diversi valori di umidità. Esse consentono di individuare sul piano  $\sigma-\varepsilon$  tre zone caratteristiche corrispondenti ad altrettanti comportamenti dinamici del terreno (Figura 1).

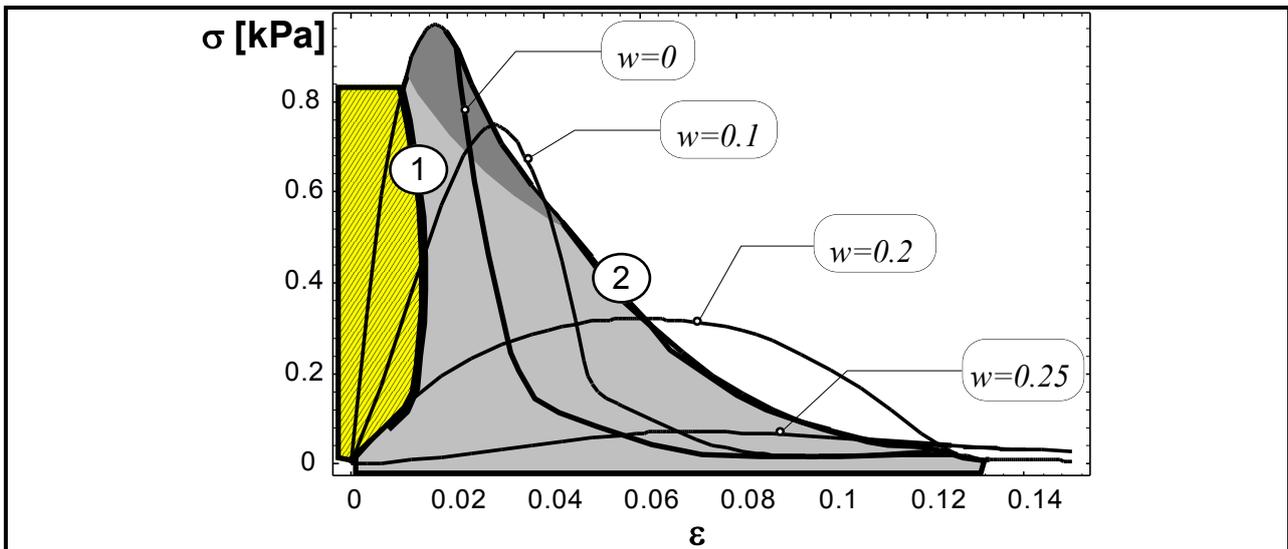


Figura 1 - Influenza dell'umidità sulle curve caratteristiche della prova di compressione monoassiale su provini non confinati:  $\sigma$  tensione normale,  $\varepsilon$  deformazione assiale (da Hettiaratchi e O'Callaghan, 1990).

A sinistra della curva (1) il comportamento del terreno è elastico lineare; a destra della curva (2), luogo dei punti di massima tensione, il comportamento del provino è plastico instabile, ovvero incapace di reagire con un incremento di carico ad un incremento di deformazione; una terza zona, compresa tra le curve (1) e (2), corrispondente ad uno stato intermedio tra quello elastico e quello plastico, individua condizioni di lavorabilità prossime alla tempera. Tali curve, e le relative zone delimitate, possono essere relate all'osservazione critica del comportamento a rottura di una serie di provini a diversa umidità al fine di individuare l'intervallo di umidità corrispondente alla transizione dallo stato più o meno friabile a quello più o meno plastico (Hettiaratchi e Hatibu, 1993; Manfredi S.I.S.S., 1969) (Figura 2).

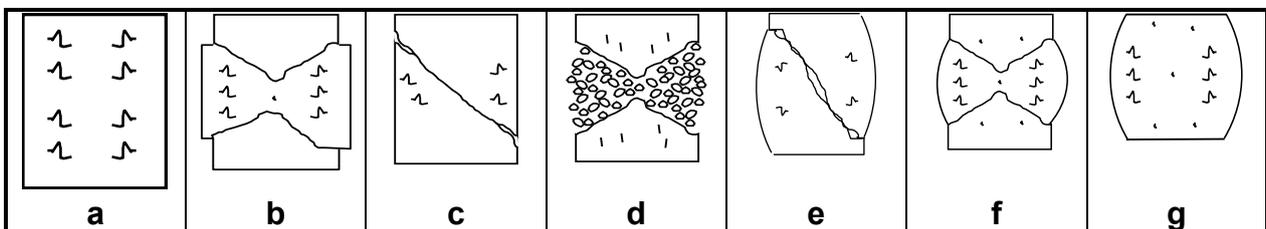


Figura 2 - Schemi di cedimento dei provini caricati con l'apparato per la compressione triassiale. **a ÷ d** diversi gradi di friabilità; **e**, rottura per taglio; **f**, rottura duttile; **g**, flusso plastico.

