

IL RINFORZO DEI TERRENI TRAMITE INCLUSIONI

V.N. GHIONNA

Dipartimento di Meccanica dei Fluidi e Ingegneria Offshore, Università di Reggio Calabria - Reggio Calabria

SOMMARIO

L'articolo riporta un'analisi dei principali aspetti relativi al comportamento ed alla progettazione di alcune fra le opere maggiormente utilizzate nel campo del rinforzo dei terreni tramite inclusioni sia rigide che flessibili (muri in terra armata, muri in terra rinforzata con geosintetici, pareti di scavo stabilizzate con la tecnica della chiodatura). Dopo una prima parte dedicata all'esposizione dei meccanismi di interazione elementari che intervengono al contatto tra il terreno e le inclusioni, l'articolo descrive il comportamento delle opere osservato sia in condizioni di esercizio che allo stato limite a rottura. Nell'ultima parte sono presentati i principali metodi di calcolo adoperati nella pratica progettuale, cercando di evidenziare gli aspetti comuni ai diversi tipi di opere ed il contributo dato dalla ricerca.

1. INTRODUZIONE

Il rinforzo dei terreni tramite inclusioni è una tecnica di miglioramento adoperata sin dalle più remote civiltà (3000+4000 secoli a.C.) per la costruzione di muri, rilevati, argini, etc..

Hausmann (1990) e Yamanouchi (1992) hanno citato diversi casi nei quali l'effetto di rinforzo fu ottenuto con l'impiego dei materiali più svariati quali giunchi, canne, foglie di palma, reti di canapa, fascine di rami, pali di legno, etc.. Nonostante la loro natura rudimentale, tali sistemi furono utilizzati per la realizzazione di opere anche molto importanti quali la grande Muraglia Cinese (v. fig. 1.1), l'imponente Torre di Dunhuang in Cina, le dighe sul Mare di Zuider in Olanda, gli sbarramenti sul mare di Kyushu in Giappone, etc..

Bisogna, però, arrivare all'inizio degli anni '60 per trovare le prime applicazioni scientifiche del concetto di rinforzo dei terreni con l'introduzione della terra armata da parte del francese Henry Vidal (1966).

Successivamente il concetto è stato esteso ad una serie sempre più numerosa di applicazioni molto diverse fra loro quali reticoli di micropali, chiodatura dei terreni, ancoraggi, trattamenti colonnari (colonne di ghiaia, "jet-grouting", "soil mix"), terra rinforzata con teli di geosintetici e fibre artificiali filiformi (Texsol), etc..

In genere (Schlosser et al., 1983) si preferisce riservare specificamente il termine di "terreni rinforzati" a quelle applicazioni nelle quali: 1) l'area di terreno trattata è relativamente estesa rispetto alle dimensioni delle inclusioni, 2) la densità delle inclusioni è relativamente elevata ed uniforme, 3) l'interazione tra il terreno ed i rinforzi è sviluppata lungo tutta la lunghezza di questi ultimi e non, come nel caso dei tiranti, concentrata solo su un tratto limitato di essi ("tratto attivo"). Queste caratteristiche consentono di considerare il terreno trattato come un nuovo materiale "composito" il cui comportamento può essere studiato attraverso l'analisi di un volume "rappresentativo" di dimensioni limitate.

Un'ulteriore suddivisione può essere operata in base alla capacità dei rinforzi di resistere o meno a sollecitazioni di trazione oltreché di compressione, oppure in base alla deformabilità flessionale (inclusioni flessibili o rigide) o longitudinale (inclusioni estensibili ed inestensibili).

Per ragioni di brevità nella presente relazione sono state prese in esame solo le tecniche appartenenti alla categoria dei "terreni rinforzati" nell'accezione sopra ricordata ed aventi i rinforzi costituiti da elementi sollecitati prevalentemente a trazione. Tali tecniche sono: la terra armata, la terra rinforzata con teli di geosintetici, la chiodatura di

terreni. Le prime due sono principalmente adoperate per la realizzazione di opere di sostegno e per la costruzione di rilevati, mentre la terza è utilizzata per la stabilizzazione di pareti di scavo ed il consolidamento di scarpate e pendii instabili.

La relazione è suddivisa nelle seguenti parti:

- a) cenno agli aspetti generali del problema del rinforzo dei terreni tramite inclusioni (meccanismi di interazione, parametri di calcolo e loro determinazione sperimentale);
- b) descrizione delle singole tecniche e delle loro principali applicazioni;
- c) analisi del comportamento delle opere in terreno rinforzato
- d) metodi di calcolo più comunemente adoperati nella pratica progettuale.

2. ASPETTI GENERALI

2.1 Il concetto di rinforzo tramite inclusioni

Da un punto di vista generale il concetto di terreno rinforzato tramite inclusioni può essere adoperato in una accezione del tutto analoga a quella utilizzata per altri materiali (ad es.: il cemento armato). Si tratta cioè di un materiale composito le cui caratteristiche meccaniche di insieme risultano migliorate rispetto a quelle del terreno originario per effetto dell'introduzione di inclusioni ("armature") capaci di resistere prevalentemente a trazione. Le armature interagiscono con il terreno impartendo al materiale composito una coesione apparente (o, alternativamente, un aumento dell'angolo di resistenza al taglio) che viene sfruttata per ottenere un miglioramento delle condizioni di stabilità delle opere (muri di sostegno, pareti di scavo, scarpate, etc.). L'effetto prodotto è diverso a seconda che si tratti di inclusioni flessibili o rigide.

Nel caso delle inclusioni flessibili (strisce e reti metalliche, teli e griglie di geosintetici, etc.) il meccanismo di interazione riguarda essenzialmente lo sviluppo di tensioni tangenziali di attrito al contatto armature-terreno. Tale meccanismo può essere analizzato sotto due punti di vista: uno di base (o "discreto") che riconduce il problema all'analisi del comportamento di una sottilissima zona di terreno posta nell'immediata prossimità della superficie di contatto ("interfaccia"), l'altro globale (o "omogeneo") che fa riferimento al comportamento meccanico globale di un volume rappresentativo di terreno rinforzato considerato

come materiale "omogeneo" equivalente. A livello sperimentale lo studio è fatto sia in laboratorio su apparecchiature di dimensioni ridotte che in sito in condizioni di scala più vicine a quelle reali o tramite l'osservazione di opere reali opportunamente strumentate.

Nel caso delle inclusioni rigide (tubi, barre, profilati metallici, etc.) il meccanismo di rinforzo si esercita per una via alquanto più complessa che fa intervenire, oltre alle sollecitazioni di trazione nelle armature dovute alle tensioni di attrito tangenziali sull'interfaccia, anche quelle di flessione e taglio indotte dalle pressioni di reazione normali alla superficie di contatto. Lo studio dell'influenza esercitata dai rinforzi viene pertanto svolto con riferimento ad entrambi gli aspetti. Per quanto riguarda il primo aspetto (comportamento a trazione), le potenzialità offerte dal laboratorio sono più limitate rispetto al caso delle inclusioni flessibili in conseguenza delle particolari caratteristiche geometriche dei rinforzi. I risultati più affidabili si ottengono dalle prove in sito eseguite su rinforzi in scala reale oppure dall'osservazione di opere in vera grandezza dotate di armature appositamente strumentate. Per quanto riguarda il secondo aspetto (comportamento a flessione e taglio) lo studio è in qualche misura ricondotto a quello dei pali caricati in senso trasversale all'asse. Una breve descrizione dei dispositivi sperimentali utilizzati e dei principali risultati ottenuti è svolta nei paragrafi 2.2 e 2.3.

2.2 Comportamento all'interfaccia armature-terreno

Il comportamento all'interfaccia armature-terreno è retto dai fenomeni di interazione elementari che si sviluppano in una sottile striscia di terreno adiacente alla superficie di contatto il cui spessore non supera 15-20 volte il diametro medio dei grani (Boulon, 1986).

Il caso più semplice è rappresentato dalle armature piane o tridimensionali lisce (cioè prive di elementi in rilievo) per le quali l'unico meccanismo di interazione è costituito dall'attrito laterale sulla superficie di contatto armatura-terreno. La determinazione delle tensioni tangenziali di attrito (τ) che si sviluppano sulla superficie di contatto presuppone la conoscenza del coefficiente di attrito all'interfaccia (f) o del corrispondente angolo di attrito (δ) legato ad esso dall'espressione:

$$f = \tan \delta \quad (2.1)$$

In alcuni casi si preferisce esprimere δ attraverso l'angolo di resistenza al taglio del terreno (φ')

δ angolo di attrito all'interfaccia



tramite il coefficiente di efficienza (μ) definito come (Juran et al., 1988):

$$\mu = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (2.2)$$

Pertanto:

$$f = \mu \tan \phi' \quad (2.3)$$

f e δ sono influenzati da numerosi fattori dipendenti sia dalle armature che dal terreno. Per quanto riguarda i primi rivestono una grande importanza il tipo e le caratteristiche costruttive delle armature (armature metalliche od in geosintetici, lisce o ad aderenza migliorata, geosintetici tessuti o non tessuti, etc.). Per quanto riguarda i secondi hanno un peso rilevante la natura e le proprietà fisiche e meccaniche del terreno con particolare riferimento a quelle caratteristiche che influenzano maggiormente il comportamento alla dilatanza dei terreni, quali granulometria, frantumabilità, stato di addensamento, etc., nonché altri parametri anch'essi in qualche misura connessi con la dilatanza, quali il livello delle tensioni normali efficaci e l'entità degli spostamenti relativi di scorrimento.

Nel caso delle inclusioni rigide un ruolo importante è esercitato anche dalle modalità di installazione delle armature nel terreno (ad es.: barre cementate in foro o barre infisse).

Molto più complesso è il caso costituito dalle strutture a maglia (reti metalliche e geogriglie) le quali, in virtù della presenza di elementi trasversali, mobilitano, in aggiunta all'attrito laterale sulle superfici lisce di contatto, anche la resistenza passiva del terreno contro gli elementi anzidetti e l'attrito di scorrimento tra il terreno imprigionato tra le maglie e quello circostante. Dal punto di vista applicativo (Jewell et al., 1984) il problema è riportato al caso precedente con l'introduzione di una tensione tangenziale di attrito equivalente (τ_{eq}) applicata sull'intera superficie della maglia in grado di tenere conto della resistenza allo scorrimento complessiva fornita da tutti i meccanismi anzidetti. Corrispondentemente sono definiti anche i relativi parametri f_{eq} , δ_{eq} , e μ_{eq} . In questo caso un ruolo preponderante è esercitato dal tipo e dalle caratteristiche costruttive delle reti (materiali, forma e dimensioni delle maglie, tipologie costruttive dei nodi, etc.), nonché dai parametri del terreno precedentemente elencati con particolare riferimento a quelli che maggiormente interagiscono con la struttura a maglie delle armature, quali la granulometria (soprattutto in relazione alle dimensioni delle maglie), lo stato di addensamento,

le caratteristiche di resistenza al taglio e di dilatanza. Si comprende che lo studio di questo tipo di rinforzi è reso complicato dall'elevato numero di fattori in gioco e dall'esigenza di dovere eseguire le prove su campioni di dimensioni rappresentative comprendenti un numero adeguato di maglie in scala reale.

Un caso intermedio è rappresentato dalle armature continue ad aderenza migliorata sia planari (geosintetici dotati di elementi in rilievo) che tridimensionali (barre e strisce con costolature). In questo caso i meccanismi di interazione sono l'attrito laterale sulle superfici lisce di contatto e la resistenza passiva del terreno contro gli elementi in rilievo anzidetti. In aggiunta ai fattori dipendenti dalle caratteristiche generali dei rinforzi (armature metalliche o in geosintetici, planari o tridimensionali, etc.) il loro comportamento risulta fortemente influenzato anche dalle caratteristiche specifiche degli elementi adoperati per migliorare l'aderenza (forma e dimensioni, interassi, deformabilità, etc.). Anche in questo caso si fa riferimento ad uno schema di armatura continua liscia con l'introduzione di parametri di attrito equivalenti.

