Analisi di prove di sfilamento di geogriglie estruse installate in terreno granulare compattato

Nicola Moraci*, Filippo Montanelli**

Sommario

Nell'articolo sono illustrati i principali risultati fin ora ottenuti nell'ambito della ricerca, svolta in collaborazione dal gruppo geotecnico della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Reggio Calabria e la Tenax S. p. A. di Viganò Brianza, volta ad indagare il comportamento di interfaccia delle geogriglie di rinforzo all'interno della zona di ancoraggio (in condizioni di sfilamento) a breve ed a lungo termine.

Allo stato attuale della ricerca è stata realizzata e messa a punto l'apparecchiatura sperimentale e sono state condotte prove di sfilamento (a velocità di spostamento controllata) di geogriglie estruse poste all'interno di un terreno granulare compattato ad una densità pari al 95% della densità massima Proctor standard.

Tale indagine preliminare ha permesso di evidenziare il marcato comportamento non lineare di interfaccia dei rinforzi estensibili (fase di trasferimento del carico); i valori massimi della forza di sfilamento per diverse lunghezze dei rinforzi e per differenti valori delle tensioni verticali efficaci applicate; la dipendenza del coefficiente di interazione f_{po} dalla lunghezza del rinforzo e dalla tensione verticale efficace; i valori degli spostamenti e delle deformazioni che competono rispettivamente alle fasi di innesco e di completa mobilitazione del fenomeno di sfilamento del rinforzo.

1. Introduzione

Il dimensionamento delle opere in terra rinforzata con geosintetici comporta la conoscenza dei parametri d'interazione terreno-rinforzo e della loro evoluzione nel tempo.

Se si fa riferimento alle possibili superfici di rottura che possono interessare la stabilità interna di un'opera in terra rinforzata, fig. 1, i fenomeni d'interfaccia che ne scaturiscono possono interessare una sola superficie del rinforzo o entrambe le superfici dello stesso.

Il primo caso avviene quando un blocco instabile scorre lungo un piano di rottura costituito dall'elemento di rinforzo stesso.

Il secondo caso s'innesca quando la stabilità del blocco rinforzato è garantita per effetto delle tensioni d'attrito equivalente che si generano nella zona d'ancoraggio, su entrambe le superfici del rinforzo.

In entrambi i casi, inoltre, tali legami d'interfaccia possono subire nel tempo delle variazioni dovute sia al comportamento viscoso degli elementi di rinforzo (dipendente da diversi fattori quali il tipo di polimero costituente e la struttura del rinforzo, il tipo ed il livello di carico applicato e la temperatura d'esercizio, MORACI e MONTANELLI 1995), sia alle proprietà reologiche del terreno a contatto.

* Ricercatore, Dottore di ricerca, Dipartimento di Meccanica e Materiali (MECMAT), Facoltà di Ingegneria, Università di Reggio Calabria.

** TENAX S. p. A.

Il comportamento d'interfaccia, retto dai fenomeni d'interazione elementari che si sviluppano in una striscia di terreno adiacente alla superficie di contatto, può essere analizzato mediante prove di taglio diretto in laboratorio (fig. 1 c e d), nel caso di scorrimento lungo una superficie di contatto (la differenza tra gi schemi c) e d) consiste nelle diverse caratteristiche della scatola inferiore che è costituita da un blocco rigido nel caso dei geosintetici continui e dallo stesso terreno della scatola superiore nel caso delle strutture a maglia. Tale circostanza si rende necessaria per via dei differenti meccanismi di interazione che insorgono a seconda se il geosintetico di rinforzo è di tipo continuo o a struttura a maglia, JEWELL, 1996) e mediante prove di sfilamento, in sito o in laboratorio, per simulare il comportamento d'interfaccia nella zona di ancoraggio (fig. 1b).

La ricerca in corso mira ad approfondire le conoscenze inerenti al comportamento d'interfaccia delle geogriglie di rinforzo poste a contatto con terreni granulari compattati, all'interno della zona di ancoraggio (in condizioni di sfilamento) a breve ed a lungo termine (effetti di creep).

Per sviluppare la ricerca è stata realizzata e messa a punto un'apparecchiatura di sfilamento di grandi dimensioni.

Nel presente articolo si riferisce sui risultati ottenuti nella prima fase della ricerca (comportamento a breve termine) durante la quale sono state eseguite prove di sfilamento di breve durata, condotte a velocità di spostamento controllata, su provini di geogriglie (di rinforzo) di differenti lunghezze installati in terreno granulare compattato ad una den-

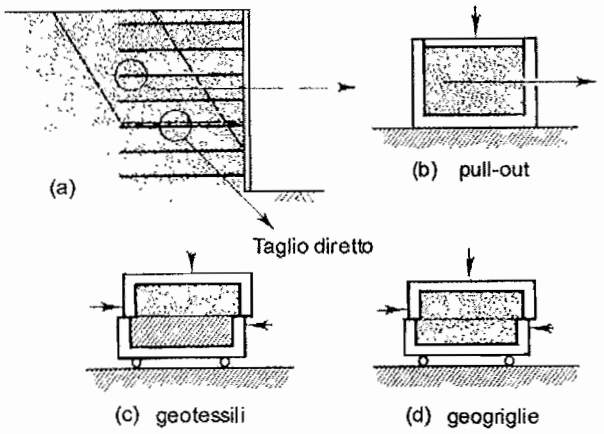


Fig. 1 – Fenomeni d'interazione connessi a differenti superfici di rottura [JEWELL, 1996].
Fig. 1 – Interaction phenomena related to different failure surfaces [JEWELL, 1996].

sità pari al 95% della densità massima Proctor standard in corrispondenza di diverse tensioni verticali efficaci di confinamento.

2. Studi teorici e sperimentali

In generale, i principali meccanismi di interazione che governano la resistenza allo sfilamento ed allo scivolamento lungo un'interfaccia dipendono dall'attrito che si genera tra terreno e superficie piena del rinforzo, dall'attrito di scorrimento tra il terreno imprigionato all'interno delle aperture del rinforzo e quello circostante e dalla resistenza di tipo passivo che si mobilita in corrispondenza degli elementi pieni (barre) posti trasversalmente rispetto alle direzione del movimento relativo.

Nel caso di sfilamento del rinforzo il contributo dovuto all'attrito di scorrimento, tra il terreno imprigionato all'interno delle aperture del rinforzo e quello circostante, può ritenersi trascurabile [JEWELL *et al.*, 1984] ed i meccanismi d'interazione possono essere rappresentati dallo schema di Fig. 2a.

Naturalmente nel caso di rinforzi continui, quali geotessili tessuti e nontessuti, il meccanismo d'interazione si riduce al solo attrito terreno-rinforzo. Viceversa, per rinforzi con struttura aperta (es. geogriglie e reti metalliche), si mobilitano entrambi i fenomeni suddetti.

Pertanto, per le geogriglie estruse (oggetto della ricerca) la tensione tangenziale d'attrito equivalente dipende sia dalle caratteristiche del rinforzo sia da quelle del terreno.

In particolare, per quanto riguarda l'elemento di rinforzo rivestono un ruolo importante la forma e le dimensioni degli elementi di rinforzo, le dimensioni delle aperture ed infine le caratteristiche di resistenza e di rigidezza longitudinali e trasversali degli elementi di rinforzo [WILSON-FAHMY and KOERNER, 1993].

Per il terreno, invece, hanno un peso rilevante le caratteristiche che influenzano maggiormente il comportamento dilatante quali lo stato d'addensamento, la granulometria (soprattutto in relazione alle dimensioni delle maglie), nonché altri parametri quali il livello di tensioni normali efficaci e l'entità degli spostamenti relativi di scorrimento [GHIONNA e MORACI, 1997].

Dal punto di vista operativo il problema della modellazione dell'interfaccia è risolto, in maniera approssimata, introducendo una tensione tangenziale d'attrito equivalente applicata sull'intera superficie del rinforzo. È allora possibile esprimere la resistenza del rinforzo, in relazione ai fenomeni d'instabilità dell'ammasso rinforzato (stabilità interna) per sfilamento del rinforzo e per scorrimento lungo un interfaccia, descritti in precedenza, utilizzando, rispettivamente, le relazioni (1) e (2) seguenti [JEWELL, 1991]:

$$T_{\max po} = 2L_R W_R \sigma'_n f_{po} \tan\phi' \qquad (1)$$

$$T_{\max ds} = L_R W_R \sigma'_n f_{ds} \tan\phi' \qquad (2)$$

dove σ'_n è la tensione efficace ortogonale al piano del rinforzo, L_R ed W_R sono rispettivamente la lunghezza e la larghezza dell'elemento di rinforzo (che nel caso di rinforzi continui rappresenta l'unità di larghezza), mentre f_{po} e f_{ds} sono i coefficienti d'interazione per lo sfilamento e per lo scivolamento diretto (scorrimento lungo un interfaccia) che esprimono l'attrito equivalente connesso ai differenti meccanismi d'interazione illustrati in precedenza, Fig. 2.

Nel seguito ci si soffermerà sull'analisi dell'interazione in relazione allo sfilamento di rinforzi con struttura a maglia (geogriglie) oggetto della ricerca.

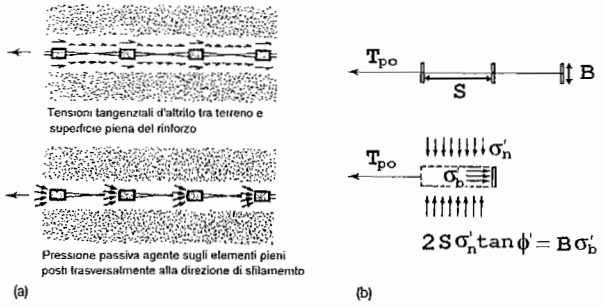


Fig. 2 – Meccanismi d'interazione all'interfaccia in condizioni di sfilamento: a) meccanismi di interazione; b) schema adottato per l'analisi [JEWELL, 1996].
Fig. 2 – Bond between reinforcement and soil: a) mechanisms and b) definitions for analysis [JEWELL, 1996].

Secondo JEWELL [1984;1991 e 1996] in tali circostanze la resistenza allo sfilamento dipende dalla resistenza d'attrito che si mobilita al contatto parte piena della geogriglia-terreno e dalla resistenza di tipo passivo che si mobilita in corrispondenza degli elementi pieni (barre), posti trasversalmente rispetto alle direzione del movimento relativo.

L'autore considera che gli effetti dei contributi suddetti possano essere considerati equivalenti a quelli di una tensione tangenziale (d'attrito) considerata uniforme ed estesa all'intera superficie di contatto terreno-rinforzo e quindi esprimibile con la relazione (1). In tale espressione il coefficiente di interazione f_{po} include quindi gli effetti dei differenti meccanismi di interazione.

Il valore del coefficiente d'interazione f_{po}, secondo lo stesso autore, può essere espresso mediante la relazione:

$$f_{po} = \alpha_s \left(\frac{\tan\delta}{\tan\phi'}\right) + \left(\frac{\alpha_b \times B}{S}\right)\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right)\frac{1}{2\tan\phi'} \qquad (3)$$

dove i simboli utilizzati, illustrati in Fig. 3, hanno il seguente significato:

α_s = frazione solida della superficie della geogriglia;

α_b = frazione della larghezza della geogriglia in grado di mobilitare resistenza passiva;

S = interasse tra gli elementi trasversali (barre) in grado di mobilitare resistenza passiva;

B = dimensione caratteristica (spessore) degli elementi trasversali;

σ'_b = pressione limite passiva lungo la direzione di sfilamento;

δ = angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno.