\*Unitamente alla conoscenza delle curve  $\sigma$ - $\varepsilon$ , da una serie di prove di taglio diretto sul terreno a diversa umidità è possibile ricavare un indice di friabilità  $\beta$ , compreso tra 0 ed 1, rappresentativo del diverso tipo di cedimento del provino, (Dexter, 1975) (Figura 3):

$$\beta = \frac{\tau_{\max} - \tau_r}{\tau_{\max}}$$

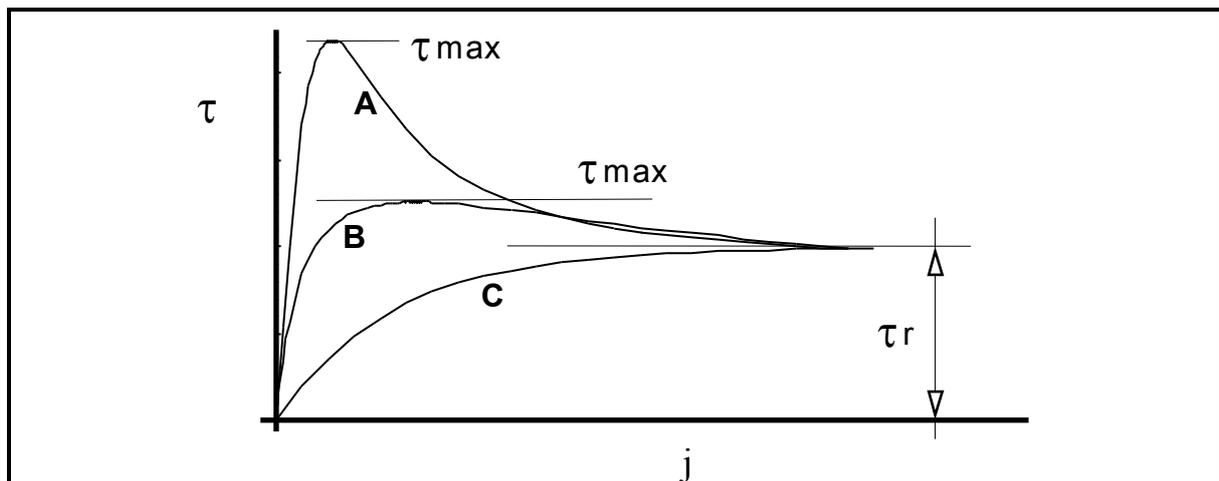


Figura 3 - Curve tensione tangenziale-deformazione di taglio, tipiche per terreni coesivi: **A**, poco friabile (duro); **B**, friabile; **C**, plastico. (Hettiaratchi e Hatibu, 1993).

Al fine di standardizzare la misura del coefficiente  $\beta$ , è stato proposto di eseguire la prova di taglio sotto una pressione assiale di 20 kPa, ed in tali condizioni Dexter suggerisce per i terreni coesivi i valori riportati in tabella 2.

$0 < \beta \leq 0,1$	comportamento prevalentemente plastico
$0,1 < \beta < 0,3$	comportamento friabile
$\beta \geq 0,3$	comportamento poco friabile (terreno duro)

Tabella 2 - Stato del terreno in funzione dell'indice di friabilità.

In una definizione più ampia di lavorabilità alcune operazioni colturali come ad esempio la semina, la sarchiatura e la raccolta possono richiedere criteri specifici di valutazione dello stato fisico del terreno, atti ad individuare condizioni critiche di umidità al di sopra delle quali è meglio non operare per non arrecare eccessivi danni al terreno. In particolare, un potenziale dell'acqua del terreno di -10 kPa in terreni sabbiosi-limosi e di -5 kPa in quelli sabbiosi, rappresenta un limite di lavorabilità per la raccolta della barbabietola (Buitendijk, 1985); per la semina della patata in terreno argilloso-limoso, il limite di lavorabilità è di -7 kPa (van Lanen et al., 1992).

Sotto l'aspetto dinamico delle lavorazioni, lo sforzo di trazione di un utensile, dipendente dalle condizioni iniziali e finali del terreno, dalla cinematica, geometria, dimensioni e materiale dell'utensile (Cooper, 1971) può essere determinato, nel caso di aratura, ricorrendo al concetto di *resistenza areica alla lavorazione*, cioè la resistenza che incontra un aratro standardizzato per unità di sezione trasversale rispetto alla direzione del moto (Cavazza, 1981). Oppure utilizzando la resistenza alla penetrazione  $CI$  come parametro di valutazione globale delle caratteristiche meccaniche del terreno, attraverso relazioni empiriche del tipo (Eradat Oskoui et al., 1982):

$$Z = K_1 \cdot CI + K_2 \cdot \rho \cdot v^2 \cdot (1 - \cos(\vartheta))$$

con:

$CI$  = Indice di resistenza alla penetrazione del cono, kPa

$Z$  = sforzo di trazione specifico, kN/m<sup>2</sup>

$v$  = velocità di aratura, m/s

$\vartheta$  = angolo compreso tra il lembo tagliente del vomere e la direzione di avanzamento, rad

$K_1, K_2$  = coefficienti empirici adimensionali.