Lo studio completo del comportamento all'interfaccia tra un'armatura ed il terreno comporta la definizione della curva tensione tangenziale di attrito (τ)-scorrimento relativo tra le superfici a contatto (μ). Per la sua determinazione sono adoperate sia le apparecchiature di taglio diretto opportunamente modificate che le apparecchiature di sfilamento ("pull-out tests") (fig. 2.2.1). Sono state anche eseguite prove nell'apparecchio di taglio semplice (Kishida e Uesugi, 1987) ed in quelle di taglio anulare (Yoshimi e Kishida, 1981), ma in genere si è trattato di isolate applicazioni a carattere di ricerca. Restando nell'ambito dei primi due tipi di apparecchiature, è importante fare osservare come quelle di sfilamento presentino il vantaggio di consentire l'esecuzione delle prove su campioni di dimensioni maggiori, ma hanno anche lo svantaggio di fornire una risposta integrata su tutta la lunghezza dell'armatura anziché puntuale. Inoltre i risultati ottenuti risultano legati alla lunghezza ed alla deformabilità longitudinale delle inclusioni. Conseguentemente la determinazione della curva $\tau = f(\mu)$ necessita di una procedura di interpretazione teorica dei dati sperimentali la quale non è necessaria con la prova di taglio diretto. D'altro canto però si deve tenere presente che esse rappresentano le uniche apparecchiature in grado di studiare armature tridimensionali (barre, profilati, armature ad aderenza migliorata, etc.) o con struttura a maglia in scala significativa.

Un problema comune a tutti i tipi di apparecchiature precedentemente menzionate è la presenza di fattori legati alle modalità esecutive delle prove quali il tipo e le dimensioni dell'apparecchiatura (effetto scala), la tecnica di preparazione di campioni, le condizioni al contorno imposte durante la prova, le procedure di prova (prove a controllo di carico o a controllo di deformazione, velocità di applicazione dei carichi, durata di applicazione dei gradini di carico, etc.). Il quadro sopra descritto è complicato dalla mancanza di una adeguata standardizzazione delle prove. Questo spiega la non sempre soddisfacente concordanza dei risultati e l'opportunità di fare ricorso a prove di sfilamento in sito su armature inserite all'interno di opere in scala reale (v. fig. 2.2.2).

Nel seguito è riportata una breve esposizione dei risultati di maggiore interesse ottenuti con particolare riferimento a quelli che intervengono in maniera più diretta nel comportamento delle opere in terreno rinforzato rimandando alla letteratura specifica per le informazioni di maggiore dettaglio.

La fig. 2.2.3 tratta da Schlosser e Guilloux, 1979 mostra l'andamento del coefficiente di attrito "mobilitato" in funzione dello spostamento relativo (Δl) tra l'armatura ed il terreno, determinato in prove di sfilamento in sito su strisce metalliche installate in sabbia. Per confronto sono mostrati anche il valore del coefficiente di attrito di picco ($\tan\psi$) ottenuto in prove di taglio diretto condotte a pressione verticale costante sulle stesse inclusioni e quello del coefficiente di attrito interno ($\tan\phi'$) relativo alla sola sabbia. Come si vede i risultati forniti dai due tipi di prove sono poco discosti tra loro alla bassa e media densità relativa mentre tendono a differenziarsi fortemente alla densità più elevata. In particolare, limitatamente a questo campo di densità, le prove di taglio diretto forniscono coefficienti di attrito dell'ordine di $0.5 \cdot \tan\phi'$ mentre le prove di sfilamento in sito danno valori notevolmente più elevati giustificando l'adozione del termine di coefficiente di attrito "apparente" (f^*). Questo comportamento tende ad accentuarsi alle basse pressioni verticali efficaci di confinamento nei confronti di quelle più alte come evidenziato dalla fig. 2.2.4 riportata da Schlosser e Guilloux (1979) la quale si riferisce alle armature di un muro in terra armata poste a diverse profondità (h) dalla sommità del rilevato. La figura mostra anche come questo andamento sia più accentuato per le armature ad aderenza migliorata rispetto a quelle lisce, evidenziando gli elevati valori di f^* ottenibili con le prime.

La fig. 2.2.5 tratta da Juran et al. (1988) indica un'analoga riduzione del coefficiente di attrito apparente con le pressioni verticali efficaci ottenute

da prove di sfilamento in sito su geogriglie installate in terreni granulari mentre la fig. 2.2.6 ricavata sempre da Juran et al. (1988) riporta risultati analoghi ottenuti da prove di sfilamento eseguite su geotessili e geomembrane. In particolare, con riferimento a quest'ultima figura, si evidenzia, anche per questo tipo di materiali, l'esistenza di significative differenze con le prove di taglio diretto.

Andamenti simili sono stati ottenuti con altri tipi di rinforzi planari sia metallici che geosintetici sperimentati dalla Ground Engineering Limited tramite prove di sfilamento in sabbia (v. fig. 2.2.7 ricavata da Ingold, 1982). La figura anzidetta consente anche di verificare il buon comportamento delle reti metalliche rispetto agli altri tipi di rinforzi utilizzati nella ricerca.

Fenomeni analoghi a quelli precedentemente descritti sono stati osservati anche su chiodi in scala modello assoggettati a prove di sfilamento in sabbia all'interno di una camera di calibrazione (v. fig. 2.2.8 tratta da PNC, 1991 la quale si riferisce a chiodi lisci). Si nota come la riduzione del coefficiente di attrito apparente con le pressioni efficaci si verifichi in maggior misura per la densità relativa più alta e le pressioni più basse.

Le evidenze sperimentali precedentemente descritte possono essere spiegate come una conseguenza della tendenza alla dilatanza manifestata dal terreno presente all'interno dell'interfaccia a seguito delle forti deformazioni di taglio concentrate in tale zona. Tale tendenza risulta tanto più accentuata quanto maggiore è lo stato di addensamento (o di consistenza) del terreno e minore la pressione normale efficace di confinamento (σ'_n). Se la tendenza all'aumento di volume è contrastata dalla presenza del terreno circostante ("dilatanza impedita") si produce un aumento localizzato delle pressioni normali efficaci (σ'_n^*) a cui fa seguito un corrispondente aumento delle tensioni tangenziali d'attrito sulla superficie di contatto (τ^*). Tale aumento viene di solito interpretato come una modifica del coefficiente di attrito all'interfaccia che passa dal valore nominale f a quello apparente f^* secondo l'uguaglianza:

$$\tau^* = f \cdot \sigma'_n{}^* = f^* \cdot \sigma'_n \quad (2.4)$$

Questo spiega gli elevati valori di f^* ottenuti a fronte di quelli "attesi" ricavati tramite prove di taglio diretto.

Nel caso di rinforzi tridimensionali (strisce e barre) la tendenza alla dilatanza riguarda zone di spessore limitato poste nell'immediata prossimità delle superfici di contatto. L'impedimento fornito dal terreno delle zone intermedie comprese tra i rinforzi determina un effetto arco a seguito del quale (v. fig. 2.2.9 riportata da Ministère des

Transports, 1979) si verifica un aumento delle pressioni verticali efficaci in corrispondenza delle inclusioni ed una riduzione di più modesta entità nelle zone centrali che assicura il mantenimento delle condizioni di equilibrio sul piano di posa A-A. Viceversa nel caso di rinforzi continui (teli, reti, etc.) la conservazione delle condizioni di equilibrio sul piano anzidetto si verifica a scapito di una disuniforme distribuzione delle pressioni verticali nel senso della direzione longitudinale dei rinforzi. Tenendo conto che, specie per rinforzi estensibili (v. fig. 2.2.10 tratta da Alimi et al., 1977) il maggior contributo alla resistenza di attrito proviene dalla parte di rinforzo situata in prossimità dell'estremità assoggettata al tiro, l'effetto complessivo corrisponde ad un aumento della forza di sfilamento.

L'incremento delle pressioni verticali efficaci provocato dalla dilatanza impedita è stato rilevato sperimentalmente sia in sito su alcuni tiranti passivi installati all'interno di un rilevato di prova (PNC, 1991) che in laboratorio attraverso prove di taglio diretto a rigidità verticale costante (Boulon, 1986) (v. fig. 2.2.11 riportata da Schlosser e De Buhan, 1990). Juran et al. (1988) menzionano anche le prove di sfilamento su geogriglie eseguite da Johnston (1985) con l'aggiunta di celle di pressione nel terreno in prossimità delle armature. Nel caso di tali prove vennero registrati incrementi ($\Delta\sigma_v$) delle pressioni verticali da 0.5 a 2 volte il valore nominale applicato.

L'approccio seguito da Boulon (1986) risulta particolarmente interessante perché giustifica le differenze che si riscontrano tra le prove di taglio diretto di tipo tradizionale (pressione verticale costante, nessun impedimento alla dilatanza; $k=0$ nella fig. 2.2.11 anzidetta) rispetto a quelle di sfilamento in sito (dilatanza impedita; aumento della pressione verticale; $k \neq 0$ nella fig. 2.2.11 già citata).

Effetti legati alle modalità di prova esistono anche per quanto riguarda le prove di sfilamento come dimostrato dalla fig. 2.2.12 tratta da Ingold, 1982 e dalla fig. 2.2.13 tratta da Alimi et al., 1977). Esse si riferiscono a prove eseguite su strisce metalliche in rilevati sperimentali in ghiaia sia compattati che non compattati. Si nota la marcata tendenza del coefficiente di attrito apparente ad aumentare con la lunghezza delle armature sino a valori di 4+5 m ed una qualche tendenza a diminuire con la larghezza delle strisce. I valori maggiori di f osservati nel caso dei terrapieni non compattati (fig. 2.2.13) sarebbero da addebitare, secondo gli autori, alle leggere ondulazioni delle superfici di posa. Altri effetti legati all'uso di apparecchiature di laboratorio per geogriglie, quali la ripetibilità, lo spessore del campione di terreno, la velocità di sfilamento, la

lunghezza del manicotto nella parte anteriore sono descritti da Ferrag et al. (1993).

L'importanza della deformabilità delle armature può essere rilevata dalla fig. 2.2.14 riportata da Juran et al., 1988. Essa mostra un confronto tra le curve forze-spostamenti ottenute da prove di sfilamento in sito eseguite su reti metalliche e geogriglie. Le curve sono state ricavate da misure eseguite sia sull'estremità frontale assoggettata al tiro che su quella opposta immersa nel terreno. Si vede come le due curve tendono ad essere coincidenti tra loro quando il rinforzo si comporta come un elemento inestensibile (reti metalliche) mentre esse si differenziano significativamente, tanto più quanto maggiori sono le deformazioni, quando il rinforzo si comporta come un elemento estensibile. A tale comportamento corrisponde un diverso andamento degli allungamenti nelle diverse sezioni dei rinforzi. Esso è all'incirca costante nel primo caso mentre è fortemente decrescente dall'estremità frontale a quella posteriore nel secondo caso.

Un altro aspetto di grande importanza è l'influenza esercitata dalla presenza di materiali fini nel terreno. Esso riveste un forte interesse applicativo per quelle situazioni nelle quali si abbiano delle difficoltà a reperire materiali di buona qualità da utilizzare per la costruzione dei terrapieni.

Le prove di taglio diretto eseguite su miscele sature di materiali granulari ed argilla in differenti proporzioni hanno evidenziato un rapido decadimento dell'angolo di resistenza al taglio della miscela rispetto a quello del solo materiale granulare per percentuali di argilla superiori a 20 + 25%.

I tentativi sinora eseguiti per migliorare il comportamento delle opere costruite con materiali fini facendo ricorso ad opportuni accorgimenti quali costruzioni lente, uso di rinforzi permeabili per accelerare la dissipazione delle pressioni interstiziali, interposizione di strati granulari, etc., non hanno risolto definitivamente il problema per l'eccessiva deformabilità manifestata dalle opere (Ingold, 1982).

2.3 Comportamento meccanico dei terreni rinforzati

2.3.1 Inclusioni flessibili

L'influenza esercitata dalle inclusioni flessibili sulle caratteristiche meccaniche dei terreni è stata studiata sia attraverso prove di taglio diretto che tramite prove triassiali.

La fig. 2.3.1 mostra le curve sforzi-deformazioni ottenute dalle prove di taglio diretto eseguite da Jewell e Wroth (1987) su una sabbia rinforzata con strisce di geosintetici di differenze rigidità longitudinale mentre le figg. 2.3.2a) e 2.3.2b) si riferiscono alle prove triassiali eseguite rispettivamente da Schlosser e Long (1972) con fogli di alluminio e da Chandrasekaran (1988) con geosintetici. Nella fig. 2.3.3 tratta da Jewell e Wroth (1987) è evidenziata l'influenza esercitata dall'inclinazione dei rinforzi più rigidi da essi sperimentati rispetto al piano di scorrimento nelle prove di taglio diretto da essi eseguite. A partire dalla posizione verticale si nota un aumento di efficacia sino a raggiungere una orientazione di massimo beneficio. Successivamente si ha una inversione di tendenza che raggiunge un minimo quando l'inclusione è orizzontale. In questa situazione l'effetto del rinforzo è praticamente nullo. Procedendo oltre in modo da disporre l'inclusione nella direzione delle sollecitazioni di compressione, l'effetto è peggiorativo.