Le pressioni limite passive σ'_b, sugli elementi trasversali, essendo legate all'angolo di resistenza al taglio del terreno e alla profondità alla quale si trova il rinforzo in relazione alle dimensioni degli elementi trasversali di rinforzo, possono essere assimilate alle pressioni agenti sulla base di una fondazione profonda con asse di simmetria orizzontale [ROWE e DAVIS, 1982]. Considerando che il rapporto z/B (dove z rappresenta la profondità del rinforzo e B la dimensione caratteristica dell'elemento trasversale) risulta quasi sempre molto elevato (lo spessore degli elementi trasversali è in genere di pochi millimetri), per effetto di queste pressioni si può verificare una rottura per punzonamento [JEWELL *et al.*, 1984] con la formazione di un cuneo di spinta attiva centrale, inclinato di θ_1, e di due superfici di scorrimento a forma di spirale logaritmica sui due lati, inclinati di θ_2 (Fig. 3).

In tali ipotesi il rapporto σ'_b/σ'_n viene a dipendere solo dall'angolo di resistenza al taglio del terreno

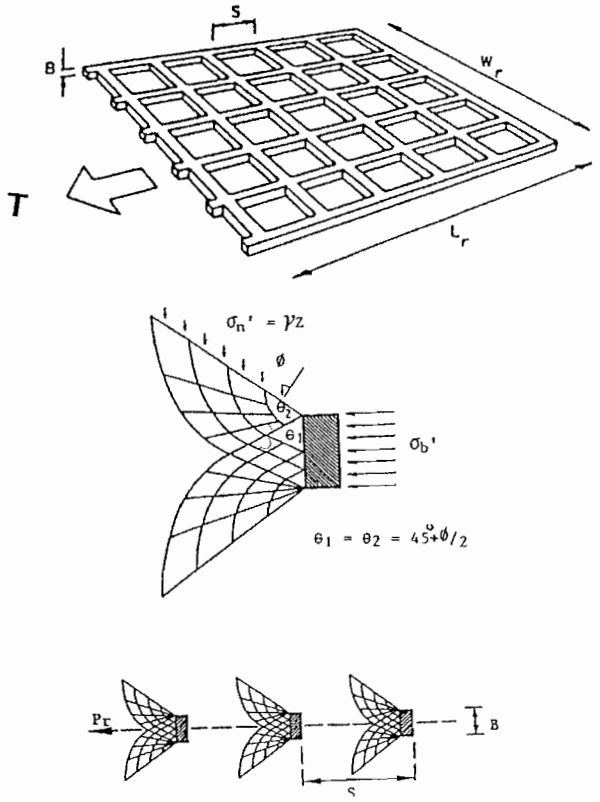


Fig. 3 – Mobilitazione della resistenza passiva sugli elementi trasversali del rinforzo.
Fig. 3 – Passive resistance mobilization on the transverse bearing members.

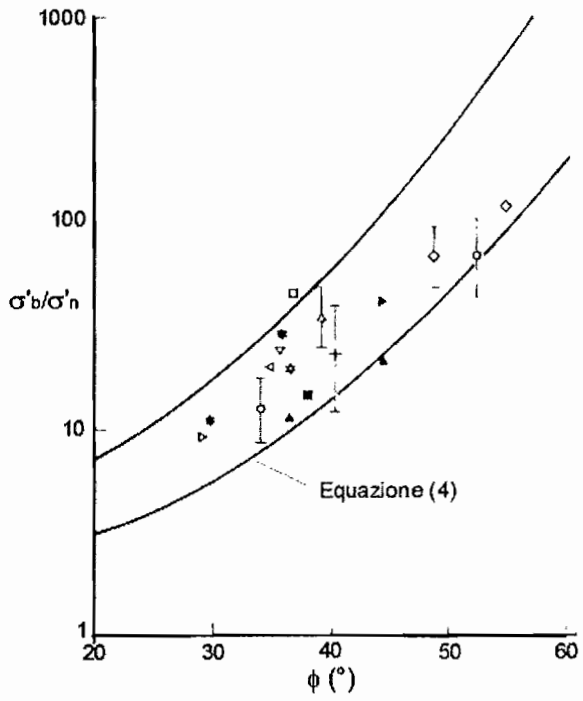


Fig. 4 – Pressioni passive sugli elementi trasversali del rinforzo [JEWELL, 1996].
Fig. 4 – Bearing pressures on the geogrids transverse bars [JEWELL, 1996].

e può essere ottenuto mediante la relazione [JEWELL *et al.*, 1984; 1996]:

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} = e^{\left[\left(\frac{\pi}{2}+\phi'\right)\tan\phi'\right]} \tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (4)$$

Tale risultato è stato qualitativamente verificato mediante analisi foto-elastiche condotte durante prove di sfilamento [DAYER, 1985; MILLIGAN *et al.*, 1990] e mediante prove di sfilamento in laboratorio [JEWELL *et al.*, 1984, 1996; PALMEIRA e MILLIGAN, 1989] Fig. 4.

Studi di Palmeira e Milligan hanno, però, evidenziato problemi di effetto scala e di effetto forma.

L'effetto scala è legato al rapporto tra la dimensione caratteristica (spessore) dell'elemento trasversale di rinforzo, B, ed il diametro medio dei grani del terreno a contatto, D_{50}, mentre l'effetto di forma è connesso alla geometria dell'elemento trasversale.

L'effetto scala è rilevante se $B/D_{50} \leq 10$, Fig. 5, e può condurre a valori delle pressioni passive maggiori di quelli valutati con la (4). In tali circostanze si può fare riferimento, secondo JEWELL [1990], all'espressione

$$\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right)_S = \left(\frac{20 - B/D_{50}}{10}\right)\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right) \qquad (5)$$

dove il valore $\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right)$ può essere ottenuto utilizzando la relazione (4).

Secondo lo stesso autore [JEWELL, 1996] per quanto attiene, invece, agli effetti di forma degli elementi trasversali si può fare riferimento, nel caso di sezione circolare o rettangolare, al coefficiente F_2 che può essere assunto pari a 1.0 nel primo caso [caso per il quale è stata derivata la (4)] e pari a 1.2 nel secondo caso.

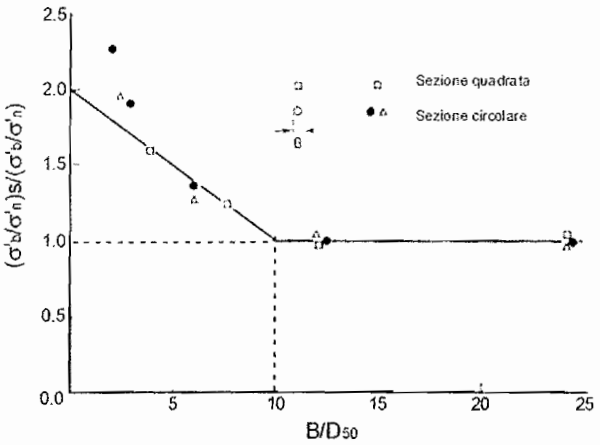


Fig. 5 – Effetto scala sull'entità delle pressioni passive misurate in prove di sfilamento [PALMEIRA e MILLIGAN, 1989].
Fig. 5 – Scale effect on bearing capacity [PALMEIRA e MILLIGAN, 1989].

Considerando entrambi gli effetti suddetti l'espressione (3) diviene:

$$f_{po} = \alpha_s \left(\frac{\tan\delta}{\tan\phi'}\right) + F_1 F_2 \left(\frac{\alpha_b B}{S}\right)\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right)\frac{1}{2\tan\phi'} \qquad (6)$$

dove $F_1 = \left(\frac{20 - B/D_{50}}{10}\right)$

Occorre però osservare che le espressioni (3) e (6) illustrate in precedenza, che esprimono il coefficiente di interazione f_{po}, presentano diversi limiti. In particolare, il valore di f_{po} così determinato non tiene conto di diversi parametri che potrebbero notevolmente influenzarne il valore quali:

- caratteristiche strutturali, di resistenza e di rigidezza (longitudinale e trasversale) del rinforzo;
- forma (se differente da quella circolare o rettangolare) degli elementi trasversali di rinforzo;
- resistenza relativa terreno-rinforzo;
- livello tensionale efficace applicato all'interfaccia;
- entità degli scorrimenti relativi all'interfaccia.

Inoltre, il fattore correttivo utilizzato da Jewell per tener conto dell'effetto scala (F_2) non sembra ben approssimare i risultati dei pochi dati sperimentali disponibili, nel campo dei valori di B/D_{50} ($\cong 1$) caratteristici delle opere in terra rinforzata con geogriglie.

Altre analisi sperimentali condotte su geogriglie [INGOLD, 1982; JURAN, 1988] mostrano un aumento del fattore d'efficienza, definito come rapporto $\tan\psi/\tan\varphi$ (dove con ψ si è definito l'angolo d'attrito apparente (o equivalente) terreno rinforzo e con φ l'angolo di resistenza al taglio del terreno), al diminuire della tensione normale efficace applicata (Fig. 6).

Gli stessi esperimenti mostrano che all'aumentare della tensione efficace di confinamento (σ'_n) si ha una riduzione dell'angolo di attrito apparente (e quindi del fattore di efficienza) all'interfaccia.

Tali evidenze sperimentali, possono essere probabilmente spiegate, nel primo caso, come conseguenza del lavoro compiuto per espandere una superficie di rottura all'interno di un mezzo elastico e nel secondo caso con la riduzione dell'angolo di resistenza al taglio (da cui dipende la resistenza passiva degli elementi trasversali) per effetto della curvatura dell'inviluppo di rottura che caratterizza i materiali granulari densi e compattati [GHIONNA e MORACI, 1997].

3. Apparecchiatura di prova

Da quanto esposto in precedenza si evince come il problema della determinazione del coefficiente

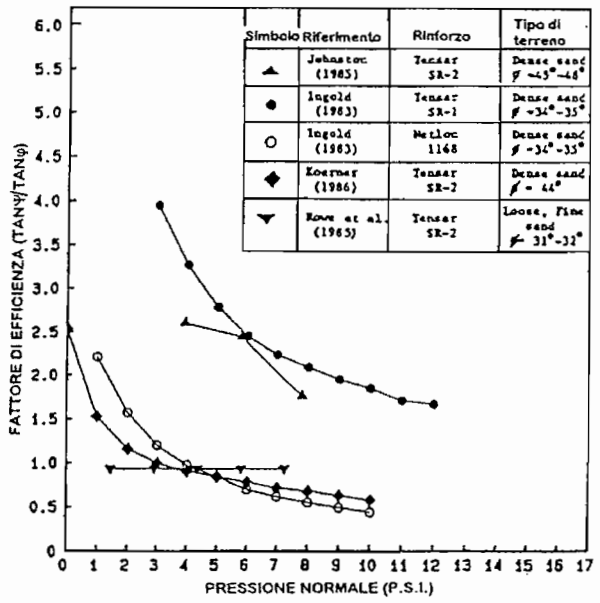


Fig. 6 – Attrito apparente all'interfaccia di differenti geogriglie al variare della tensione di confinamento [JURAN et al., 1988].
Fig. 6 – Apparent interface friction vs. applied effective vertical stresses [JURAN et al., 1988].

d'interazione in condizioni di sfilamento, f_{po}, sia legato a molteplici parametri (forma e dimensioni degli elementi di rinforzo, dimensioni delle aperture e caratteristiche di resistenza e di rigidezza longitudinali e trasversali degli elementi di rinforzo, stato di addensamento e granulometria del terreno a contatto, livello di tensioni normali efficaci ed entità degli spostamenti relativi di scorrimento) e pertanto la sua determinazione più corretta è quella mediante prove di sfilamento in laboratorio con apparecchiature di grandi dimensioni che riproducano i parametri suddetti.