Nella Tabella 3 sono riportati i valori della resistenza specifica ( $Z$  [kN/m<sup>2</sup>]) in funzione della velocità ( $v$  [km/h]) nel caso di aratura, ASAE D497.2 (ASAE 1994).

suolo argilloso limoso	$Z = 70 + 0,49 \cdot v^2$
suolo mediamente argilloso	$Z = 60 + 0,53 \cdot v^2$
suolo mediamente sabbioso	$Z = 28 + 0,13 \cdot v^2$
sabbia	$Z = 20 + 0,13 \cdot v^2$

Tabella 3 - Coefficienti relativi ad aratro a versoio, (da ASAE, 1989).

Nella stessa normativa, in riferimento all'aratura, si precisa che per un incremento di umidità pari ad un punto percentuale si può ottenere un decremento della resistenza specifica del 10%.

Un'analisi energetica globale della lavorabilità e trafficabilità di un terreno, cioè della sua *trattabilità*, in relazione ad un determinato complesso trattore-macchina operatrice e per una determinata velocità di lavoro, può essere condotta, dal punto di vista operativo, comparando la serie di curve relative allo sforzo al gancio di traino, dedotte sulla base delle equazioni, in funzione dello slittamento del trattore e dell'umidità del terreno, con quelle relative allo sforzo di trazione dell'utensile dedotte dall'equazione empirica sopra riportata, ASAE D497.2 (ASAE, 1994).

### 5.3. Bibliografia

- ASAE (1994), *ASAE Standards 1994*. Standards Engineering Practices Data. St. Joseph, MI, USA.
- Buitendijk J. (1984) *The Effect of Workability Index, Degree of Mechanization and Degree of Certainty on the Yield of Sugar Beet*, Soil Tillage Res., 5: 247-257.
- Cavazza L. (1981) *Fisica del Terreno Agrario*. UTET, Torino.
- Cooper A.W. (1971) *Effects of Tillage on Soil Compaction*, Compaction of agricultural soils, American Society of Agricultural Engineer.
- Dexter A.R. (1975) *Uniaxial Compression of Ideal Brittle Tilths*. Journal of Terramechanics, 12, 1: 3-14.
- Eradat Oskoui K., Rackham D.H., Witney B.D. (1982) *Tractionability as a Function of Soil Moisture Effects of Tillage on Soil Compaction The Determination of Plough Draft - Part II. The Measurement and Prediction of Plough Draught for two Mouldboard Shapes in Three Soil Series*. Journal of Terramechanics, 19, 3: 153-164.
- Hettiaratchi D.R.P., Hatibu N. (1993) *The Transition From Ductile Flow to Brittle Failure in Unsaturated Soils*. J. Agric. Engng. Res., 54: 319-328.
- Hettiaratchi D.R.P., O'Callaghan J.R. (1990) *Mechanical Behaviour of Agricultural Soils*, J. Agric. Engng. Res., 25: 239-259.
- Müller L., Tille P., Kretschmer H. (1990) *Workability of Alluvial Clay Soils in Response to Drainage Status*. Soil & Tillage Research, 16: 273-287.
- Nerli N. (1952) *Meccanica Agraria*, Patron, Bologna.
- S.I.S.S. (1969) *Atti della tavola rotonda sul tema Preparazione Meccanica e Caratteristiche Agronomiche del Suolo*. Istituto Sperimentale per lo Studio e la Difesa del Suolo, Firenze, 1969.
- Sequi P. (1979) *Lavorazioni e Struttura del Terreno*. L'Italia Agricola, 116, 135-159.
- van Lanen H.A.J., Reinds G.J., Boersma O.H., Bouma J. (1992) *Impact of Soil Management Systems on Soil Structure and Physical Properties in a Clay Loam Soil, and the Simulated Effects on Water Deficits, Soil Aeration and Workability*. Soil & Tillage Research, 23: 203-220.

Prof. Adriano Guarnieri  
 Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna  
 Via Gandolfi, 19  
 40057 Cadriano, Bologna  
 Guarnier@agrsci.unibo.it

Ing. Angelo Fabbri  
 Dipartimento di Economia e Ingegneria Agrarie, Università degli Studi di Bologna

Via Gandolfi, 19  
40057 Cadriano, Bologna  
Fabbri\_A@Biblio.Cib.Unibo.It

Dr. Paolo Liberati  
Dipartimento di Protezione e Valorizzazione Agroalimentare, Università degli Studi di Bologna  
Via F.lli Rosselli, 107  
42100 Coviolo di Reggio Emilia  
Liberati@Stpa.Unibo.It