Schlosser e De Buhan (1990) hanno messo in evidenza come la presenza delle tensioni tangenziali di attrito al contatto terreno-armatura porti ad una rotazione dei piani principali. Partendo dal concetto enunciato da Roscoe secondo il quale le linee di rottura in un materiale corrispondono a linee di estensione nulla ($\epsilon^0 = 0$), Bassett e Last (1978) hanno potuto dimostrare teoricamente che la direzione ottimale per le inclusioni inestensibili coincide con quella delle direzioni principali delle deformazioni indotte dalla stessa situazione di carico nel terreno non rinforzato.

Questo risultato è considerato da alcuni come il più importante contributo dato dall'analisi teorica al problema del rinforzo dei terreni.

Per quanto riguarda l'influenza della deformabilità longitudinale Schlosser e De Buhan (1990) hanno fatto osservare che mentre le inclusioni estensibili lasciano quasi inalterato il modulo di deformazione del terreno valutato per le piccole deformazioni ($\epsilon_a < 0.5\%$) (moduli "operativi"), quelle inestensibili lo influenzano significativamente facendolo aumentare (v. fig. 2.3.2a) e 2.3.2b))

Un'altra differenza che emerge dalle stesse figure riguarda l'entità delle deformazioni necessarie per mobilitare la resistenza di picco che è molto maggiore nel caso delle inclusioni estensibili rispetto a quelle inestensibili (ad es., nell'esperienza citata, 12% contro 4%). Questo ha un risvolto importante quando si debbano eseguire delle analisi di stabilità in terreni rinforzati con geosintetici perché significa che la resistenza del rinforzo non può essere mobilitata contemporaneamente a quella del terreno, ma solo a deformazioni molto più

grandi. Ne deriva che l'angolo di resistenza al taglio del terreno da usare nelle analisi di stabilità delle opere in terreno rinforzato con geosintetici dovrebbe essere l'angolo a volume costante (φ'_{cv}) anziché quello di picco (φ'_p).

Un modo più corretto per tenere conto del livello reale delle deformazioni in gioco è quello di fare riferimento a valori di resistenza al taglio del terreno legati all'entità delle deformazioni ammissibili nei rinforzi ("compatibilità con le deformazioni"). I corrispondenti parametri (angolo di resistenza al taglio apparente φ'_{app} e coesione apparente c'_{app}) "mobilitati" vengono allora determinati dalle curve τ , σ' tracciate per stessi valori della deformazione (curve di iso-deformazione) a partire dai dati di prove triassiali (o di taglio diretto) eseguite con differenti pressioni di confinamento. La fig. 2.3.4 tratta da Schlosser e De Buhan (1990) mostra la mobilitazione progressiva di φ'_{app} e c'_{app} al crescere delle deformazioni rispetto al loro valore ultimo corrispondente alla rottura di picco. Si osserva che mentre nel caso delle inclusioni inestensibili la mobilitazione della coesione è più rapida ($\epsilon = 2\%$) di quella dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ($\epsilon = 4-5\%$), il contrario avviene per le inclusioni estensibili ($\epsilon = 10-11\%$).

Il comportamento nei confronti della rottura di picco è mostrato nella fig. 2.3.5 tratta da Ingold (1982) la quale riporta l'involuppo di rottura di un terreno granulare rinforzato con armature flessibili. Si nota chiaramente l'esistenza di due zone. La prima, che si verifica alle basse pressioni di confinamento (σ'_3), è schematizzabile all'incirca con un tratto rettilineo passante per l'origine dotato di una pendenza superiore a quella dell'involuppo di rottura del terreno originario. La seconda, che si verifica alle pressioni di confinamento più elevate, è schematizzabile con un tratto rettilineo parallelo all'involuppo di rottura del terreno originario, ma traslato verso l'alto rispetto ad esso. I due tratti sarebbero indicativi di due differenti meccanismi di rottura. Il primo, che è caratteristico delle basse pressioni di confinamento, corrisponde alla perdita di aderenza tra armatura e terreno ("sfilamento") e può essere assimilato ad un comportamento puramente "attritivo" con un angolo di resistenza al taglio apparente superiore a quello del terreno non rinforzato. Il secondo, che prevale alle più alte pressioni di confinamento, corrisponde alla rottura a trazione delle armature e può essere assimilato ad un comportamento "coesivo-attritivo" nel quale l'angolo di resistenza al taglio apparente è pari a quello del terreno e la coesione apparente è dovuta all'inclusione. Il modo con il quale i due meccanismi anzidetti sono in grado di modificare le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno

originario dando luogo ai due tratti di fig. 2.3.5 può essere spiegato come descritto da Ingold (1982) per il caso delle inclusioni orizzontali o da Hausmann (1990) per quello delle inclusioni comunque inclinate. Con riferimento a questo ultimo studio il risultato più rilevante è rappresentato dall'esistenza di una marcata anisotropia della resistenza al taglio indotta dalle inclusioni (dipendenza dall'angolo di inclinazione β delle inclusioni rispetto alle tensioni principali). La fig. 2.3.6 ricavata da Hausmann (1990) evidenzia qualitativamente tale aspetto. Questo risultato, ottenibile anche con metodi di omogeneizzazione più complessi (De Buhan et al., 1989), può essere esteso all'intera curva sforzi-deformazioni del materiale rinforzato e costituisce uno dei principali ostacoli all'utilizzazione pratica dei modelli basati sul concetto di omogeneizzazione.

2.3.2 Inclusioni rigide

La fig. 2.3.8 riporta alcuni esempi di curve sforzi-deformazioni ottenute da Juran et al., (1981) con l'apparecchio di fig. 2.3.7 mentre la fig. 2.3.9 tratta da Jewell (1990) si riferisce a studi eseguiti in una scatola di taglio diretto da Pedley et al. (1990) nel corso dei quali fu investigato anche l'effetto dell'inclinazione delle barre. Curve simili sono state ottenute in sito con la disposizione sperimentale di fig. 2.3.10 (PNC, 1991). In particolare queste ultime avrebbero evidenziato, a fronte di resistenze al taglio significativamente differenti fra loro, valori del modulo di deformazione iniziale e della deformazione corrispondente alla rottura di picco all'incirca uguali per il terreno rinforzato e per quello non rinforzato. La circostanza sembra essere confermata anche dai risultati delle figg. 2.3.8 e 2.3.9 precedentemente citate.

Definendo, in maniera analoga a quanto già fatto per le inclusioni flessibili, una resistenza al taglio legata all'entità delle deformazioni, la mobilitazione dei corrispondenti parametri equivalenti c^* e φ^* con il livello delle deformazioni è mostrata nella fig. 2.3.11 tratta da Juran et al. (1981). Come si può vedere il valore "ultimo" di c^* risulta sensibilmente più elevato rispetto a quello (definito come "teorico") ottenuto dalla considerazione della resistenza al taglio delle barre sul piano di scorrimento:

$$c^* = \frac{\sum R_{ci}}{\sum S_i} \quad (2.5)$$

ove:

- R_{ci} resistenza a rottura per sollecitazioni di taglio della barra generica (i-esima)
- S_i area della sezione trasversale della barra generica.

Questo può essere spiegato con una modifica della distribuzione delle pressioni normali e tangenziali agenti nel terreno sul piano di scorrimento provocata dalla presenza delle barre. Studi ed elementi finiti eseguiti da Juran et al. (1981) hanno confermato qualitativamente questa ipotesi. Se invece si considera l'angolo di resistenza al taglio φ^* esso, in genere, risulta leggermente inferiore a quella del terreno non rinforzato (φ') (figg. 2.3.8 e 2.3.10 precedentemente citate).

L'influenza dell'inclinazione delle barre sulla resistenza al taglio del terreno rinforzato è stata studiata da Marchal (1984) con il dispositivo di fig. 2.3.12. La fig. 2.3.13 tratta da Marchal (1986) evidenzia un aumento progressivo della resistenza al taglio del materiale "composito" rispetto a quella del terreno originario al crescere dell'inclinazione delle barre a partire dalla posizione verticale. Tale aumento si verifica sino ad una orientazione ottimale dopo la quale si ha una inversione di tendenza. Risulta inoltre confermato che il beneficio della presenza delle barre si riduce sensibilmente quando le barre sono orientate nel senso delle sollecitazioni di compressione e che questo effetto può arrivare a provocare una perdita di resistenza rispetto al terreno originario nel caso delle barre più flessibili.

La fig. 2.3.14 tratta da Marchal (1986) consente infine di verificare come l'influenza delle barre nei confronti della deformazione di picco risulti poco significativa per le barre più rigide e fortemente dipendente dall'inclinazione per quelle più flessibili.

3. OPERE IN TERRENO RINFORZATO

3.1 Muri in terra armata

La terra armata fu introdotta dal francese Vidal nel 1963. Da allora la tecnica ha conosciuto un notevole sviluppo grazie anche ai risultati di numerose ricerche eseguite sia in Francia che in altri paesi (Shen et al., 1978, 1979; Schlosser, 1978; Lee, 1978; Ingold, 1982; Jaber e Mitchell, 1990; Laba e Kennedy, 1986; Bolton et al., 1978; Al-Hussaini e Perry, 1978; Juran, 1977; Schlosser e Long, 1974; Naresh et al., 1990) al punto che nel 1990 si contavano più di 10.000 opere costruite nel mondo, la maggior parte delle quali di tipo permanente (Hausmann, 1990).

La tecnica è impiegata per la costruzione di muri di sostegno, rilevati stradali e ferroviari, spalle di ponti, argini di contenimento, dighe, etc.. Le applicazioni più diffuse sono comunque quelle relative ai muri di sostegno. Ad essi è stata pertanto limitata l'esposizione riportata nel seguito. Va però fatto osservare che molti dei concetti sui quali si basa la loro analisi sono comuni anche agli altri tipi di opere.

La tecnica consiste nella realizzazione di un terrapieno compattato a parete verticale al cui interno sono inserite ad intervalli regolari strisce in acciaio galvanizzato ad aderenza migliorata disposte in successione regolare su piani orizzontali (v. fig. 3.1.1). Il terrapieno è delimitato da un paramento in pannelli prefabbricati in c.a., in genere di tipo cruciforme, i quali vengono montati in sovrapposizione l'uno sull'altro man mano che l'altezza del rilevato cresce. Sulla faccia posteriore i pannelli contengono delle piastre metalliche a mensola forate disposte orizzontalmente che servono per l'imbullonatura delle strisce di acciaio (v. fig. 3.1.2). Queste ultime vengono sistemate sul terrapieno una volta che la superficie di lavoro finita abbia raggiunto la quota delle piastre di collegamento impegnate a quell'altezza. Successivamente si procede alla posa di un nuovo strato di terreno costipato e così via.

Le ricerche eseguite e l'esperienza acquisita nel corso degli anni hanno portato in Francia alla definizione di raccomandazioni esecutive che riguardano sia le caratteristiche dei materiali da mettere in opera (terreni ed armature) che i criteri di calcolo ed i controlli da eseguire. Tali ricerche hanno anche riguardato il problema della corrosione delle armature che è stato risolto in maniera semplice imponendo l'adozione di un sovrasspessore sacrificale legato alla durata dell'opera ed alla sua collocazione (muri di terraferma o di sponda; a contatto con acqua dolce o marina; etc.). Un esempio dettagliato di tali raccomandazioni è riportato nella pubblicazione redatta a cura del Ministère des Transports francese (1979) riportata in bibliografia.

Recentemente la tecnica si è arricchita di nuove soluzioni che consentono un migliore inserimento ambientale delle opere quali la realizzazione di paramenti rinverdibili.

3.2 Muri in terra rinforzata con geosintetici

La tecnica del rinforzo con geosintetici (v. fig. 3.2.1) è concettualmente analoga a quella della terra armata salvo la sostituzione delle armature metalliche con reti continue di geosintetici di elevate caratteristiche meccaniche e resistenza allo

sfilamento (Ingold, 1982; Koerner, 1990; Jewell, 1996; Rimoldi, 1988; Rowe e Ho, 1992; Leschchinsky, 1992; Wu, 1992; Balzer et al., 1990; Knutson, 1990; Holtz, 1985; Murray, 1980; Jones, 1988; Tatsuoka, 1989, 1992a e b; Bathurst et al., 1988; Bonaparte et al., 1987; Juran e Christopher, 1989; Jones, 1985; Wichter et al., 1986; Thamm et al., 1991; Delmas et al., 1988; Broms, 1988). L'analogia riguarda anche l'aspetto costruttivo, a parte una maggiore varietà per quanto riguarda la tipologia di paramenti per i quali vengono utilizzati sia pannelli in c.a. modulari sovrapponibili che pannelli in c.a. continui in altezza, gabbionate, etc..