A tal fine è stata realizzata l'apparecchiatura nel seguito descritta con cui sono state condotte prove di sfilamento a velocità di spostamento controllata (1 mm/min).

Tale apparecchiatura si compone di una scatola di sfilamento, di un sistema di applicazione del carico verticale e di un sistema di applicazione della forza di sfilamento assiale (Fig. 7).

La dimensioni della scatola di sfilamento e le modalità d'aggancio del provino per l'applicazione della forza di trazione derivano dalle considerazioni inerenti ai meccanismi d'interazione in condizioni di sfilamento [PALMEIRA e MILLIGAN, 1989; FARRAG *et al.*, 1993].

Infatti, dalle dimensioni delle superfici di rottura di tipo passivo deriva l'altezza della scatola (640 mm), che è stata concepita considerando che tali superfici interessino una zona di dimensioni pari a 40 volte lo spessore della barra della geogriglia, mentre la necessità di impedire effetti di parete in testa ha portato all'utilizzo di profilati di acciaio liscio (della lunghezza di 200 mm) posti in prossimità della parete di aggancio (Fig. 7).

La larghezza (600 mm) deriva da considerazioni inerenti sia all'interazione nel piano orizzontale sia alla necessità di indagare un numero di maglie indicativo del comportamento della struttura estrusa.

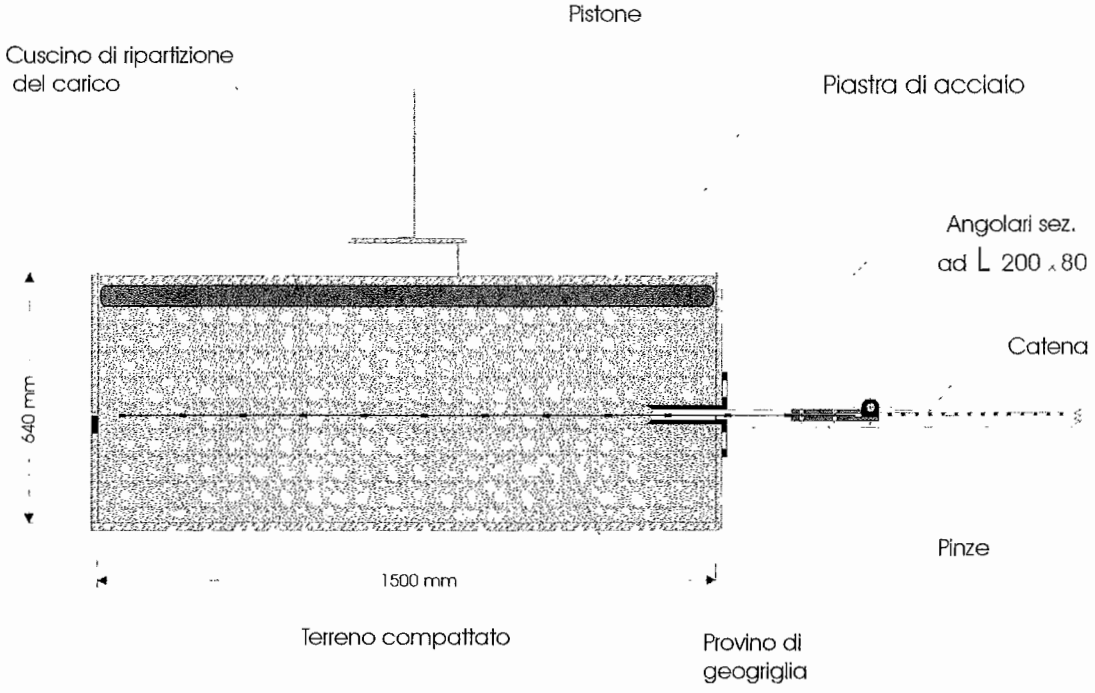


Fig. 7 – Schema dell'apparecchiatura di sfilamento.
Fig. 7 – Pullout apparatus scheme.

Infine la lunghezza (1500 mm) è stata scelta al fine di valutare, per le basse tensioni verticali efficaci di confinamento (per le quali in sito può nascere il problema dello sfilamento), la variazione dell'attrito apparente al variare della lunghezza di ancoraggio.

Per alte tensioni di confinamento lo stato limite che si genera è quello della rottura del rinforzo. Tale fenomeno non può essere indagato con il sistema d'aggancio del provino all'esterno della scatola, adottato in questa prima fase della ricerca, che comporta una rottura in aria del provino. Tale stato limite sarà successivamente indagato modificando la zona d'aggancio tra sistema d'applicazione del carico e provino.

Il carico verticale, misurato utilizzando una cella di carico, è stato trasmesso per mezzo di un pistone azionato mediante una pressa idraulica controllata da un sistema digitale multi assiale a controllo servo-idraulico ad anello chiuso tipo Instron 8580. Il pistone di carico era posto a contatto di una piastra rigida poggiante su un cuscino idraulico, per ripartire uniformemente il carico applicato sulla superficie del provino di terreno.

Il carico di trazione assiale è stato applicato per mezzo di un pistone verticale, azionato dallo stesso sistema digitale multi assiale, collegato, mediante una catena al sistema di aggancio al telo di rinforzo (Fig. 8).

In particolare, le grandezze controllate dal sistema Instron 8580 durante l'effettuazione delle prove sono state il carico verticale e la velocità di sfilamento assiale.

L'aggancio del sistema di applicazione del carico di trazione alla geogriglia è stato realizzato mediante un sistema di pinzaggio costituito da un elemento inferiore metallico di pianta rettangolare (65 cm × 12 cm) e sezione a C ed una piastra d'acciaio superiore (55 cm × 12 cm) (Fig. 9).

Sulle facce piane di entrambi gli elementi sono stati praticati dei fori, disposti su due file, per permettere il pinzaggio dell'estremità non confinata del provino mediante il serraggio di viti filettate con sede nei fori stessi.

Il sistema di pinzaggio era vincolato a muoversi sul piano di giacitura della geogriglia, come mostrato in Fig. 7, così da garantire un'azione di tiro perfettamente orizzontale.

Durante l'effettuazione delle prove sono state misurate le seguenti grandezze: carico verticale, velocità di sfilamento, forza di sfilamento e spostamenti degli elementi trasversali (barre) della geogriglia in almeno 6 punti dell'elemento di rinforzo posti all'interno del terreno.

La misura degli spostamenti degli elementi trasversali (barre) è stata realizzata mediante l'uso di fili d'acciaio inestensibili. Tali fili erano collegati per un'estremità alla geogriglia (barra) ed all'altra ad un sistema di trasduttori di spostamento (potenziometri) disposti all'esterno della scatola di sfilamento (Fig. 10). Tali sensori permettono di verifi-

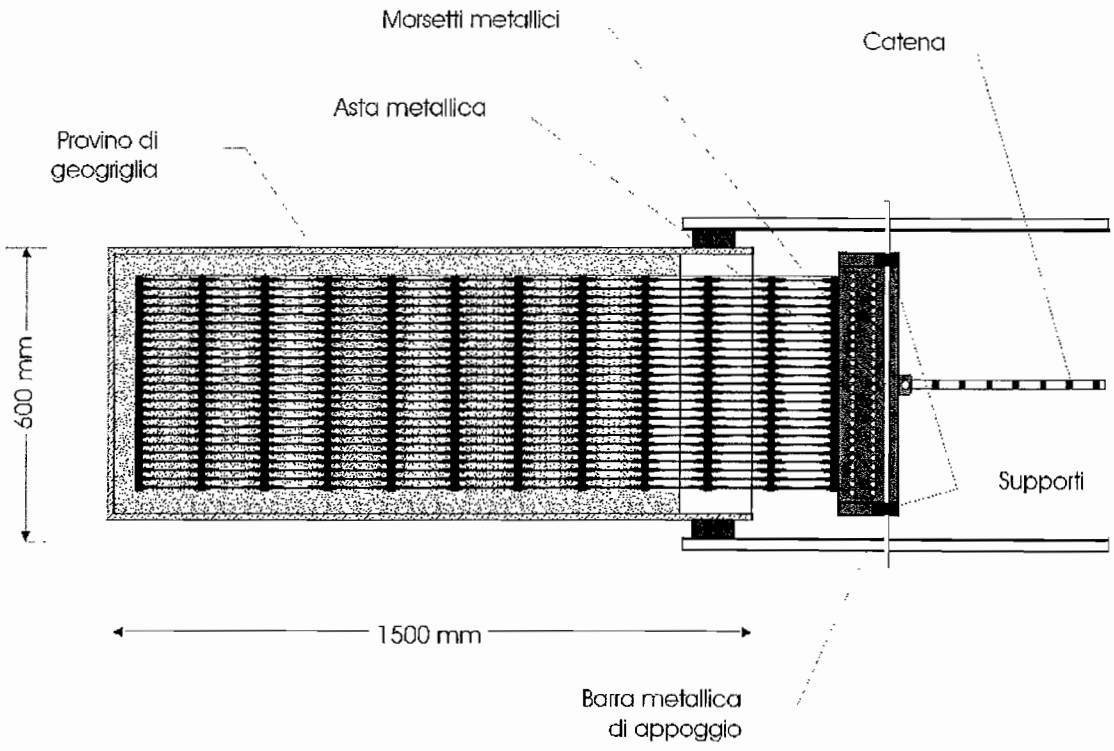


Fig. 8 – Sistema d'applicazione del carico di trazione.
Fig. 8 – Pullout load application system.

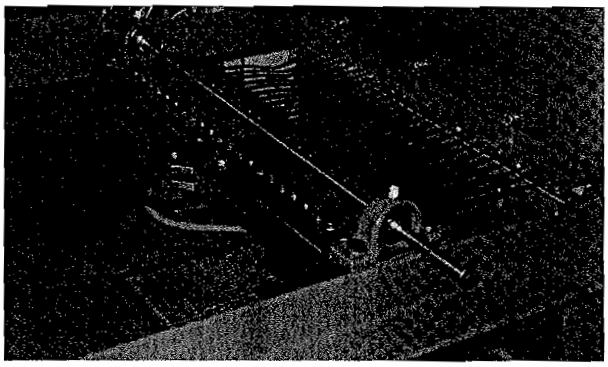


Fig. 9 – Sistema d'aggancio del provino.
Fig. 9 – Specimen camping device.

care la dinamica di sfilamento lungo tutta la lunghezza del provino posto all'interno del terreno di prova (Fig. 11).

4. Materiali utilizzati nella ricerca

Le sperimentazioni sono state condotte su una geogriglia estrusa in HDPE (denominata GG80PE) caratterizzata dal punto di vista meccanico mediante prove di trazione monotoniche condotte secondo la norma ISO10319:93. I risultati delle prove di caratterizzazione meccanica sono sinteticamente riassunti in Tab. I.

Il terreno di prova è stato caratterizzato mediante prove di classificazione, di costipamento e

Tab. I – Risultati delle prove di caratterizzazione meccanica [ISO 10319:93].
Tab. I – Geogrid tensile tests results [ISO 10319.93].