Il ricorso ai geosintetici consente di superare le preoccupazioni relative alla corrosione delle armature metalliche della terra armata, ma introduce problemi relativi al comportamento nel tempo dei materiali (creep, degradazione biologica, fenomeni di invecchiamento di natura chimica, etc.) (Rowe e Ho, 1992).

Tra i materiali maggiormente utilizzati molto diffuso è il ricorso alle geogriglie in HDPE costituite da maglie di forma allungata ottenute per trafilatura di fogli continui forati. Il buon comportamento allo sfilamento di queste ultime è dovuto alla collaborazione del terreno che si interpone nei vuoti delle maglie.

A confronto delle armature metalliche si hanno però valori più elevati di allungamento ed una tendenza al creep che cresce con il livello delle sollecitazioni applicate e risente in maniera significativa della temperatura. La preoccupazione per questo aspetto impone il ricorso ad una progettazione più attenta ai tassi di lavoro della armature e la previsione di controlli in fase di esercizio sulle opere realizzate.

Dal punto di vista costruttivo una soluzione interessante è costituita dall'uso di un paramento in geosintetico rivoltato, il quale consente oltre ad un risparmio economico anche un più agevole inerbimento delle pareti (v. fig. 3.2.2).

3.3 Pareti di scavo in terreni sciolti stabilizzate con la tecnica della chiodatura

La chiodatura dei terreni (v. fig. 3.3.1) è una tecnica di rinforzo adoperata in diversi paesi (Francia, Germania, USA, Giappone, etc.) per la stabilizzazione di pareti di scavo ("muri chiodati"), il consolidamento di scarpate artificiali e di pendii naturali nonché per il miglioramento dei terreni di fondazione (Cartier, 1986; Cartier e Gigan, 1983; Shen et al., 1981a e b; Goulesco, 1984; Juran et al., 1984; Gassler e Gudehus, 1983; Huang et al., 1990; Stocker et al., 1979; Gigan, 1986; Bridle e

Myles, 1991; Long et al., 1990; Powell e Watkins, 1990; Stocker e Riedinger, 1990; Thompson e Miller, 1990; Bruce e Jewell, 198, 1987; Schlosser et al, 1992; Jewell, 1990; Gassler, 1990; Hausmann, 1990; Juran et al., 1984; PNC, 1991; Schlosser et al, 1983) (v. fig. 3.3.1).

La tecnica è derivata dalla pratica dello scavo in galleria ["New Austrian Tunnelling Method" (Rabewicz, 1964-1965)] e consiste nell'installazione di barre metalliche (in genere è utilizzato acciaio duttile) all'interno del terreno la quale è effettuata sia tramite l'inserzione in un foro pre-eseguito (con successiva cementazione) che tramite l'infissione.

Nel caso della stabilizzazione delle pareti di scavo l'installazione procede per fasi successive come mostrato nella fig. 3.3.2. Alla fine di ciascuna fase di scavo le teste delle barre sono collegate ad una rete elettrosaldata protetta da un getto di spritz-beton. Il ricorso alla rete ha lo scopo di fornire un contributo stabilizzante provvisorio al tratto di parete appena eseguito prima dell'installazione delle barre mentre il rivestimento in spritz-beton ha una funzione protettiva nel tempo per l'intera parete. In alcuni casi l'intervento è completato dalla messa in opera di un secondo rivestimento a carattere puramente estetico.

Il primo muro realizzato con questa tecnica fu quello costruito dall'Impresa Bouygues et Soletanche a Versailles nel 1972 mentre la prima sperimentazione in scala reale è stata condotta in Germania nel 1979 (PNC, 1991). Da allora la tecnica ha conosciuto un discreto successo soprattutto in Francia ove secondo le informazioni fornite da Schlosser et al. (1992) nel solo 1989 erano stati costruiti circa 80.000 m² di pareti "chiodate". Tra le applicazioni di maggiore rilievo si ricordano i muri del sottopasso ferroviario del TGV Atlantique all'uscita di Parigi (40.000 m²) ed il muro sull'imbocco Sud del tunnel ferroviario di Dombes vicino a Lione (20 m di altezza). A parte alcune eccezioni, quali quelle sopra descritte, in generale si è trattato di opere provvisorie, sebbene a partire dal 1988-89 siano diventate sempre più numerose le applicazioni a carattere permanente.

Recentemente in Francia la tecnica è stata oggetto di un approfondito programma di ricerca nazionale (Project National Clouterre, 1986-1990) al termine del quale sono state emanate delle raccomandazioni riguardanti sia gli aspetti progettuali che esecutivi (PNC, 1991). Negli altri paesi pur non essendo mancate applicazioni di una certa importanza si può ritenere che lo sviluppo si trovi ancora in una fase iniziale.

Tra i principali problemi che ne hanno in qualche misura rallentato la diffusione vi sono la

preoccupazione per la corrosione delle barre ed il fatto di dover operare in differenti situazioni stratigrafiche anziché con un terreno uniforme e di buone caratteristiche meccaniche come nel caso delle altre due tecniche precedentemente descritte. Per quanto riguarda il primo aspetto il problema non è diverso da quello degli ancoraggi tradizionali e si può ritenere risolto con il ricorso a sistemi di protezione analoghi e quelli utilizzati in quel settore (PNC, 1991). Più fondata è invece la seconda preoccupazione specie in considerazione del non eccellente comportamento delle barre nei terreni coesivi teneri ed in presenza di acqua. Le due situazioni sopra descritte rappresentano in un certo qual senso un limite per l'utilizzazione della tecnica non tanto dal punto di vista della fattibilità quanto da quello della convenienza economica.

In altri casi la conoscenza dei dettagli stratigrafici risulta determinante ai fini di stabilire la corretta inclinazione da dare alle barre.

In diverse situazioni (ad es.: muro per lo scavo di fondazione dell'opera di Montpellier, 1985) la tecnica è stata adoperata accoppiandola a soluzioni tradizionali quali opere di sostegno "leggere", strutture di placcaggio con tiranti, etc.. Tenendo conto della notevole semplicità esecutiva della chiodatura, questo tipo di applicazioni si presenta di grande interesse per il consolidamento di opere già compromesse o delle quali si desidera migliorare la stabilità.

4. PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO DELLE OPERE IN TERRENO RINFORZATO

4.1 Mobilitazione delle forze di trazione nelle armature

Il funzionamento delle opere in terreno rinforzato precedentemente descritte è stato desunto dall'analisi di opere in vera grandezza opportunamente strumentate nonché da prove su modelli fisici in scala ridotta o riportati alla scala reale tramite l'amplificazione del campo gravitazionale in centrifuga. I risultati di tali osservazioni hanno evidenziato, al di là di alcune differenze precisate meglio nel seguito, una sostanziale analogia nel funzionamento interno che giustifica il ricorso a metodi di calcolo simili fra loro (Schlosser, 1983; Schlosser e De Buhan, 1990; Jewell, 1996; PNC, 1991). Le differenze precedentemente menzionate si riferiscono essenzialmente all'influenza delle modalità costruttive sullo sviluppo delle deformazioni orizzontali dei paramenti e sulla mobilitazione delle sollecitazioni di trazione massime nelle armature.

Questo è mostrato ad es. nella fig. 4.1.1 tratta da PNC; 1991 che fa riferimento al caso di un muro in terra armata e a quello di una parete chiodata.

Il diverso andamento degli spostamenti orizzontali dipende dal fatto che il muro in terra armata è costruito a partire dal basso mentre la parete chiodata è realizzata a partire dall'alto. Al procedere delle fasi costruttive si verifica un accumulo progressivo delle deformazioni orizzontali nelle zone già realizzate il quale, a completamento dell'opera, sarà più marcato in vicinanza della base per i muri in terra armata, più pronunziato in vicinanza della sommità per le pareti chiodate. In realtà la deformata della parete può essere in qualche misura difforme dagli schemi precedentemente descritti in relazione alla rigidità dei paramenti, alla deformabilità del terreno di fondazione, all'inclinazione ed alla distribuzione spaziale delle armature, etc..

Anche la messa in trazione delle armature segue una evoluzione analoga. Nel caso delle pareti in terreno chiodato la sollecitazione delle barre di un livello cresce al crescere della profondità raggiunta dallo scavo al di sotto del livello considerato; il gradiente di crescita tende però a smorzarsi con la profondità dello scavo per l'effetto di "schermatura" esercitato dagli allineamenti di barre già posti in opera al punto da potersi ritenere praticamente esaurito al completamento del 3° livello successivo a quello in esame (v. fig. 4.1.2 riportata da PNC, 1991). Questo dà luogo ad un andamento delle sollecitazioni di trazione finali nelle barre crescente con la profondità nella parte superiore e decrescente nella parte inferiore (v. fig. 4.1.3 tratta da Juran, 1991) ove S_H ed S_V rappresentano le spazature delle barre in direzione rispettivamente orizzontale e verticale e sono da considerare delle costanti.

Nel caso dei muri in terra armata (v. fig. 4.1.3) le armature mobilitate per prime sono quelle inferiori e l'entità delle sollecitazioni di trazione tende a crescere al procedere in altezza del rilevato; anche in questo caso si verifica una riduzione del gradiente di crescita all'aumentare dell'altezza del rilevato al di sopra della quota delle inclusioni considerate. A muro completato le sollecitazioni di trazione finali nelle armature manifestano un andamento crescente con la profondità il quale risulta più accentuato nella parte superiore e tendente a smorzarsi in quella inferiore. In questa zona è possibile avere anche una inversione del gradiente a seguito dell'effetto arco che si sviluppa tra la parte inferiore del muro ed il terreno di fondazione (Schlosser e De Buhan, 1990).

Le conclusioni sopra descritte si applicano anche ai muri in terra rinforzata con geosintetici come evidenziato dalla fig. 4.1.4 tratta da Rowe e Ho

(1992) nella quale sono riportati i dati relativi ad osservazioni eseguite su muri in terra rinforzata con armature di differente deformabilità longitudinale (georiglie, barre, strisce metalliche). Il confronto tra le curve riportate nelle figura sopra menzionata evidenzia anche come con l'utilizzazione di armature più flessibili (quali le georiglie) si ottenga nella metà inferiore del rilevato una distribuzione di sollecitazioni massime nelle armature più uniforme con la profondità.

In ogni caso va precisato che, analogamente a quanto già detto per gli spostamenti orizzontali del paramento, anche per quanto riguarda le forze di trazione nelle armature esistono importanti effetti legati all'interazione tra i diversi componenti dell'opera (inclusioni, paramento, fondazione) nonché all'inclinazione e distribuzione spaziale delle armature. A titolo di esempio nella fig. 4.1.5 tratta da Juran (1991) è mostrato l'effetto delle inclinazioni delle armature sulla distribuzione delle tensioni massime di due muri in scala modello, uno realizzato in terra armata e l'altro con la chiodatura. Come si vede, l'effetto è diverso per le due opere anche se, nel campo dei comuni valori di inclinazione adoperati nella pratica ($\beta = 0 \div 12^\circ$), non sembra esserci una influenza significativa.

Juran, 1991 ha anche analizzato l'effetto della rigidità flessionale delle barre di rinforzo sul comportamento di una parete chiodata. Lo studio eseguito su un muro in scala modello ha evidenziato un'influenza trascurabile sulle trazioni massime (T_{max}) mobilitate nelle armature; la circostanza è stata spiegata con il fatto che, in condizioni di esercizio, gli spostamenti del terreni all'interno dell'opera sono relativamente piccoli e così anche le sollecitazioni di taglio (N) mobilitate nelle armature ($N/T_{max} \approx 10\%$).

A fianco delle diversità precedentemente richiamate, che riflettono, sostanzialmente, l'influenza delle procedure costruttive sulla messa in trazione delle armature, esistono però anche analogie importanti che riguardano i meccanismi di mobilitazione delle sollecitazioni di trazione all'interno delle opere. Questi meccanismi possono essere brevemente descritti come segue.

Al procedere della costruzione si verifica, all'interno dell'ammasso rinforzato, la formazione di due zone ben distinte (v. fig. 4.1.6 tratta da Schlosser, 1983 e fig. 4.1.7 tratta da PNC, 1991, le quali si riferiscono rispettivamente ad un muro in terra armata e ad uno in terreno chiodato):

- 1) una zona cosiddetta "attiva", situata immediatamente a monte del paramento, dove il terreno compreso tra le inclusioni tende a muoversi verso di esso (come in un normale muro di sostegno a gravità) ma ne è trattenuto

dalle tensioni tangenziali di attrito che si sviluppano al contatto con le armature. La funzione statica del paramento viene di conseguenza ad essere quasi interamente svolta dalle inclusioni il che spiega la relativa leggerezza degli elementi di facciata adoperati.

Come reazione al contrasto da esse fornito, il terreno esercita sulle armature un'azione di trascinarsi che si traduce nell'applicazione di tensioni tangenziali di attrito dirette verso l'esterno e conseguentemente nella loro messa in trazione.

L'andamento delle forze di trazione nelle armature tende a crescere allontanandosi dal paramento verso l'interno del terrapieno sino a raggiungere un valore massimo (T_{max}) al limite posteriore della zona attiva (v. fig. 4.1.6 precedentemente citata). Questo risultato è di portata generale per qualunque tipo di opera in terreno rinforzato e può essere derivato con la semplice considerazione dell'equilibrio in direzione longitudinale di un elemento di inclusione come mostrato nella fig. 4.1.8 tratta da Alimi et al. (1977).

- b) Una zona cosiddetta "resistente" nella quale il terreno è sostanzialmente fermo mentre le armature sono sollecitate a sfilarsi per effetto delle forze di trazione dirette verso l'esterno a cui sono assoggettate nella zona attiva. Le tensioni tangenziali di attrito agenti sui tratti di armature compresi in tale zona sono dirette verso l'interno e questo dà luogo ad una distribuzione di sforzi normali decrescenti dal valore T_{max} presente sulla superficie di separazione tra le due zone a zero in corrispondenza dell'estremità posteriore (v. fig. 4.1.6 anzidetta).

L'andamento reale delle sollecitazioni di trazione T nelle armature in entrambe le zone è legata alla legge di variazione $\tau=f(x)$ delle tensioni tangenziali di attrito lungo l'asse longitudinale delle inclusioni e quest'ultima riflette sia la distribuzione delle pressioni verticali efficaci sul piano di installazione che quella del coefficiente di attrito.

Per quanto riguarda il primo aspetto l'assunzione di una pressione verticale costante è raramente idonea per la situazione reale di un terrapieno rinforzato dato che spesso sono presenti carichi verticali eccentrici sul piano superficiale o spinte orizzontali da tergo (ad es.: la spinta attiva dovuta alla parte di terrapieno non rinforzata). In tal caso la distribuzione reale delle pressioni verticali può assumere una forma simile a quella trapezoidale o anche pseudo-sinusoidale e la sua determinazione può essere fatta in maniera più adeguata con il

criterio proposto da Meyerhoff per le fondazioni superficiali assoggettate a carichi eccentrici.

Un altro motivo di deviazione dall'uniformità è dovuto alla redistribuzione degli sforzi nel blocco rinforzato causata dall'effetto arco tra la base ed il terreno di fondazione.

Dalle considerazioni fatte in precedenza risulta che il luogo geometrico delle forze di trazione massime nelle armature (T_{max}) coincide con il limite di separazione tra la zona attiva e la zona resistente e che la sua conoscenza è fondamentale per il dimensionamento delle opere.

Nel caso della terra armata la sua determinazione sperimentale è facilitata dalla possibilità di strumentare in maniera relativamente agevole ed affidabile le armature metalliche; qualche difficoltà maggiore sussiste per le pareti chiodate specie quando l'installazione delle barre è fatta per infissione; le difficoltà crescono invece notevolmente per le geogriglie (ed i geosintetici in generale) a causa della loro elevata deformabilità. Questo spiega il miglior livello di conoscenza acquisito nel campo della terra armata e della chiodatura dei terreni rispetto a quello della terra rinforzata con geosintetici e l'esistenza di più consolidati metodi di calcolo adottati per le prime due tecniche rispetto alla moltitudine di approcci suggeriti per l'ultima.

Le osservazioni sperimentali eseguite su opere in vera grandezza portate a rottura hanno consentito non solo di evidenziare l'andamento della curva delle trazioni massime in condizioni di esercizio, ma anche di valutarne l'evoluzione sino al momento della rottura. Il risultato emerso è che il luogo delle trazioni massime resta praticamente invariato man mano che l'opera si avvicina alle condizioni di rottura mentre crescono i valori delle sollecitazioni nelle singole barre (v. fig. 4.1.2 precedentemente citata). La rottura si manifesta con la comparsa di una superficie di scorrimento nell'ammasso rinforzato che è all'incirca coincidente con quella delle trazioni massime.

Le differenze tra le due superfici sono praticamente trascurabili nel caso della terra rinforzata con geosintetici e della terra armata, un po' più evidenti, ma pur sempre di modesto significato pratico, nel caso delle pareti chiodate (v. fig. 4.1.7 già menzionata).

La fig. 4.1.9 (tratta da Schlosser, 1978) mostra l'andamento delle curve delle trazioni massime osservate sperimentalmente su 5 muri in terra armata appositamente strumentati. Le curve sono in buon accordo sia con quelle ricavate per via teorica da Basset e Last (1978) tramite l'equiparazione delle linee di rottura a quelle di "estensione nulla" che per via numerica attraverso

gli elementi finiti e possono essere assimilate a spirali logaritmiche.

La fig. 4.1.10 tratta da Ministère des Transports (1979) mostra la schematizzazione proposta da Juran (1977), che costituisce la base del metodo di calcolo più diffuso dei muri in terra armata.

Andamenti simili, anch'essi approssimabili con spirali logaritmiche, sono stati osservati anche nel caso delle pareti chiodate (v. fig. 4.1.7) e in quello dei muri rinforzati con geosintetici (v. fig. 4.1.11 tratta da Rowe e Ho, 1992). Questi risultati non sono stati però utilizzati per la definizione di una geometria standard come nel caso dei muri in terra armata, ma solo come indicazioni per facilitare l'individuazione di plausibili superfici di scorrimento nelle analisi di stabilità.

Le forze di trazione massime nelle armature sono legate alla spinta orizzontale esercitata dal terreno contro la zona attiva; la loro determinazione sperimentale consente pertanto di ricavare l'andamento del coefficiente di spinta orizzontale del terreno (k) sul contorno di quest'ultima. Il metodo è schematizzato nella fig. 4.1.12 tratta da Ministère des Transports (1979) la quale si riferisce al caso di armature orizzontali. Esso consiste nell'assumere che la forza di trazione massima in una armatura sia in equilibrio con la spinta orizzontale efficace del terreno agente contro la sua area di competenza (A^*) essendo:

$$A^* = S_H \cdot S_V \quad (4.1)$$

Questo presuppone l'ipotesi che le tensioni tangenziali (τ) siano nulle sui piani orizzontali di simmetria dei tratti di terreno compresi tra due livelli di armature successivi. L'assunzione precedente è da ritenere semplificativa anche se non molto discosta dalla realtà.

Con riferimento alla fig. 4.1.12 si ricava:

$$T_{\max} = \sigma'_h \cdot S_H \cdot S_V = k \cdot \sigma'_v \cdot S_H \cdot S_V \quad (4.2)$$

donde:

$$k = \frac{T_{\max}}{\sigma'_v \cdot S_H \cdot S_V} \quad (4.3)$$

La fig. 4.1.13 tratta da Ministère des Transports (1979) evidenzia gli andamenti con la profondità dei valori di k ricavati su diversi muri in terra armata in condizioni di esercizio. Si nota una tendenza di k a restare prossimo al valore del coefficiente di spinta orizzontale a riposo del terreno (k_0) nella parte superiore dei muri ed una tendenza a diminuire con la profondità sino a raggiungere il valore del coefficiente di spinta attiva

(k_a) ad una quota corrispondente ad un approfondimento di circa 6 m rispetto al piano di sommità del muro. I valori di $k < k_a$ riscontrati al di sotto di tale quota sono da intendere come una conseguenza della riduzione delle pressioni verticali alla base dei muri causata dall'effetto arco che si sviluppa al contatto con il terreno di fondazione del paramento. Questo ha portato all'adozione di una legge di variazione semplificata con la profondità $k=f(z)$ evidenziata dalla fig. 4.1.14 tratta da Ministère des Transports (1979).

Andamenti di k qualitativamente analoghi a quelli rilevati nella terra armata sono stati osservati anche nel caso di muri rinforzati con altri tipi di inclusioni quali geosintetici, reti metalliche, barre (v. fig. 4.1.15 tratta da Schlosser e De Buhan, 1990).

Da un punto di vista quantitativo esiste però una marcata differenza tra i differenti tipi di armature che può essere spiegata come un effetto della loro deformabilità longitudinale sugli spostamenti laterali dell'opera. In relazione a questo aspetto la fig. 4.1.15 sopra citata mostra come il rinforzo con armature molto deformabili (quali i geotessili) porti il muro a lavorare in un campo di spostamenti per i quali si può ritenere valida la teoria di Coulomb-Rankine e quindi con un luogo delle trazioni massime simile alla superficie di scorrimento prevista da tale teoria ($k=k_a$ lungo tutta l'altezza).

Viceversa con inclusioni quasi inestensibili quali reti elettrosaldate, barre metalliche, etc., si ha un forte contenimento degli spostamenti laterali cui fanno riscontro valori di k/k_a ancora più elevati di quelli osservabili nella terra armata sino a profondità dell'ordine di 6 m.

Le geogriglie che sono quelle più comunemente adoperate per la costruzione dei muri rinforzati con geosintetici si pongono a metà strada tra le strisce metalliche ed i geotessili. Questo è vero anche per quanto riguarda l'andamento del luogo delle trazioni massime che nella parte superiore risulta più ripido di quello della teoria di Coulomb-Rankine ma meno ripido di quello riscontrato nella terra armata.

La conoscenza o l'assunzione a priori di una legge $k=f(z)$ del coefficiente di spinta del terreno con la profondità semplifica notevolmente il calcolo dei muri rinforzati perché consente di determinare in maniera agevole le forze di trazione massime nelle singole armature tramite l'espressione (4.2). In mancanza di esse, si è costretti a seguire un approccio più generale basato sull'analisi dell'equilibrio limite a rottura del cuneo di terreno potenzialmente instabile compreso nella zona attiva. Con tale approccio le forze di trazione nelle armature sono considerate delle forze esterne stabilizzanti il cui valore è determinato con i criteri descritti al par. 5.1.

Un altro metodo suggerito da Juran e Schlosser (1978) per il caso di armature quasi-inestensibili (terra armata e chiodatura) si basa sull'assunzione che la superficie di scorrimento sia costituita da una spirale logaritmica e valuta la legge di distribuzione delle reazioni del terreno (σ , τ) su tale superficie integrando le equazioni di Kötter. A questo punto il metodo si riconduce a quello precedentemente descritto in quanto la determinazione della forza di trazione agente nella generica armatura è fatto con la considerazione dell'equilibrio in direzione orizzontale del volume di terreno individuato nella fig. 4.1.12.

4.2 Mobilitazione delle tensioni tangenziali di attrito all'interfaccia

La forza di trazione massima agente nella sezione di separazione tra la zona attiva e quella resistente di una generica armatura opera come forza di sfilamento per il tratto di armatura immerso alla zona resistente. Diventa pertanto fondamentale verificare che il suo valore sia compatibile con la resistenza ultima allo sfilamento fornita dal tratto "ancorato" di armatura (T_{ult}). La valutazione di quest'ultima è fatta con l'espressione:

$$T_{ult} = \tau_{ult,m} \cdot L_p \cdot L_a \quad (4.4)$$

essendo:

- $\tau_{ult,m}$ tensione tangenziale ultima di attrito al contatto armatura-terreno (valore medio su tutta la lunghezza del tratto "ancorato" dell'armatura)
- L_p lunghezza del perimetro della sezione trasversale dell'armatura
- L_a lunghezza del tratto ancorato dell'armatura

Per la determinazione di $\tau_{ult,m}$ è richiesta la conoscenza del coefficiente di attrito ultimo medio armatura-terreno ($f^*_{ult,m}$) e quella della tensione verticale efficace media ($\sigma'_{v,m}$) agente lungo il tratto ancorato secondo l'espressione:

$$\tau_{ult,m} = f^*_{ult,m} \cdot \sigma'_{v,m} \quad (4.5)$$

Le numerose misure dirette effettuate in sito su opere in vera grandezza nel campo della terra armata hanno mostrato l'importanza del fenomeno della "dilatanza impedita" sul coefficiente di attrito armatura-terreno (Schlosser e Guilloux, 1979, 1981). Tale fenomeno si traduce in un aumento del coefficiente di attrito rispetto ai valori ottenibili in

prove di taglio diretto tradizionali, tanto più marcato quanto più pronunciate sono le caratteristiche di dilatanza dei terreni. Ne risulta una dipendenza dallo stato di addensamento del terreno e dal livello tensionale che è stata anche osservata sia nel campo della chiodatura dei terreni (Juran et al., 1988; PNC, 1991) che in quello più tradizionale dei tiranti. Esso è stato inoltre documentato anche per le geogriglie (Juran et al., 1988) (v. par 2.2).