Geogriglia	GG80PE
T_{max}, (kN/m)	88.0
ε_{max}, (%)	14.1
$J_{sec0,2}$, (kN/m)	1278
$J_{sec0,5}$, (kN/m)	980

dove:
T_{max} = forza di trazione a rottura;
ε_{max} = deformazione a rottura;
$J_{sec0,2}$ = rigidezza a trazione valutata in corrispondenza di una deformazione pari al 2%;
$J_{sec0,5}$ = rigidezza a trazione valutata in corrispondenza di una deformazione pari al 5%.

triassiali. I risultati delle prove di classificazione indicano che si tratta di una ghiaia con sabbia di tipo A-1-a [AASHTO M 145-82] avente coefficiente d'uniformità $U = D_{60}/D_{10} = 11$ e $D_{50} = 2.2$ mm (Fig. 12).

La curva di costipamento, ottenuta con una prova Proctor Standard, Fig. 13, indica un valore di $\gamma_{dmax} = 19.75$ kN/m^3 in corrispondenza di un $w_{opt} = 7\%$.

Le prove triassiali drenate, di compressione per carico, di tipo C.I.D., sono state condotte per basse tensioni di confinamento (σ'_3= 10,20 e 47kN/m^2) su provini aventi una densità iniziale

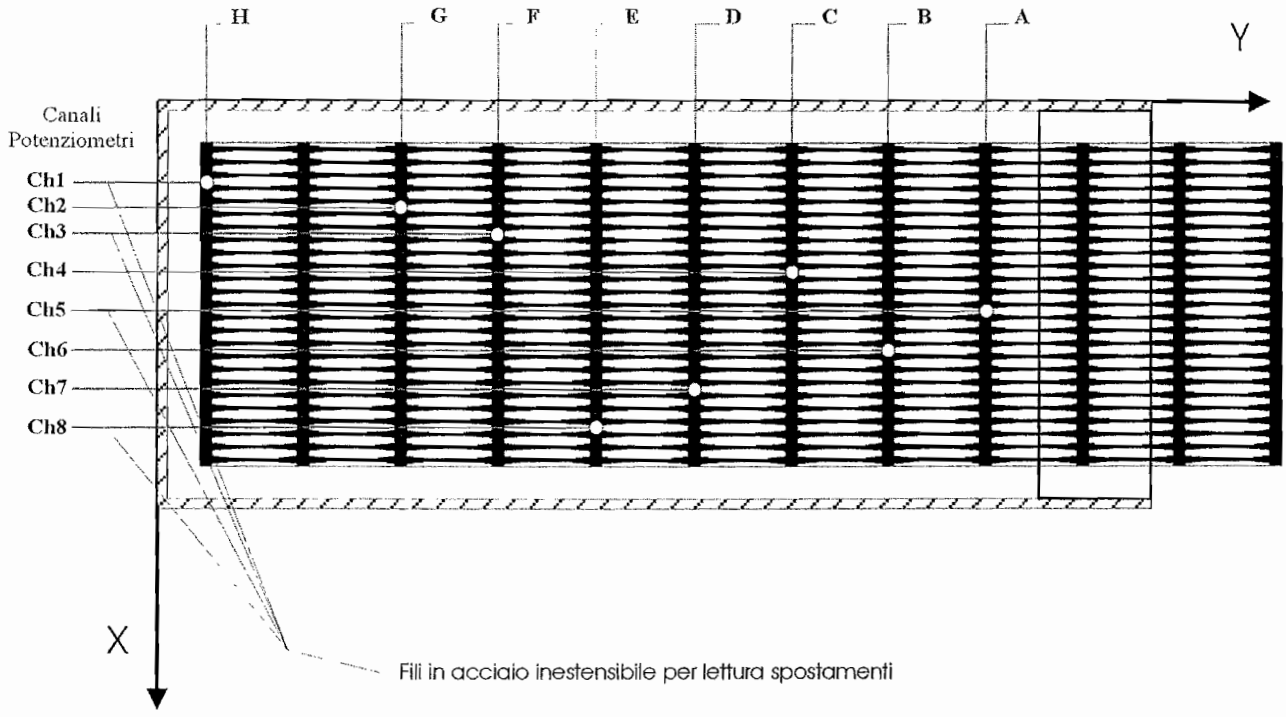


Fig. 10 – Posizionamento dei punti di misura lungo la parte di provino confinata.
Fig. 10 – Typical tail wires layout along the geogrid specimen.

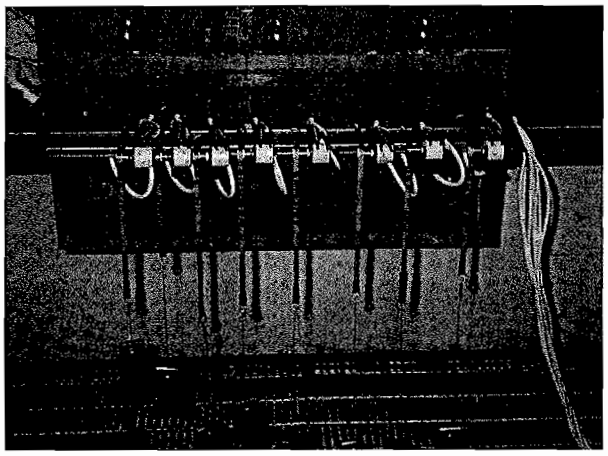


Fig. 11 – Sistema di misura degli spostamenti delle barre della geogriglia.
Fig. 11 – Geogrid bars displacement measuring system.

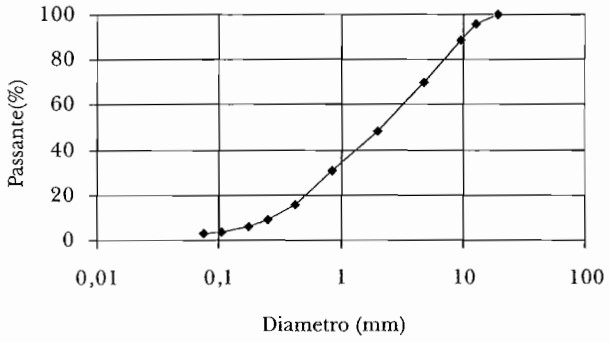


Fig. 12 – Curva granulometrica del terreno di prova.
Fig. 12 – Grain size distribution of the test soil.

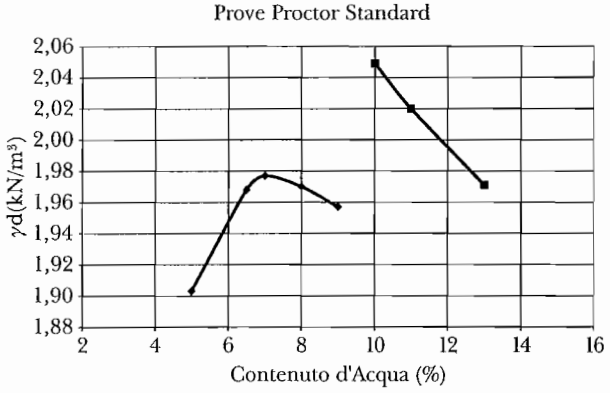


Fig. 13 – Risultati delle prove di costipamento Proctor standard.
Fig. 13 – Standard Proctor test results.

pari al 95% di γ_{dmax} ottenuti con un contenuto d'acqua del 5%. I risultati ottenuti, Fig. 14, forniscono valori elevati dell'angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ'_p, compresi tra 49° e 54°, ove i valori più elevati competono alla tensione di confinamento più bassa.

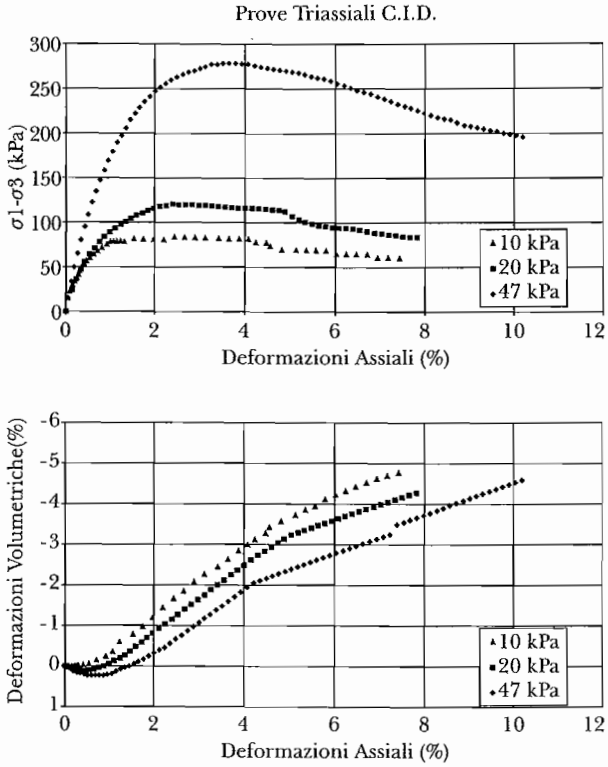


Fig. 14 – Risultati delle prove triassiali C. I. D.
Fig. 14 – C. I. D Triaxial tests results.

Dall'analisi delle curve ε_v, ε_a si è valutato un valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante $\phi'_{cv} = 36°$.

Le analisi di laboratorio hanno evidenziato un marcato comportamento dilatante di tale terreno, che è stato successivamente considerato nell'interpretazione delle prove di sfilamento.

5. Metodologia di prova

La procedura di prova adottata per le prove di sfilamento si compone delle seguenti fasi:

- preparazione delle superfici della scatola di sfilamento;
- riempimento e compattazione della parte inferiore della scatola con il terreno di prova;
- posizionamento del geosintetico di rinforzo;
- posizionamento della strumentazione per la misura degli spostamenti degli elementi trasversali (barre);
- riempimento e compattazione della parte superiore della scatola con il terreno di prova;
- chiusura della scatola e collegamento della stessa e del provino con i sistemi di applicazione del carico (verticale ed assiale) e di monitoraggio degli spostamenti;
- settaggio della strumentazione di controllo ed inizio della prova.

Per ridurre gli attriti, che potrebbero modificare lo stato tensionale imposto sulla superficie del provino, le superfici laterali della scatola sono state rivestite con fogli di teflon.

Il terreno di prova, precedentemente essiccato in forno alla temperatura di 105 C° per 24 h, è stato successivamente preparato con un contenuto d'acqua prefissato e pari al 4.2%. La metà inferiore della scatola è stata riempita mediante strati dello spessore di circa 10 cm di terreno compattato per uno spessore totale di 0.265 m.

Il provino di geogriglia, della larghezza di 0.5 m e di lunghezza variabile, è stato posto in opera avendo cura di controllarne l'allineamento con le pareti longitudinali e la perfetta orizzontalità del piano di giacitura (in tale fase è stato applicato al provino un piccolo carico di trazione per garantirne il perfetto allineamento).

Per la misura degli spostamenti sono stati rigidamente ancorati, in corrispondenza delle barre, in differenti punti disposti lungo la sezione longitudinale del provino, fili d'acciaio inestensibile, posti in tensione mediante un sistema di contrappesi, per garantirne il perfetto allineamento.

La metà superiore della scatola è stata, quindi, riempita con terreno compattato, con le stesse modalità descritte in precedenza, in modo da formare uno strato di spessore pari a 0.265 m.

A questo punto la scatola è stata chiusa, dopo aver posto il cuscino ripartitore del carico a contatto col terreno, e sono stati effettuati i collegamenti con i sistemi di applicazione dei carichi verticali e orizzontali descritti in precedenza. Nello stesso tempo sono stati collegati ai potenziometri i fili d'acciaio inestensibile.

Impostate, infine, la velocità di spostamento orizzontale ed il valore del carico verticale si è proceduto all'esecuzione della prova.