La conseguenza più importante dal punto di vista progettuale è l'introduzione di un coefficiente di attrito apparente (f^*_{ult}) al posto di quello determinato con le normali prove di taglio diretto e la dipendenza di quest'ultimo non solo dalle caratteristiche del terreno ma anche dalla profondità del piano di installazione delle armature rispetto alla sommità dell'opera. La fig. 4.2.1 tratta da Schlosser e Guilloux (1979) mostra i valori di f^* rilevati su diversi muri sperimentali costruiti con differenti materiali.

Come si vede l'influenza della dilatanza risulta marcata sino ad una profondità di circa 6 metri dopo la quale essa diventa poco significativa. Essa è inoltre molto più pronunciata per le armature ad aderenza migliorata (A.M.) rispetto a quelle lisce.

Nel campo della terra armata ove in genere si opera con armature standardizzate A. M. e con materiali compresi in un ristretto campo granulometrico, è stato possibile definire una legge di variazione unica del coefficiente di attrito con la profondità $f^*_{ult,m} = f(z)$ la quale è mostrata nella fig. 4.2.2 desunta da Ministero des Transports (1979).

Secondo tale andamento l'effetto della dilatanza "impedita" si manterrebbe sino ad una profondità di 6 m dopo la quale l'angolo d'attrito all'interfaccia raggiungerebbe un valore minimo corrispondente a quello di resistenza al taglio del terreno (ϕ').

L'influenza delle caratteristiche del terreno si evidenzerebbe oltretutto attraverso il valore di ϕ' anche attraverso quello di f_0 per la cui determinazione è usata l'espressione:

$$f_0 = 1.2 + \log_{10} CU \quad (4.6)$$

essendo:

- CU coefficiente di uniformità del materiale
= D_{60}/D_{10} .

Nel campo della chiodatura dei terreni si preferisce fare osservare che la diminuzione di $f^*_{ult,m}$ con la profondità è compensata dall'aumento di σ'_v assumendo di conseguenza un valore di τ_{ult} = costante con la profondità (PNC, 1991). La determinazione di τ_{ult} viene eseguita utilizzando le correlazioni con la pressione limite ultima

pressiometrica (p_i) ricavata attraverso i risultati di oltre 450 prove di sfilamento su chiodi in differenti tipi di terreno (sabbia, ghiaia, argille, marne, rocce alterate) (v. Delmas et al., 1986; PNC, 1991). Questo approccio trova riscontro nelle misure dirette eseguite da Cartier e Gigan (1983) su una parete chiodata sperimentale nonché nei metodi di calcolo adoperati per la valutazione della portata laterale dei tiranti e dei micropali (Bustamante e Doix, 1985).

Il problema non sembra invece essere avvertito nel campo dei muri in terreno rinforzato con geogriglie ove si trovano riferimenti a valori di f_{ult} desunti da prove di taglio diretto o di sfilamento condotte a pressione verticale costante. Questa pratica risulta comunque conservativa, anche se dovrebbe esserne fatta una valutazione più approfondita.

Nei metodi di calcolo della stabilità delle opere rinforzate basati sulla assunzione di spostamenti ammissibili è importante la conoscenza degli allungamenti subiti dalle armature sia nella zona resistente che in quella attiva. In tal caso non è possibile prescindere dalla definizione di una legge di variazione della tensione tangenziale di attrito (τ) con gli scorrimenti relativi (u) tra armature e terreno.

Nel caso della chiodatura dei terreni ove questo approccio è utilizzato, la legge di mobilitazione dell'attrito laterale proposta è del tipo a bilatera (v. fig. 4.2.3a) (Frank e Zhao, 1982; Delmas et al., 1986) o trilatera (PNC, 1991). La dipendenza del tratto iniziale B_c è messa in relazione con il modulo pressiométrico del pressiométrico Menard (E_M) tramite la relazione (PNC, 1991):

$$B_c = \frac{E_M}{m \cdot R_0} \quad (4.7)$$

ove:

m coefficiente compreso tra 1 e 5, dipendente dal tipo di terreno
 R_0 raggio del chiodo

La distribuzione degli allungamenti unitari nei chiodi è valutata prendendo in conto l'equilibrio elastico del tratto generico dx in direzione longitudinale (v. fig. 4.2.4) la quale porta all'equazione (Frank e Zhao, 1982):

$$\frac{dT(x)}{dx} = -\pi D \tau(x) \quad (4.8)$$

essendo inoltre:

$$T(x) = EA \frac{du(x)}{dx} \quad (4.9)$$

$$\tau(x) = B_c u(x) \quad \text{per } u < u_s \quad (4.10)$$

$$\tau(x) = \tau_{ult} \quad \text{per } u \geq u_s \quad (4.11)$$

$$u_s = \frac{\tau_{ult}}{B_c} \quad (4.12)$$

Nelle espressioni precedenti i simboli hanno il seguente significato:

x ascissa corrente del chiodo
 D diametro del chiodo
 EA rigidità longitudinale del chiodo
 $T(x)$ forza di trazione nella sezione generica
 $\tau(x)$ tensione tangenziale di attrito nella sezione generica
 $u(x)$ spostamento relativo barra-terreno nella sezione generica

L'equazione è integrata considerando separatamente la zona attiva e quella resistente ed imponendo le condizioni di congruenza degli spostamenti assoluti dei due tratti di chiodo nella sezione di separazione. A questo proposito è da tener presente che, mentre nella zona resistente il terreno è fermo e gli spostamenti assoluti del chiodo $w(x)$ coincidono con quelli relativi, nella zona attiva si ha un movimento rigido del terreno solidale con il blocco instabile a cui corrisponde uno spostamento locale (δ), valutato nella sezione di intercettazione della barra, tangente alla superficie di scorrimento, come mostrato nella fig. 4.2.5. Di esso si tiene conto riscrivendo, nella zona attiva, le equazioni precedenti in termini di spostamenti assoluti $w(x)$, tramite la relazione $u(x) = w(x) - \delta_t$, avendo indicato con δ_t la componente di δ in direzione parallela all'asse del chiodo. Una volta nota la distribuzione delle τ lungo l'armatura le sollecitazioni di trazione $T(x)$ sono calcolate integrando l'equazione (4.8).

4.3 Mobilitazione delle sollecitazioni di flessione e taglio

L'aspetto più importante che differenzia la chiodatura dei terreni dalle altre due tecniche è la presenza di sollecitazioni di flessione e taglio nelle armature.

La fig. 4.1.7 precedentemente citata evidenzia il meccanismo attraverso il quale queste sollecitazioni si sviluppano nelle barre. In maniera schematica si

può pensare che la superficie di potenziale scorrimento divida la barra in due tratti, ciascuno dei quali si comporti come un palo caricato trasversalmente all'asse da una sollecitazione composita costituita da una forza di taglio (N), e da un momento flettente (M).

Se si fa l'ipotesi di un comportamento antisimmetrico dei due tratti di chiodo (v. fig. 4.3.1) si può ritenere $M = 0$ e le sollecitazioni si riducono alla forza di taglio N ed a quella di trazione T. In realtà questa circostanza non è rigorosamente verificata, come dimostrato dalla fig. 4.3.2 tratta da Gassler (1990) e quindi va vista come una semplificazione del problema anche se sufficientemente approssimata. La separazione dei chiodi in due tratti riflette anche un'altra importante differenza che riguarda il diverso comportamento del terreno nella zona attiva ed in quella resistente. Ed infatti, mentre nella zona resistente il terreno è fermo ed il tratto di barra immerso in essa può essere trattato con i criteri di calcolo tradizionalmente adoperati per i pali caricati trasversalmente all'asse, nella zona attiva il terreno è in movimento e la porzione di barra presente in essa si comporta come un palo in frana (Baguelin et al., 1976). Entrambi i problemi (Schlosser, 1983) possono essere risolti nell'ambito di una schematizzazione del terreno alla Winkler tramite l'equazione:

$$EJ \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + K_s \cdot D \cdot y = 0 \quad (4.13)$$

essendo

- y spostamento laterale del chiodo
- EJ rigidezza flessionale del chiodo
- K_s coefficiente di reazione laterale del terreno
- $E_s = K_s \cdot D$ modulo di reazione laterale del terreno
- $p = K_s \cdot y$ pressione di reazione laterale del terreno

Generalmente il calcolo in fase elastica viene perfezionato con la considerazione di una fase plastica del terreno. Si utilizza a questo scopo una legge di reazione laterale del tipo "a bilatera", quale quella schematizzata nella fig. 4.2.3b) (Delmas et al., 1986), oppure "a trilatera" (PNC, 1991).

Il modulo di reazione del terreno (E_s) è messo in relazione con il modulo pressiometrico di Menard (E_M) utilizzando le correlazioni fornite da Gambin (1979) oppure esprimendolo in funzione del modulo di Young del terreno (E) attraverso le indicazioni fornite da Baguelin et al. (1979) e Delmas et al.

(1986). Lo stesso criterio è seguito per quanto riguarda la pressione limite ultima p_{ult} che viene assunta pari alla pressione di "fluage" (p_f) del pressiometro Menard (Frank, 1984; Delmas et al., 1986).

La soluzione dell'equazione della linea elastica è eseguita considerando separatamente la zona attiva e quella resistente e legando tra loro le due soluzioni con l'imposizione della compatibilità degli spostamenti assoluti nella sezione di separazione. Per tener conto che nella zona attiva il terreno è in movimento, l'equazione della linea elastica del chiodo è riscritta in termini di spostamenti relativi barra-terreno ($y - \delta_n$), essendo δ_n lo spostamento rigido del blocco instabile di terreno nella direzione perpendicolare al chiodo valutato nella sezione in cui la superficie di scorrimento intercetta la barra considerata (v. fig. 4.2.4 precedentemente citata).

Il metodo consente anche di tenere conto delle diverse possibili condizioni al contorno del chiodo in corrispondenza del paramento (estremità libera o solidale).

L'integrazione dell'equazione della linea elastica fornisce anche la distribuzione delle pressioni laterali $p(x)$ lungo l'asse del chiodo. Si ha, in tal modo, la possibilità di verificare che l'estensione della zona plastica del terreno ($p > p_{ult}$) sia sufficientemente contenuta in modo da evitare il pericolo di un effetto "sezionatura" del terreno da parte del chiodo, simile a quello che si verifica nel taglio di un materiale tenero con un utensile a filo.

Il metodo consente anche di pervenire alla determinazione della distribuzione degli sforzi di taglio (N) del momento flettente (M) nelle varie sezioni del chiodo che si aggiungono agli sforzi normali di trazione (T) ricavati con l'analisi di stabilità (v. par. 5.1).

4.4 Meccanismi di collasso

I meccanismi di collasso delle opere in terreno rinforzato sono stati analizzati sia attraverso l'osservazione di casi di rottura verificatisi su opere già realizzate (vedasi ad. es.: Mckittrich, 1978; Leonards et al., 1994) che attraverso i risultati di studi eseguiti su opere in scala modello (vedasi ad es.: Stocker et al., 1979; Ingold, 1982; Gudheuss e Gassler, 1983; PNC, 1991; Rowe e Ho, 1992; Tatsuoka, 1992).

Sulla base di essi sono stati individuati per le opere in esame due tipi di stabilità: una "esterna" che coinvolge i meccanismi di rottura considerati nelle analisi di stabilità convenzionali dei muri di sostegno, l'altra "interna" che coinvolge i fenomeni di interazione armatura-terreno e la resistenza strutturale delle inclusioni. Appartengono alla prima

categoria (v. fig. 4.4.1 tratta da Hausmann, 1990) le rotture per ribaltamento, scivolamento, capacità portante, collasso globale. Tutti questi meccanismi rientrano fra le tipologie di rottura possibili per i muri in terra armata e quelli rinforzati con geosintetici, mentre solo l'ultimo è presente nel caso delle pareti chiodate. Per quanto riguarda la stabilità interna il caso più generale è rappresentato dai muri chiodati per i quali la rottura può prodursi per effetto dei seguenti meccanismi:

- a) sfilamento delle barre dalla zona resistente
- b) plasticizzazione laterale del terreno
- c) rottura delle barre sotto l'azione combinata delle sollecitazioni di sforzo normale, taglio, momento flettente.

Nel caso dei muri in terra armata e di quelli rinforzati con geosintetici i meccanismi anzidetti si riducono al solo sfilamento ed alla rottura delle armature per trazione.

Per quanto riguarda la mobilitazione delle sollecitazioni nei chiodi gli studi eseguiti (Schlosser, 1983; Blondeau et al., 1984; Marchal, 1984) hanno mostrato che la rottura tende in genere a prodursi o nella sezione di intersezione con la superficie di scorrimento (ove si ha $N=N_{\max}$ e $M=0$; sollecitazione combinata di sforzo normale e taglio) o in una sezione poco discosta da essa (ove si ha $M=M_{\max}$ e $N=0$; sollecitazione combinata di sforzo normale e momento flettente). Tenendo presente che i chiodi sono deliberatamente realizzati con materiale duttili (acciai dolci o semi-duri), la rottura nelle due sezioni di momento flettente massimo (una nella zona attiva ed una nella zona resistente) corrisponde alla formazione di due cerniere plastiche a seguito della quale può poi prodursi una rottura per trazione e taglio.

Diventa interessante per questi tipi di inclusioni definire un criterio di rottura generalizzato che comprenda tutti i meccanismi di collasso che intervengono nella definizione della stabilità interna delle opere. Il principio consiste: a) nel combinare tra loro le curve rappresentative dei criteri di rottura dei singoli meccanismi di interazione espressi attraverso le stesse componenti di sollecitazione scelte fra quelle più significative per l'insieme dei fenomeni; b) nel definire, nel piano di rappresentazione di queste ultime, una curva-inviluppo che separi una zona di stabilità (dominio interno) da una di instabilità (dominio esterno). Il metodo è detto "regola del multicriterio" ed è stato diffusamente descritto da Schlosser (1983), Blondeau et al. (1984) e PNC (1991).

Nel caso dei muri chiodati come sollecitazioni di riferimento sono scelte lo sforzo normale (T o T_n) e quello di taglio (N o T_c) nella sezione di intersezione

con la superficie di scorrimento (ove è $M=0$). La fig. 4.4.2 tratta da PNC, 1991 mostra l'insieme delle curve rappresentative che definiscono i singoli criteri di rottura nel piano T_n, T_c relativo alla sezione anzidetta, e la curva di involuppo assunta. L'andamento delle singole curve è definito dalle seguenti equazioni:

- 1) perdita di aderenza terreno-armatura

$$\tau_{\max} = \tau_{\text{ult},m} \quad (4.14)$$

dall'equilibrio allo sfilamento del tratto di chiodo (L_r) posto nella zona resistente

$$\tau_{\max} = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot L_r} \quad (4.15)$$

Si ricava

$$T_n = \tau_{\text{ult},m} \cdot \pi \cdot D \cdot L_r \quad [\text{criterio C.1}] \quad (4.16)$$

- 2) plasticizzazione laterale del terreno

$$p_{\max} = p_{\text{ult}} \quad (4.17)$$

dalla risoluzione dell'equazione della linea elastica del chiodo

$$p_{\max} = \frac{2T_c}{D \cdot l_0} \quad (4.18)$$

Si ricava

$$T_c = p_{\text{ult}} D \frac{l_0}{2} \quad [\text{criterio C.2}] \quad (4.19)$$

essendo l_0 la lunghezza caratteristica del chiodo

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{E_s}} \quad (4.20)$$

- 3) rottura del chiodo per trazione e taglio; criterio di rottura generale nella forma proposta da Anthoine (1987):

$$\left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 + \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (4.21)$$

essendo

R_n sforzo normale massimo a rottura del chiodo

R_c sforzo di taglio massimo a rottura del chiodo

M_0 momento flettente massimo a rottura del chiodo

Per $M=0$ (sezione di trazione e taglio massimi)

$$\left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 + \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 = \quad [\text{criterio C.3}] \quad (4.22)$$

Generalmente si prende $R_c = R_n/2$.

4) Dal criterio di rottura generale del chiodo precedentemente citato con $T_c=0$ (sezione di momento massimo M) si ricava:

$$M = M_0 \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 \right] \quad (4.23)$$

essendo

M momento flettente massimo nel chiodo.

Ipotizzando la formazione di cerniere plastiche nei punti di momento massimo A e A' (v. fig. 4.4.3 tratta da PNC, 1991) ed il raggiungimento della $p=p_{ult}$ nella sezione di intersezione con la superficie di scorrimento (punto O) si ottiene per lo sforzo di taglio (T_c) nella sezione anzidetta (PNC, 1991):

$$T_c = a \frac{M_0}{l_0} \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 \right] + b p_{ult} D l_0 \quad [\text{criterio C.4}] \quad (4.24)$$

ove

$a = \text{costante} \cong 1.62$

$b = \text{costante} \cong 0.24$

La curva-inviluppo che definisce la "regola del multicriterio" è costituita dai tratti evidenziati in grassetto nella fig. 4.4.2a). Applicando ad essa il principio di normalità (principio del massimo lavoro)

nei confronti degli spostamenti $\vec{\delta}$ dei chiodi solidali con il movimento rigido del blocco di terreno instabile, è possibile pervenire alla determinazione degli sforzi normali (T_n) e di taglio (T_c) esistenti nella sezione di intersezione con la superficie di

scorrimento. Il metodo (che è schematizzato nella fig. 4.4.2b)) consiste nel disporre il diagramma che riporta la curva del multicriterio con l'asse delle ascisse (T_n) parallelo all'asse dell'inclusione e nel tracciare al suo interno una retta passante per

l'origine parallela al vettore spostamento $\vec{\delta}$. Per tentativi si individua una retta perpendicolare alla precedente che sia tangente alla curva-inviluppo. Lo stato di sollecitazione nella barra risulta definito dalle coordinate del punto di tangenza (P).

5. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

5.1 Analisi di stabilità in condizioni limiti di rottura

I metodi maggiormente utilizzati per il dimensionamento delle opere in terreno rinforzato sono quelli basati sull'assunzione di condizioni limiti di rottura che si producono nelle opere in conseguenza della perdita di aderenza delle armature al contatto con il terreno o di una loro rottura strutturale. Il calcolo consiste in una analisi di stabilità globale eseguita con il metodo dell'equilibrio limite nel corso della quale viene analizzato l'equilibrio di un blocco potenzialmente instabile assoggettato, oltreché alle normali azioni prese in conto nel caso dei terreni non rinforzati (peso proprio, reazioni normali e tangenziali a rottura del terreno sul piano di scorrimento), anche alle sollecitazioni di trazione, taglio e momento flettente (T , N , M) agenti nelle armature in corrispondenza delle sezioni di intersezione con la superficie di scorrimento (v. fig. 5.1.1).

L'applicazione del metodo è semplice nel caso dei muri in terra armata e di quelli rinforzati con geosintetici ove le sollecitazioni nei rinforzi si riducono solo alle forze di trazione e queste sono, per di più, tutte tra loro parallele. Per queste opere il metodo consiste nel ricercare per tentativi una distribuzione ottimale delle armature nel pendio (interassi S_v ed S_H , lunghezze di ancoraggio L_r , resistenze a trazione R_n) alla quale corrisponde un prefissato valore del coefficiente di sicurezza (F) nei confronti della rottura del terreno.

Il metodo è stato adoperato prendendo in conto superfici di scorrimento di diversa forma [superficie piana (Lee et al., 1973; Murray, 1980); spirale logaritmica (Juran e Schlosser, 1978); parabola (Shen et al., 1978); bilatera (Gassler, 1988; Jewell et al. 1984-1996)]. Nel caso della superficie a bilatera che corrisponde alla considerazione di due blocchi instabili adiacenti, la soluzione comporta

una assunzione circa le forze scambiate tra i blocchi.

La principale limitazione dei metodi di calcolo precedentemente descritti è che essi non consentono di valutare le singole forze nelle armature ma solo la forza di trazione complessiva (ΣT) in grado di assicurare l'equilibrio del blocco instabile con il prefissato valore di F . Un modo per superare il problema è quello di fare riferimento ad una plausibile legge di variazione delle forze di trazione nelle armature con la profondità. Solitamente (Ingold, 1982) viene assunta una legge di variazione lineare ed in tal caso, numerando da 0 a n (a partire dall'alto) i diversi strati della armature, la forza di trazione nello strato i -esimo, risulta

$$T_i = \frac{i}{n+1} \frac{2}{H} S_v \Sigma T \quad (5.1)$$

essendo:

- H altezza del muro
 S_v interasse verticale assunto uguale per tutti gli strati
 ΣT forza di trazione totale

La legge di variazione anzidetta è una semplificazione che si può ritenere valida per superfici di scorrimento piane per le quali l'andamento delle tensioni orizzontali del terreno sul piano di scorrimento segue la legge di Rankine. In realtà le superfici di scorrimento osservate sperimentalmente hanno un andamento più prossimo a quello di una spirale logaritmica (v. figg. 4.1.9 e 4.1.11 precedentemente citate). Conseguentemente anche la distribuzione delle forze di trazione nelle armature segue una legge di variazione più complessa (v. fig. 5.1.2 tratta da Schlosser, 1983). Nel par. 4.1. si è già accennato alle difficoltà di pervenire ad una valutazione rigorosa dello stato tensionale del terreno sulla superficie di scorrimento. Come già detto a suo tempo, un criterio in grado di risolvere il problema è quello proposto da Juran e Schlosser (1978) il quale consiste nel determinare la distribuzione delle tensioni di reazione del terreno sulla superficie di scorrimento tramite la integrazione delle equazioni di Kötter, che definiscono l'esistenza di un equilibrio plastico lungo di essa.

La forza di trazione in ciascuna armatura viene poi calcolata con il metodo descritto nel par. 4.1 e schematizzato nella fig. 4.1.12. Il confronto con i dati sperimentali evidenzia un andamento qualitativamente soddisfacente, come mostrato nella fig. 5.1.2(b).

Il metodo è stato recentemente adattato anche al caso della chiodatura dei terreni (Beech e Juran, 1984).

La conoscenza delle forze di trazione nelle singole armature consente di valutare i coefficienti di sicurezza nei confronti sia dello sfilamento (F_{sf}) che della loro rottura strutturale (F_r) e di confrontarli con i valori di progetto assunti.

Nel caso dei muri in terra rinforzata con i geosintetici la maggiore deformabilità longitudinale delle armature polimeriche determina, in prossimità della superficie di scivolamento, una riorientazione delle armature nella direzione della tangente alla superficie stessa (v. fig. 5.1.3 tratta da Juran et al., 1990). Questa riorientazione ha un effetto stabilizzante che alcuni autori hanno cercato di valutare facendo delle assunzioni sulla deformata delle armature in prossimità della superficie di scorrimento (Gourc et al., 1986; Juran et al., 1990; Yoshioka et al., 1990) e disponendo le forze di trazione parallelamente alle loro direzioni. Questi metodi ("metodi degli spostamenti") vanno considerati, però, ancora a livello di tentativi.

5.1.1 Il programma di calcolo TALREN

Un approccio che è spesso seguito nelle analisi di stabilità delle opere rinforzate è quello di ammettere l'esistenza di condizioni limiti ultime in ciascuna delle armature. Questo tipo di analisi viene condotto assumendo che le armature siano assoggettate a forze di trazione corrispondenti ai loro valori "ultimi" divisi per un prefissato valore del coefficiente di sicurezza. Come forza limite ultima viene assunta la minore tra quella relativa allo sfilamento e quella relativa alla rottura strutturale. Il coefficiente di sicurezza è in genere assunto uguale per tutte le armature ma, mentre in alcuni metodi si prende in conto un valore unico coincidente con quello del terreno (F), in altri si introducono valori differenziati a seconda del meccanismo di rottura considerato. L'analisi procede per tentativi sino alla individuazione di una superficie di scorrimento critica in corrispondenza della quale viene raggiunto il valore minimo del coefficiente di sicurezza F_0 . Nel caso in cui questo valore sia molto discosto da quello assunto per il dimensionamento (F), si opera sulla geometria e sulla disposizione delle armature sino al raggiungimento del valore prefissato.