6. Indagine sperimentale

Sono state condotte 11 prove di sfilamento di breve durata su rinforzi inseriti in terreno granulare compattato (descritto in precedenza) a densità pari al 95% della densità massima Proctor standard e confinato a differenti tensioni verticali efficaci (9, 14, 24 e 40 kN/m^2).

Per ogni valore di tensione verticale efficace applicata sono state eseguite prove utilizzando geogriglie di rinforzo di tre differenti lunghezze pari a 0.7, 1.0 ed 1.3 m.

L'insieme delle sperimentazioni condotte è riassunto sinteticamente in Tab. II nella quale sono inoltre riportati i valori della forza di trazione massima misurata in condizioni di sfilamento.

Le Figg. 15, 16 e 17 illustrano l'andamento della forza di sfilamento misurata in funzione dello spostamento registrato in corrispondenza dell'estremità del provino a contatto con il carico di trazione (e quindi in aria) per le diverse tensioni verticali efficaci applicate rispettivamente per rinforzi di lunghezza pari a 0.7, 1.0 ed 1.3 m.

Dall'analisi dei risultati si osserva il raggiungimento delle condizioni di sfilamento in tutte le prove condotte ad eccezione della prova in corrispondenza di una lunghezza di 1.0 m e di una tensione verticale applicata di 40 kN/m^2 in cui si è verificata, all'esterno della scatola, (in prossimità dell'aggancio alle pinze) una rottura del rinforzo in corrispondenza di un carico di trazione applicato di 72 kN/m (Fig. 16), valore più basso rispetto a quello misurato nella prova in assenza di confinamento (Tab. 1) per effetto della più bassa velocità di prova utilizzata nelle prove di sfilamento.

In conseguenza di tale risultato le prove con rinforzi di lunghezza pari ad 1.3 m sono state eseguite fino ad un massimo di tensione verticale applicata pari a 24 kN/m^2.

Passando ad analizzare gli spostamenti misurati lungo il rinforzo, riportati (per alcune delle prove condotte) nelle fig. 18÷24, si osserva come il carico di trazione applicato si trasferisca progressivamente lungo la geogriglia di rinforzo.

Da tali curve è possibile ricavare il carico di trazione che genera lo spostamento del punto di massima lunghezza d'ancoraggio (ultima barra) e, quindi, l'innesco del fenomeno di sfilamento. Tale valore di soglia è sempre molto più basso (con differenze variabili dal 25% al 50%) rispetto al valore massimo della forza di trazione misurata.

Si osserva, inoltre, che gli spostamenti della prima barra confinata della geogriglia (più prossima al punto d'applicazione del carico di trazione) necessari a produrre l'innesco dello sfilamento sono compresi tra 0.8 mm e 24.1 mm. Tali valori aumentano all'aumentare della lunghezza del rinforzo e della tensione verticale efficace applicata. In particolare, i valori più bassi di spostamento competono ai rinforzi più corti ed alle tensioni di confinamento più basse (Figg. 23 e 24), mentre quelli più elevati ai rinforzi più lunghi ed alle tensioni verticali efficaci più alte (Figg. 19 e 21).

È interessante osservare, inoltre, che il massimo valore misurato (24.1 mm) è connesso ad un carico di trazione applicato molto prossimo alla rottura e quindi generalmente non utilizzato in sede progettuale. Infatti, per le geogriglie estruse in HDPE il carico di trazione ammissibile è assunto introducendo dei coefficienti di sicurezza che tengono conto degli effetti viscosi, degli effetti ambientali e degli effetti di danneggiamento durante la posa in opera [MORACI e RIMOLDI, 1994]. Il valore massimo generalmente assunto in sede progettuale è ≤ del 40% (35.2 kN/m) della resistenza massima a trazione del

Tab. II – Riepilogo delle sperimentazioni condotte.
Tab. II – Pullout tests program and results.

	Tensione Normale Applicata (kN/m²)			
Lunghezza del Rinforzo (m)	9	14	24	40
L_R = 0.7	23.0	28.0	46.4	65.0
L_R = 1.0	30.0	36.0	60.0	Rottura > 72.0
L_R = 1.3	33.2	45.0	65.0	Non Eseguita

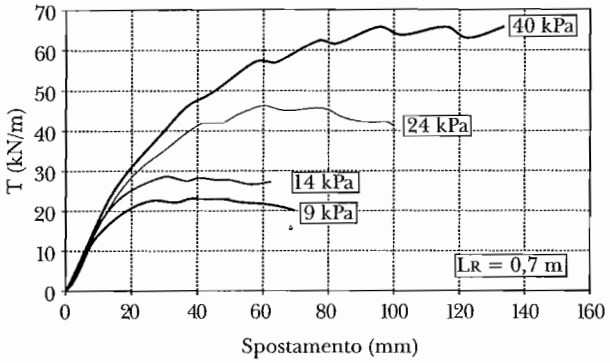


Fig. 15 – Forza di sfilamento in funzione dello spostamento del morsetto di aggancio del provino.
Fig. 15 – Pullout load vs. clamp displacement.

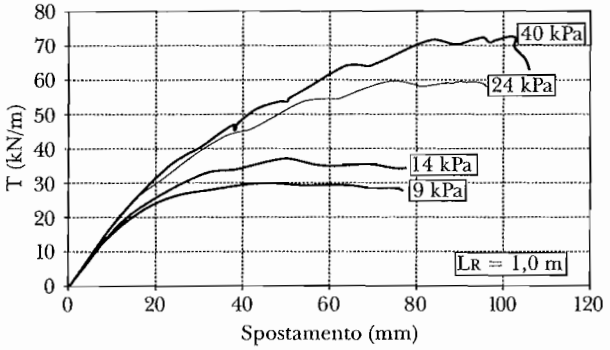


Fig. 16 – Forza di sfilamento in funzione dello spostamento del morsetto di aggancio del provino.
Fig. 16 – Pullout load vs. clamp displacement.

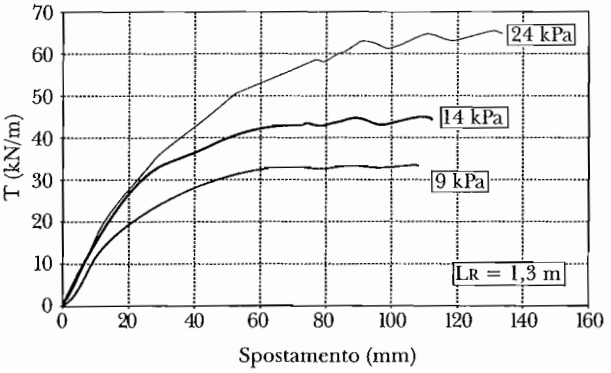
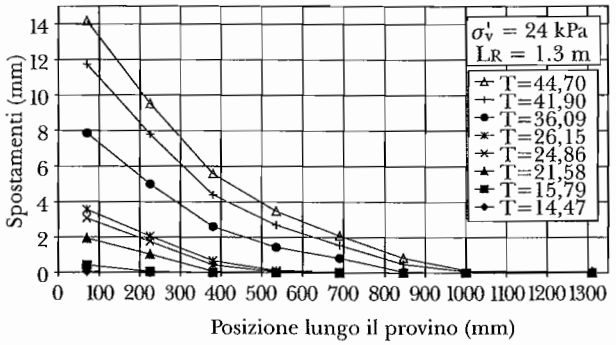


Fig. 17 – Forza di sfilamento in funzione dello spostamento del morsetto di aggancio del provino.
Fig. 17 – Pullout load vs. clamp displacement.



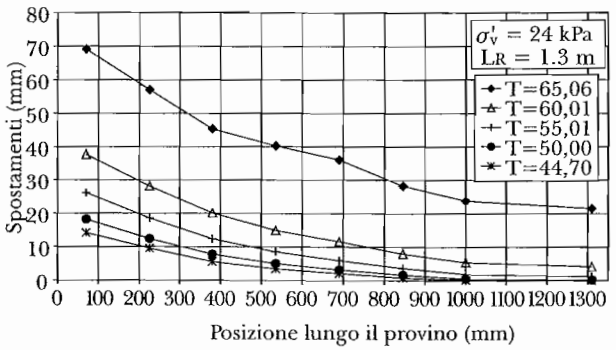
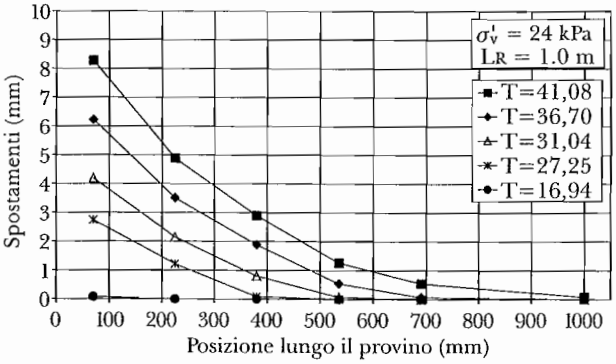


Fig. 18 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.
Fig. 18 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.



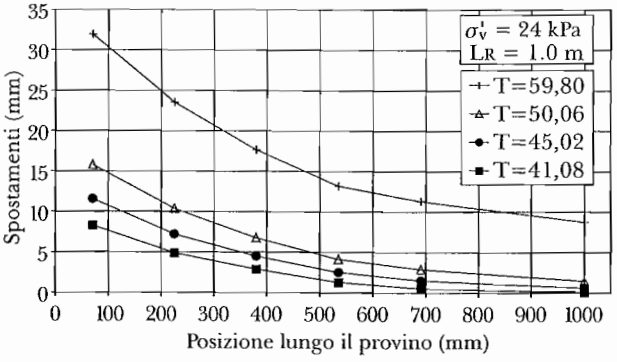


Fig. 19 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.
Fig. 19 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.

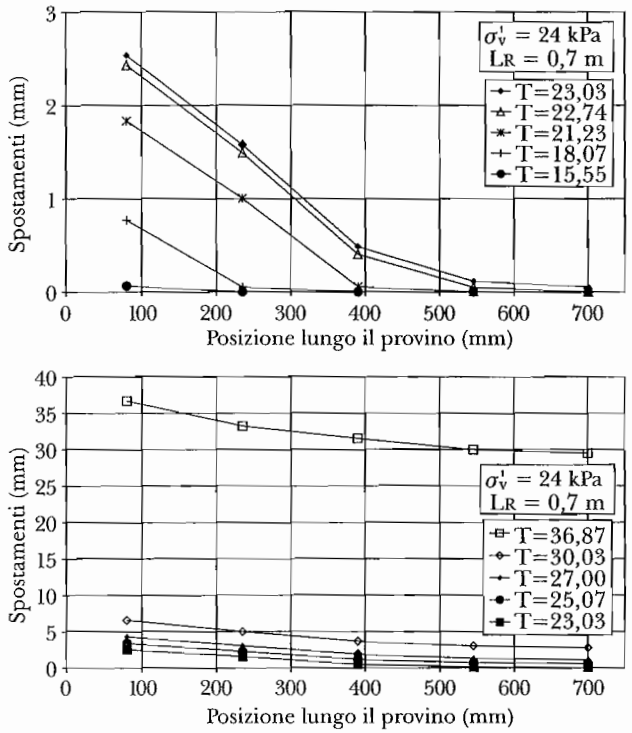


Fig. 20 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.

Fig. 20 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.

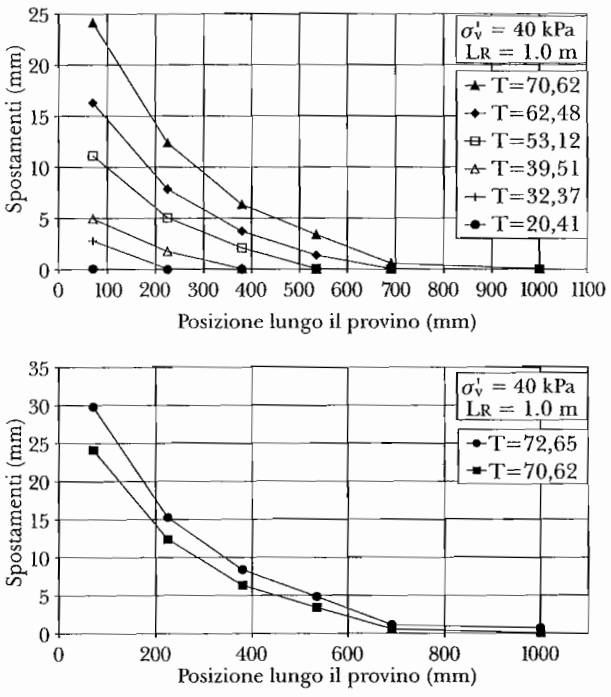


Fig. 21 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento (non completamente sviluppata per l'avvenuta rottura del rinforzo).

Fig. 21 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase (limited by geogrid failure).

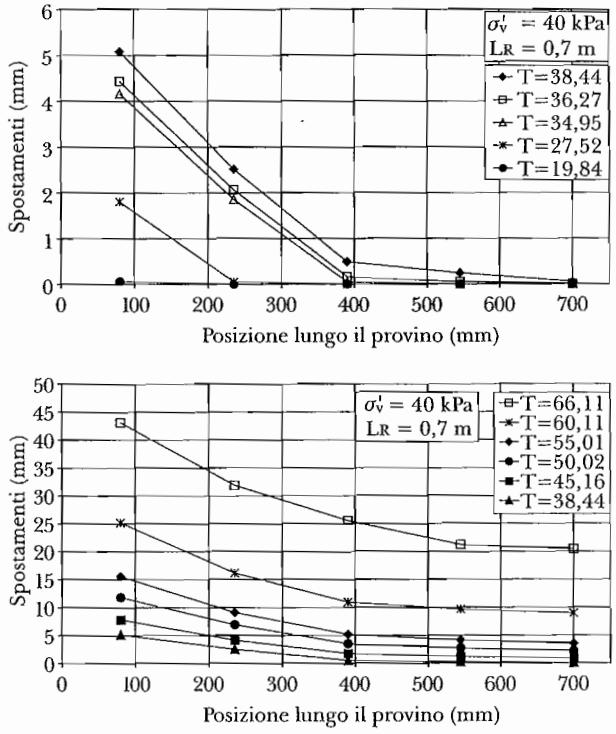


Fig. 22 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato:a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.

Fig. 22 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.

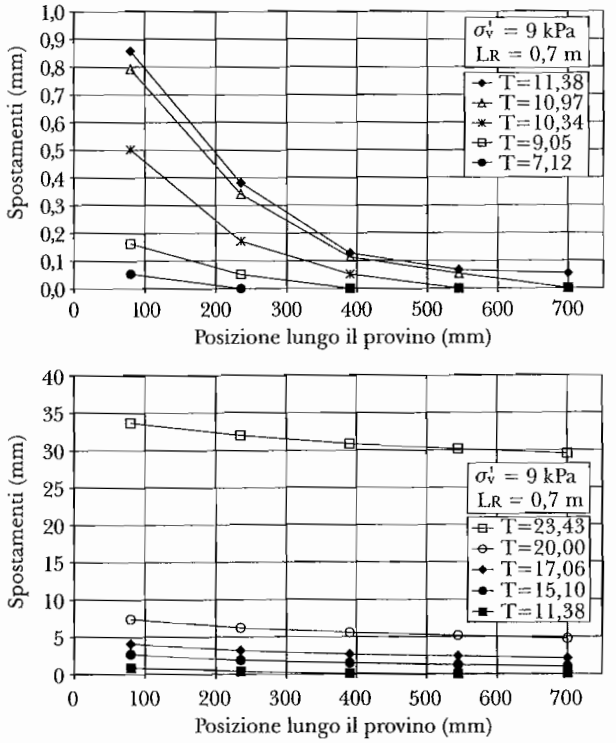


Fig. 23 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.

Fig. 23 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.

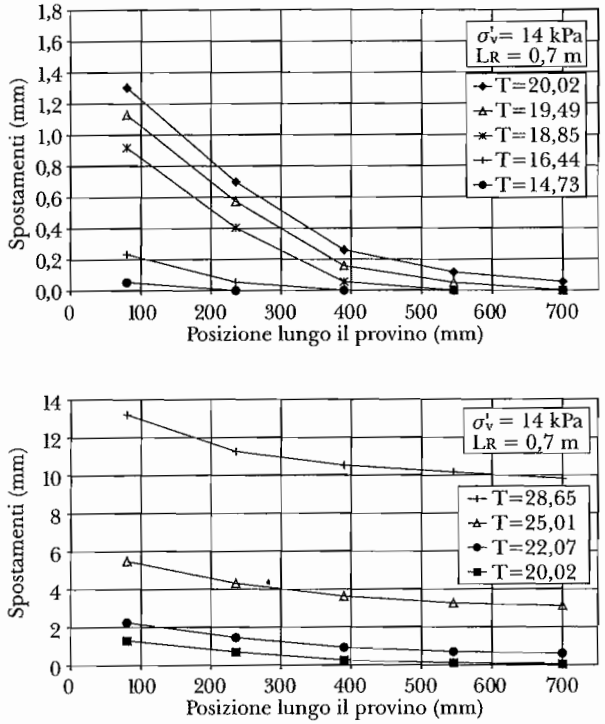


Fig. 24 – Spostamenti delle barre al variare del carico di trazione applicato: a) fase di trasferimento del carico e di innesco dello sfilamento; b) fase di sfilamento.
Fig. 24 – Geogrid bars displacement vs. applied tensile loads: a) load transfering phase and initial pullout load; b) pullout phase.

materiale (la scelta è condizionata, principalmente, della temperatura di esercizio, MORACI e MONTANELLI, 1995).

Se si fa riferimento al campo di valori di forza di trazione ammissibili negli elementi di rinforzo lo spostamento della prima barra, corrispondente all'inizio della fase di sfilamento, risulta sempre minore di 6.2 mm.

In condizioni di completa mobilitazione dello sfilamento si sono misurati spostamenti della prima barra compresi tra 8.00 mm e 70.00 mm. Anche in questo caso i valori più bassi di spostamento competono ai rinforzi più corti ed alle tensioni di confinamento più basse, mentre quelli più elevati ai rinforzi più lunghi ed alle tensioni verticali efficaci più alte.

Analizzando ancora i grafici precedenti si osserva, inoltre, una marcata non linearità degli spostamenti lungo i rinforzi. Tale risultati implicano, nell'ipotesi di rinforzo con legame costitutivo di tipo elastico lineare, una non uniformità delle tensioni tangenziali mobilitate all'interfaccia che può essere attribuita ai numerosi fattori da cui dipendono i complessi meccanismi di interazione descritti in precedenza.

Noti gli spostamenti delle barre della geogriglia si sono determinate le deformazioni medie dei tratti compresi tra due barre successive mediante la relazione:

$$\varepsilon_{i,j} = \frac{s_i - s_j}{l_{i,j}} \ (\%) \qquad (7)$$

dove:
s_i = spostamento barra i-esima;
s_j = spostamento barra successiva al barra i-esima;
$l_{i,j}$ = distanza iniziale tra due barre successive.

Nelle figure 25÷31 sono riportate le deformazioni medie, valutate lungo il provino di rinforzo, relative agli spostamenti illustrati nelle figure 18÷24. In particolare, le curve inferiori e superiori dei singoli grafici rappresentano, rispettivamente, l'andamento delle deformazioni in corrispondenza del carico di trazione d'innesco e di completa mobilitazione dello sfilamento.

Analizzando tali diagrammi si osserva che le deformazioni massime calcolate in corrispondenza del livello di carico di trazione che genera l'innesco del fenomeno di sfilamento sono comprese tra 0.3% e 7.6%. I valori più bassi competono ai rinforzi più corti ed alle tensioni di confinamento più basse. Viceversa, i valori maggiori competono ai rinforzi più lunghi ed alle tensioni verticali efficaci più elevate. In particolare, il valore più elevato (7.6%) è connesso ad un carico di trazione applicato molto prossimo alla rottura.

Anche in questo caso, se si fa riferimento al campo di valori di forza di trazione ammissibile utilizzati in ambito progettuale, le deformazioni sono contenute e comprese tra 0.3% e 2.1% con valori crescenti all'aumentare della lunghezza dei rinforzi e della tensione verticale efficace di confinamento.

In condizioni di sfilamento le deformazioni massime valutate sono più elevate e comprese tra 1% ed il 7.24%. Anche in questo caso, i valori più bassi competono ai rinforzi più corti ed alle tensioni di confinamento più basse, mentre quelli più elevati

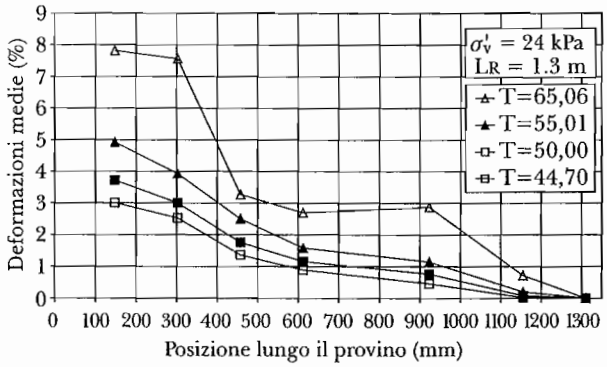


Fig. 25 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 25 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

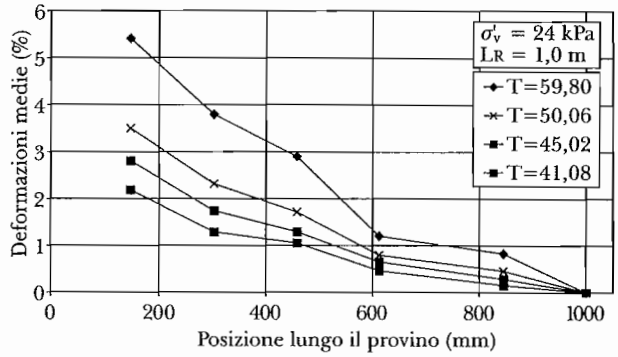


Fig. 26 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 26 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

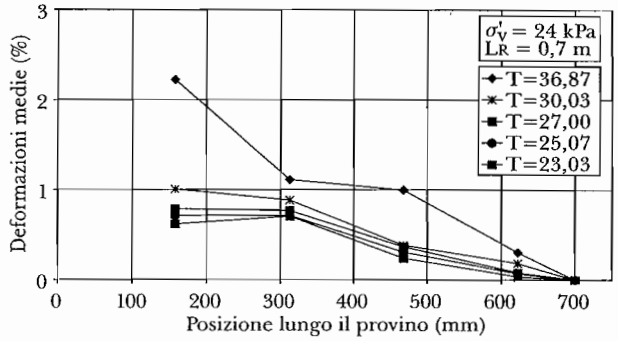


Fig. 27 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 27 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

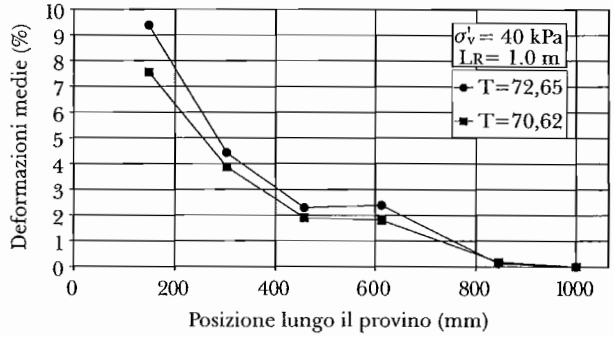


Fig. 28 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 28 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

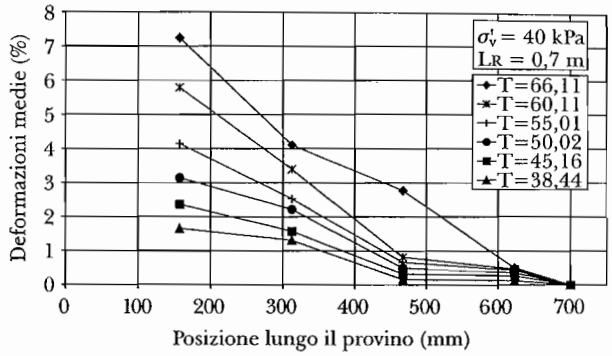


Fig 29 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 29 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

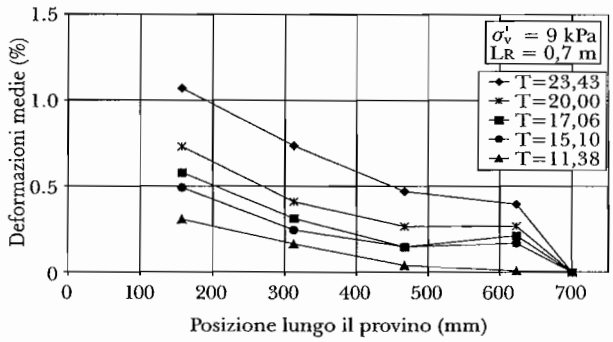


Fig. 30 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 30 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

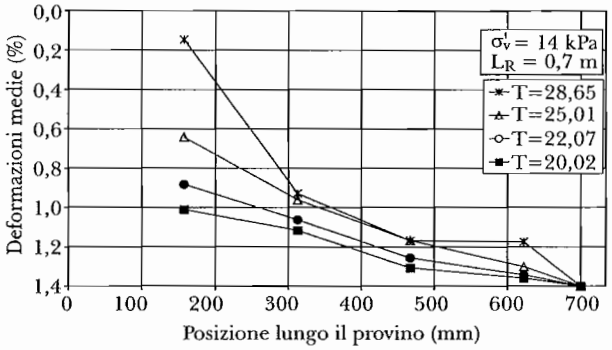


Fig. 31 – Deformazioni medie lungo il rinforzo al variare del carico di trazione applicato.
Fig. 31 – Mean deformations along the reinforcement vs. applied tensile load.

ai rinforzi più lunghi ed alle tensioni verticali efficaci più elevate.

La Tab. III riporta una sintesi dei valori limite di spostamento e deformazione ottenuti dall'analisi delle sperimentazioni condotte.

Per interpretare i risultati delle prove in termini d'attrito medio equivalente si può fare riferimento all'espressione (8) tenendo conto della lunghezza effettiva confinata, L_e. Tale valore può essere ottenuto sottraendo alla lunghezza iniziale del provino lo spostamento del punto di maggiore lunghezza d'ancoraggio (assunto pari allo spostamento dell'ultima barra).

$$f_{po} = \frac{T_{\max po}}{2 \times L_e \times \sigma'_V \times \tan\phi'} \qquad (8)$$

$$L_e = L_R - S_{ub}$$

dove con S_{ub} si è indicato lo spostamento dell'ultima barra della geogriglia.

Inoltre, per determinare f_{po} occorre assumere un valore dell'angolo di resistenza al taglio mobilitato in condizioni di sfilamento.

In base ai risultati delle sperimentazioni condotte sembra che per rinforzi deformabili e lunghi, in condizioni di sfilamento, si mobiliti all'interfaccia un valore di resistenza al taglio non uniforme a causa sia dei differenti spostamenti che si manifestano lungo l'elemento di rinforzo (Figg.19b e 21b) sia dei numerosi fattori da cui dipendono i complessi meccanismi di interazione descritti in precedenza. In tali circostanze probabilmente le resistenze mobilitate si collocano in un campo intermedio tra i valori di picco (riferito alla tensione verticale applicata) e quelli a volume costante.

Nel caso di rinforzi indeformabili o molto corti (gli spostamenti lungo il rinforzo sono pressoché costanti) può essere più opportuno considerare come resistenza al taglio mobilitata lungo il rinforzo il valore di picco (caratteristico delle differenti tensioni verticali applicate in fase di consolidazione). Tali ipotesi sembrano essere giustificate dalle sperimentazioni condotte solo nel caso dei rinforzi di lunghezza pari a 0.7 m e per basse tensioni di confinamento in cui si osservano, in condizioni di sfilamento, differenze di spostamento tra la prima e l'ultima barra contenute (Figg. 23b-24b).

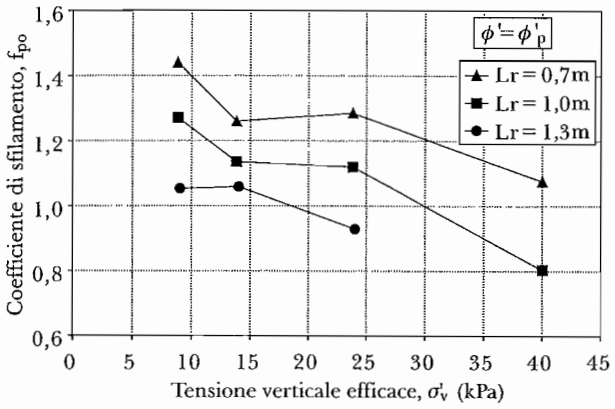
Occorre infine osservare che in genere nella progettazione delle opere in terra rinforzata con geosintetici [JEWELL, 1991;1996] si assume come parametro di resistenza del terreno l'angolo di resistenza al taglio a volume costante. Tale valore rappresenta, per i terreni costipati, sicuramente un limite inferiore della resistenza al taglio realmente mobilitata in condizioni di sfilamento a prescindere dalla deformabilità del rinforzo.

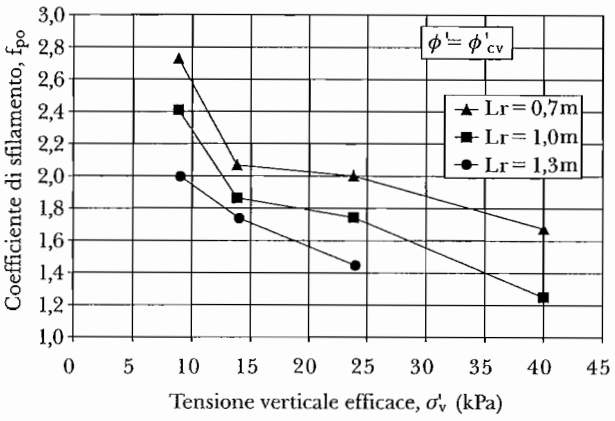
Analizzando i risultati delle prove nelle differenti ipotesi di mobilitazione dell'attrito all'interfaccia, Fig. 32, si evince che f_{po} risulta funzione della lunghezza del rinforzo e della tensione verticale efficace applicata. Tale circostanza può essere collegata alla distribuzione delle tensioni tangenziali all'interfaccia di tipo non uniforme che dipende da numerosi fattori quali: le caratteristiche strutturali, di resistenza e di rigidezza (longitudinale e trasversale) del rinforzo; la forma degli elementi trasversali di

Tab. III – Valori limite d'innesco e di completa mobilitazione dello sfilamento.
Tab. III – Pullout loads, displacements and strains during the tests.

L_R(m)	σ'_V(kN/m^2)	$Tini_{po}$ (kN/m)	Sl_{ini}(mm)	Sf_{ini}(mm)	ε_{inipo}(%)	$Tmax_{po}$ (kN/m)	Sl_{max}(mm)	Sf_{max}(mm)	ε_{max}(%)
1.3	9	20.78	5.63	0.08	0.87	33.20	45.69	34.05	1.51
1.3	14	27.95	6.20	0.06	1.14	45.29	69.22	46.70	4.99
1.3	24	44.70	14.2	0.06	2.85	60.01	69.12	21.56	6.10
1.0	9	20.31	2.83	0.05	0.48	30.00	22.53	14.15	1.52
1.0	14	19.55	2.43	0.07	0.70	35.00	20.02	11.57	2.25
1.0	24	41.08	8.27	0.08	2.10	59.80	31.92	8.73	5.41
1.0	40	70.62	24.1	0.05	7.60	rottura	29.79	0.72	Rot. >9.5
0.7	9	11.38	0.08	0.05	0.31	23.43	33.65	29.51	1.07
0.7	14	20.02	1.30	0.05	0.39	28.02	13.20	9.82	1.05
0.7	24	23.03	2.54	0.06	0.70	36.87	36.68	29.50	2.23
0.7	40	38.44	5.08	0.05	1.65	66.11	43.12	20.43	7.24

Dove:
T_{inipo} = forza di trazione a cui compete l'innesco dello sfilamento;
Sl_{ini} = spostamento della prima barra in corrispondenza di $Tini_{po}$;
Sf_{ini} = spostamento dell'ultima barra in corrispondenza di $Tini_{po}$;
ε_{inipo} = deformazione media del tratto di griglia compreso tra la prima e la seconda barra in corrispondenza di $Tini_{po}$;
$Tmax_{po}$= forza di trazione in condizioni di sfilamento;
Sl_{max} = spostamento della prima barra in corrispondenza di $Tmax_{po}$;
Sf_{max}= spostamento dell'ultima barra in corrispondenza di $Tmax_{po}$;
ε_{max} = deformazione media del tratto di griglia compreso tra la prima e la seconda barra in corrispondenza di $Tmax_{po}$.





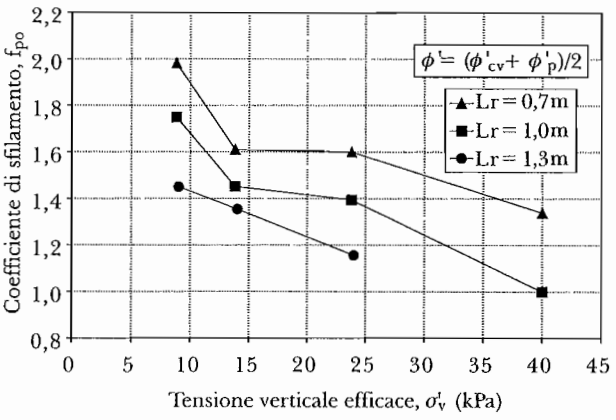


Fig. 32 – Andamento di f_{po} al variare della tensione verticale efficace e della lunghezza del rinforzo.
Fig. 32 – Pullout interaction factor f_{po} vs. effective vertical stresses for different reinforcement lenghts.

rinforzo; gli effetti scala; la resistenza relativa terreno-rinforzo; il livello tensionale efficace applicato all'interfaccia; lo stato di addensamento e la granulometria del terreno a contatto; l'entità degli scorrimenti relativi all'interfaccia.

Nella Fig. 33 si riporta la classica interpretazione delle prove di pull-out in cui l'andamento della massima forza di sfilamento misurata è correlato alla tensione verticale efficace applicata ed alla lunghezza dei rinforzi. Dal diagramma si evince come i

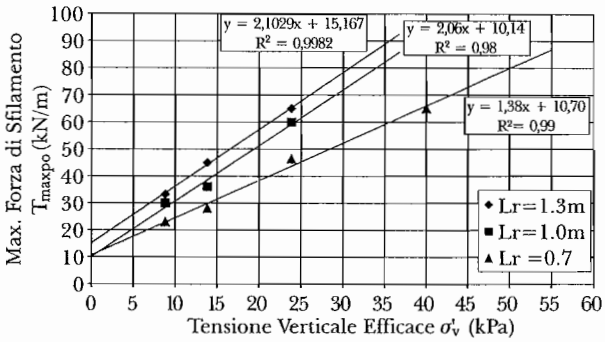


Fig. 33 – Andamento della massima forza di sfilamento al variare della tensione verticale efficace applicata e della lunghezza dei rinforzi.
Fig. 33 – Peak pullout force vs. vertical effective stress for different reinforcement lenghts.

dati sperimentali possano essere bene interpolati da regressioni lineari del tipo (Tab. IV):

$$T_{\max po} = a\sigma'_V + b \qquad (8)$$

dove i coefficienti della retta di regressione **a** e **b** vengono definiti rispettivamente parametro di incastro e parametro di intercetta.

I coefficienti della retta di regressione dipendono dalla lunghezza del telo di rinforzo e variano in modo non lineare al variare di L_R (Tab. IV). Tale circostanza può essere associata alla distribuzione delle tensioni tangenziali all'interfaccia di tipo non uniforme.

Inoltre, la semplice relazione (8) non può essere estesa indefinitamente ad ogni livello tensionale in quanto tali rette sono limitate superiormente dalla resistenza massima a trazione in condizioni confinate della geogriglia che, se si trascurano gli effetti di strizione impedita, può essere considerata pari a quella determinata nelle prove di trazione non confinate condotte alla stessa velocità di spostamento.

7. Conclusioni

Alla luce delle sperimentazioni condotte possono trarsi le seguenti conclusioni.

- Il comportamento d'interfaccia, nelle condizioni analizzate negli esperimenti, è marcatamente non lineare a causa della deformabilità dell'ele-

Tab. IV – Valori dei coefficienti a e b della retta di regressione.
Tab. IV – Straight line regression coefficients a and b.

L_R (m)	a (m)	b (kN/m)
0.7	1.38	10.70
1.0	2.06	10.14
1.3	2.10	15.17

mento di rinforzo e per effetto dei numerosi fattori da cui dipendono i complessi meccanismi di interazione descritti nel testo. Pertanto, l'assunzione di un parametro d'attrito costante all'interfaccia in sede progettuale può essere visto in termini solo equivalenti.

- La valutazione del coefficiente di sfilamento f_{po} può essere accuratamente condotta mediante prove di sfilamento di laboratorio con le quali possono essere messi in conto tutti i molteplici fattori che ne influenzano il valore (forma e dimensioni degli elementi di rinforzo, dimensioni delle aperture e caratteristiche di resistenza e di rigidezza longitudinali e trasversali degli elementi di rinforzo, stato di addensamento e granulometria del terreno a contatto, livello di tensioni normali efficaci e entità degli spostamenti relativi di scorrimento).
- La valutazione di f_{po} deve essere congruente con le assunzioni fatte in sede progettuale in relazione all'angolo di resistenza al taglio mobilitato all'interfaccia. In particolare in base ai risultati delle sperimentazioni condotte sembra che per rinforzi deformabili e lunghi, in condizioni di sfilamento, si mobiliti all'interfaccia un valore di resistenza al taglio non uniforme a causa sia dei differenti spostamenti che si manifestano lungo l'elemento di rinforzo (Figg.19b e 21b) sia dei numerosi fattori da cui dipendono i complessi meccanismi di interazione descritti in precedenza. In tali circostanze probabilmente le resistenze mobilitate si collocano in un campo intermedio tra i valori di picco (riferito alla tensione verticale applicata) e quelli a volume costante. Nel caso di rinforzi indeformabili o molto corti (gli spostamenti lungo il rinforzo sono pressoché costanti) può essere più opportuno considerare come angolo di resistenza al taglio mobilitato lungo il rinforzo il valore di picco (caratteristico delle differenti tensioni verticali applicate in fase di consolidazione). L'utilizzo, in accordo con quanto generalmente svolto in sede di progettazione delle opere in terra rinforzata con geosintetici [JEWELL, 1991;1996], dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante rappresenta, per i terreni costipati, sicuramente un limite inferiore della resistenza al taglio realmente mobilitata in condizioni di sfilamento a prescindere dalla deformabilità del rinforzo.
- Da tali risultati si evince chiaramente che f_{po} risulta funzione della lunghezza del rinforzo. Tale circostanza deriva dal fatto che i valori di f_{po} riflettono la risposta integrata di una distribuzione di sforzi di taglio lungo il rinforzo di tipo non uniforme che dipende dai numerosi fattori che condizionano l'interazione terreno-geogriglia in condizioni di sfilamento quali: le caratteristiche strutturali, di resistenza e di rigidezza (longitudinale e trasversale) del rinforzo; la forma degli elementi trasversali di rinforzo; gli effetti scala; la resistenza relativa terreno-rinforzo; il livello tensionale efficace applicato all'interfaccia; lo stato di addensamento e la granulometria del terreno a contatto; l' entità degli scorrimenti relativi all'interfaccia.
- Di conseguenza anche i valori del parametro d'incastro **a** e del coefficiente di intercetta **b,** generalmente impiegati per la valutazione della forza di sfilamento al variare della tensione verticale efficace applicata, dipendono dalla lunghezza del rinforzo. La relazione (8), definita sperimentalmente per le condizioni di prova utilizzate nella ricerca, non può essere estrapolata ad altre situazioni e per ogni livello tensionale in quanto tale retta è limitata superiormente dalla resistenza massima a trazione in condizioni confinate dell'elemento di rinforzo che, se si trascurano gli effetti di strizione impedita in sito, può essere assunta pari a quella in aria determinata con prove di trazione condotte con la stessa velocità di spostamento.
- Nelle condizioni considerate negli esperimenti, gli spostamenti necessari a produrre l'innesco del movimento (lunghezza del rinforzo completamente attiva) sono compresi tra 0.8 mm e 24.1 mm. Più elevati risultano gli spostamenti necessari per la completa mobilitazione della resistenza allo sfilamento che sono variabili da 8 mm a 70.00 mm. In entrambi i casi, i valori di spostamento aumentano all'aumentare della lunghezza del rinforzo e della tensione verticale efficace applicata (Tab. III).
- Qualora si eseguano prove di pull-out strumentate che riproducano le stesse condizioni al contorno caratteristiche della situazione di progetto la conoscenza del campo di spostamenti e di deformazioni caratteristico delle forze di trazione applicate può essere utilizzata per la progettazione delle opere rinforzate con riferimento ad uno stato limite d'esercizio.
- In condizioni di resistenza allo sfilamento completamente mobilitata, nelle condizioni analizzate negli esperimenti, le deformazioni massime sono risultate comprese tra 1% e 7.2%.

Bibliografia

ISO 10319 (1992) – *Geotextile Wide-Width Tensile Test.* International Organization for Standardization, ISO, Ginevra.

BERGADO D.T., CHAI J.C., BALASUBRAMANIAN A.S. (1992) – *Interaction Between Grid Reinforcement and Cohesive-Frictional Soil.* Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement

Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan, 11-13 november.

DYER M.R. (1985) – *Observations of the Stress Distribution in Crushed Glass With Applications to Soil Reinforcement*. Ph. D. Thesis, University of Oxford.

GHIONNA V.N., MORACI N. (1997) – *I Rilevati Rinforzati ed Armati*. Corso CISM, Aspetti geotecnici relativi alla progettazione e alla costruzione di rilevati stradali e ferroviari, Udine, 22-24 ottobre.

GREENWOOD J.H., MYLES B. (1986) – *Creep and Stress Relaxtion of Geotextiles*. Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam.

IGS International Geotextile Society (1993) – *Recommended Mathematical and Graphical Symbols*. De Woerden, the Netherlands, 20p.

JEWELL R.A. (1984) – *Design Methods for Steep Reinforced Embankments*. Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Thomas Telford, London, pp. 70-81.

JEWELL R.A. (1991) – *Application of Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes*. Geotextiles and Geomembranes, vol. X, n. 4, pp. 203-233.

JEWELL R.A. (1996) – *Soil Reinforcement with geotextiles*. Special Publication 123, CIRIA, Thomas Telford, London, pp. 332.

JEWELL R.A., MILLIGAN G.W.E., SARSBY R.W. e DUBOIS D. D. (1985) – *Interactions Between Soil and Geogrids*. Proc. from the Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Thomas Telford, pp. 18-30.

JURAN I., KNOCHENMUS G., ACAR Y.B. and ARMAN A. (1988) – *Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids (synthesis of available experimental data*. Geosynthetics for Soil Improvement, ASCE National Convention, Nashville, Geotechnical Special Publication, 18, pp. 92-111.

MILLIGAN, G.W.E., EARL R.F., BUSH D.I. (1990) – *Observations of Photo-Elastic Pullout Tests on Geotextiles and Geogrids*. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, The Haugue, pp. 747-751.

MORACI N., MONTANELLI F. (1995) – *Comportamento a breve e a lungo termine di due geosintetici con funzione di rinforzo*. Associazione Geotecnica Italiana, Diciannovesimo Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia, 19-21 settembre.

MORACI N., RIMOLDI P. (1994) – *Le Funzioni di rinforzo e di separazione: Criteri di Progetto*. Seminario SILP, Le Applicazioni dei Geosintetici nell'Ingegneria civile, Padova, maggio.

PALMEIRA E.M., MILLIGAN G.W.E. (1989) – *Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-out Tests of Grid Buried in Sand*. Géotechnique, 11, n. 3, pp. 511-524.

ROWE R. K., DAVIS E. H. (1982) – *The Behaviour of Anchor Plates in Sand*. Géotechnique, 32, n. 1, pp. 25-41.

SCHLOSSER F., DE BUHAN P. (1990) – *Theory and Design Related to the Performance of Reinforced Soil*. S-O-A- Report, Performance of Reinforced Soil Structures, Mc Gown *et al.* (ed.), Thomas Telford, London, pp. 1-14.

WILSON-FAHMY R.F., KOERNER R.M. (1993) – *Finite Element Modelling of Soil-Geogrid Interaction with Application to the Behavior of Geogrids in a Pullout Loading Condition*. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, n. 12, pp. 479-501, London.

Analysis of pullout tests carried out on extruded geogrid installed in compacted granular soil

Summary

This paper presents the main results obtained from a research program, developed jointly by the Geotechnical group of the University of Reggio Calabria and the Tenax S. p. A. of Viganò Brianza, on the soil-geogrid interface behaviour within anchorage zone (pullout condition during short and long term loads).

Until now, the pullout device has been developed and a series of pullout tests have been carried out (at constant displacement rate) on extruded geogrids installed in a granular soil compacted at 95% of the standard Proctor maximum density.

The tests have shown a non-linear interface behaviour of extensible reinforcement (initial load transfer mechanism); the maximum pullout load for different reinforcement lenghts and vertical effective stresses; the relationship among interface pullout coefficient (f_{po}), reinforcement lenght and vertical effective stress; the displacements and strains values related to the initial pullout phase and to the peak conditions.