L'applicazione del metodo è relativamente semplice per i muri in terra armata e per quelli rinforzati con geosintetici mentre va incontro a complicazioni nel caso delle pareti chiodate. La prima di esse è dovuta alla presenza, nella sezione della barra intercettata dalla superficie di scivolamento, di una sollecitazione composta

costituita da una forza di taglio (N) e da una di trazione (T) (il momento flettente viene in genere trascurato). L'altra riguarda la definizione dello stato limite ultimo delle armature dato che, a differenza della terra armata e dei muri rinforzati con geosintetici (ove esso era legato ai soli problemi dello sfaldamento e della rottura per trazione), in questo caso si deve tenere conto anche della plasticizzazione per spinta passiva del terreno e della rottura per sollecitazioni composite (trazione e taglio, momento e trazione). Il problema è superato con l'applicazione della "regola del multicriterio" descritta al par. 4.4. Questa regola consente di ricavare i valori ultimi della forza di trazione e di quella di taglio agenti in ciascun chiodo nella sezione di intersezione con la superficie di scorrimento relativi al meccanismo di rottura più critico considerato. Ai valori così ricavati sono applicati coefficienti di sicurezza parziali differenziati per le due componenti della resistenza del terreno (coesione ed angolo di attrito) e per i singoli meccanismi di rottura della barra (PNC, 1991). Limitandosi al caso delle combinazioni di carico fondamentali, PNC (1991) fornisce i seguenti valori dei coefficienti di sicurezza parziali:

angolo di resistenza al taglio del terreno ($\tan\phi'$):

$$F(\tan\phi') = 1.2 \div 1.3$$

coesione drenata (c'): $F(c') = 1.5 \div 1.65$

resistenza al taglio non drenata (c_u): $F(c_u) = 1.3 \div 1.4$

limite elastico dell'acciaio (σ_e): $F(\sigma_e) = 1.15$
regolamento francese

tensione tangenziale ultima di attrito (τ_{ult}):

$$F(\tau_{ult}) = \begin{cases} \text{da prove:} & 1.4 \div 1.5 \\ \text{da correlazioni:} & 1.8 \div 1.9 \end{cases}$$

pressione limite pressiometrica (p_l): $F(p_l) = 1.9 \div 2$

modulo pressiometrico (E_M): $F(E_M) = 1$

Da notare che PNC, 1991 indica anche un coefficiente di sicurezza relativo al metodo dell'equilibrio limite (F_m) utilizzato pari a $F_m = 1.125$ per le combinazioni di carico fondamentali. Viceversa Blondeau et al. (1984) fanno riferimento a coefficienti di sicurezza parziali limitati alla resistenza del terreno, all'aderenza delle armature ed alla loro resistenza a trazione ed introducono un coefficiente di sicurezza globale (F) compreso tra 1.3 e 1.5, a seconda che si tratti di opere provvisorie o definitive.

L'approccio precedentemente descritto è utilizzato in uno dei programmi di calcolo più

accreditati per il dimensionamento delle opere in terreno rinforzato di qualunque tipo (programma TALREN; Blondeau et al., 1984; PNC, 1991). Il programma consente di eseguire le analisi di stabilità con numerosi metodi dell'equilibrio limite, [Fellenius, Bishop semplificato, Corps of Engineers, metodo delle perturbazioni (v. par. successivo)] e di prendere in conto sia le azioni statiche che quelle sismiche e differenti condizioni idrauliche.

5.1.2 Il programma di calcolo PROSPER

Le analisi di stabilità precedentemente descritte, che si basano sull'assunzione di una mobilitazione contemporanea delle sollecitazioni a rottura in tutte le armature, descrivono adeguatamente la situazione dell'opera in una fase avanzata del collasso mentre in realtà l'interesse maggiore dovrebbe essere rivolto all'istante di innesco dei fenomeni di rottura ("rottura incipiente"). In queste condizioni la ripartizione delle sollecitazioni tra le armature non è uniforme ma riproduce in qualche misura la situazione esistente in condizioni di esercizio.

Questo modo di procedere è alla base dei metodi di calcolo cosiddetti "ibridi" (o "agli spostamenti") in quanto accoppiano la considerazione di uno stato limite ultimo del terreno con quello di una risposta elastica delle armature.

Il calcolo consiste ancora in una valutazione della stabilità globale del cuneo di terreno potenzialmente instabile condotta con il metodo dell'equilibrio limite globale e con l'assunzione di un coefficiente di sicurezza globale (F), però le forze stabilizzanti applicate dalle armature sono ricavate con un'analisi elastica agli spostamenti. Prima di essere introdotte nell'analisi di stabilità le sollecitazioni nelle inclusioni così ricavate sono confrontate con i valori ultimi relativi ai meccanismi di "rottura" locali precedentemente descritti, verificando che in nessuna di esse siano raggiunti coefficienti di sicurezza inferiori a quelli prefissati.

L'approccio anzidetto è adoperato nel programma di calcolo PROSPER messo a punto presso il Laboratoire Central des Ponts et Chaussées per il dimensionamento delle pareti chiodate (Delmas et al., 1986; Gigan e Delmas, 1987, Delmas et al., 1991). Il programma assume la presenza di una superficie di scorrimento di forma qualsiasi ed ipotizza che il cuneo di terreno instabile subisca uno spostamento rigido di insieme cinematicamente compatibile con essa. Tale spostamento viene scelto in modo da risultare compreso all'interno dei valori ammissibili che garantiscono l'integrità e la funzionalità dell'opera.

A seguito di esso si producono nel terreno spostamenti locali δ_i noti in corrispondenza dei punti di intersezione con le singole barre. Ciascuno spostamento δ_i è scomposto nelle due componenti, rispettivamente parallela all'asse originario dell'armatura (δ_e) e perpendicolare ad essa (δ_n) (v. fig. 4.2.5 precedentemente citata). La fase successiva consiste nella determinazione dello stato tensionale e deformativo delle armature per effetto degli spostamenti δ_n e δ_e imposti ai due tratti di chiodo separati dalla superficie di scorrimento. Questo è ottenuto integrando separatamente nelle due zone l'equazione della linea elastica e quella che definisce il comportamento allo sfilamento ed imponendo le relative condizioni al contorno. Queste ultime comprendono anche differenti modalità di collegamento delle teste delle barre al paramento. La prima fase si conclude con la verifica della stabilità "locale" delle barre nei confronti dei meccanismi di rottura precedentemente descritti.

In particolare le verifiche strutturali nei confronti delle sollecitazioni composite di sforzo normale e taglio (nella sezione di intercettazione della superficie di scorrimento) e di momento flettente e sforzo normale (nella sezione di momento flettente massimo) sono condotte con la regola del multicriterio e con riferimento ad un coefficiente di sicurezza applicato al limite elastico dell'acciaio, pari a 1.15 (regolamento francese).

La verifica nei confronti della plasticizzazione laterale del terreno è invece eseguita imponendo un coefficiente di sicurezza (F_p) sul valore della pressione ultima (p_{ult}) pari a 2, salvo una limitata porzione della barra ($L \leq 0.5m$) in prossimità della superficie di scorrimento ove si ritiene possibile avere $F_p < 2$.

Infine per la verifica allo sfilamento è assunto sul valore di τ_{ult} un coefficiente di sicurezza $F_{sf} = 2$.

Le sollecitazioni elastiche N_i , T_i e M_i ricavate nella fase precedente in corrispondenza della sezione intercettata dalla superficie di scorrimento sono applicate al cuneo di terreno instabile di cui si valuta la stabilità globale con un metodo dell'equilibrio limite (metodo delle "perturbazioni") messo a punto da Raulin et al. (1974). A questo scopo è assunto un coefficiente di sicurezza globale pari a $F = 1.5$ quando i parametri di resistenza del terreno sono ricavati da prove di laboratorio, $F = 1.2$ quando essi sono ricavati da back-analysis di opere in scala reale. Il calcolo è ripetuto per diverse superfici di scivolamento sino alla individuazione della superficie "critica" a cui corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza (F_0). Se tale valore è molto discosto da F si modifica la geometria dell'intervento sino all'ottenimento della

prefissata combinazione di coefficienti di sicurezza interni ed esterni.

Un approccio analogo a quello precedentemente descritto è stato recentemente proposto anche per il dimensionamento di muri in terra rinforzata con geosintetici ("metodo degli spostamenti", precedentemente menzionato; v. par. 5.1). In questo caso però, a causa della maggiore deformabilità longitudinale delle armature, per definire le direzioni delle forze di trazione, diventa importante fare delle ipotesi in merito alla configurazione deformata da esse assunta in prossimità della superficie di rottura. Questo introduce una complicazione di non poco conto. Va però detto che i tentativi fatti sinora si sono rivelati promettenti anche se necessitano di ulteriori conferme.

5.2 Analisi di stabilità in condizioni limiti di esercizio

Un miglioramento rispetto ai metodi precedenti può essere ottenuto se l'equilibrio del terreno compreso nella zona attiva è analizzato con riferimento alle reali spinte esercitate su di esso lungo la superficie di separazione in condizioni di esercizio. Questo criterio presuppone, però, la disponibilità di una numerosa serie di dati sperimentali relativi ad opere in vera grandezza ed appartenenti inoltre ad un'ampia casistica di condizioni di funzionamento (altezza dei muri, lunghezza delle armature, interassi, carichi di superficie, etc.). L'acquisizione di tali dati è abbastanza agevole per la terra armata perché le strisce metalliche si prestano bene (o comunque in maniera sufficientemente affidabile) ad essere strumentate con estensimetri elettrici ("strain gauges"). Inoltre per questa tecnica si può contare anche su un più lungo periodo di utilizzazione e conseguentemente di osservazioni.

5.2.1 Il metodo di calcolo del regolamento francese per la terra armata

Le considerazioni precedenti sono alla base del metodo di calcolo adottato dal Ministero des Transports francese (1979) nelle raccomandazioni emanate per il dimensionamento dei muri in terra armata. Il metodo si basa sull'assunzione di una legge di variazione schematica del coefficiente di spinta orizzontale del terreno (k) con la profondità coincidente con quella riportata nella fig. 4.1.10 precedentemente citata. Tale legge, come già detto, è di natura puramente empirica, essendo ricavata dai dati sperimentali di fig. 4.1.13 rilevati

su opere funzionanti in condizioni di esercizio. Inoltre, nel metodo in esame, è adottato anche un andamento schematico del coefficiente di attrito ultimo allo sfilamento delle strisce metalliche (f) rappresentato in fig. 4.2.3 che sintetizza anch'esso i risultati di una numerosa serie di prove di estrazione eseguite su opere in scala reale mostrati nella fig. 4.2.2.

Il dimensionamento delle armature avviene in due fasi: nella prima si calcola la forza di trazione nelle armature in condizioni di esercizio con il criterio schematizzato nella fig. 4.1.12. La tensione orizzontale σ'_h è valutata con l'espressione

$$\sigma'_h = k \sigma'_v \quad (5.2)$$

Successivamente si esegue la verifica delle armature sia nei confronti dello sfilamento che della rottura strutturale, facendo riferimento a due coefficienti di sicurezza F_{sf} ed F_{rot} applicati rispettivamente uno alla tensione tangenziale ultima di attrito (τ_{ult}) ed uno alla resistenza a rottura dei rinforzi (σ_R), assunti come segue:

$$F_{sf} = \begin{cases} 1.35 & \text{per opere ordinarie} \\ 1.5 & \text{per opere impor tanti} \\ & \text{od in condizioni sfavorevoli} \end{cases}$$

$$F_{rot} = \begin{cases} 1.5 & \text{per opere ordinarie} \\ 1.65 & \text{per opere impor tanti} \\ & \text{od in condizioni sfavorevoli} \end{cases}$$

Il metodo prevede anche un dimensionamento delle armature nei confronti della corrosione il quale è eseguito maggiorando lo spessore teorico ("nominale") di progetto di un sovrasspessore sacrificale (Δs) determinato in funzione della durata prevista per l'opera e delle condizioni ambientali di funzionamento. Il calcolo è completato con le verifiche dei chiodi di collegamento delle armature al paramento e dei pannelli del paramento. Per quanto riguarda queste due ultime verifiche si assume che in corrispondenza della sezione di "attacco" al paramento le armature siano sollecitate da una forza di trazione T_o pari a $0.75 T_{max}$.

Essendo basato su osservazioni dirette del comportamento di opere reali, il metodo è da considerare fra i più affidabili nell'ambito di quelli proposti per i diversi tipi di opere in terreno rinforzato. Purtroppo la sua estensione al caso dei muri rinforzati con geosintetici si scontra con la difficoltà di strumentare in maniera diretta i geosintetici e con la minore affidabilità degli altri

tipi di strumentazione (ad esempio celle di pressione).

5.3 Il metodo di JEWELL (1984)

La mancanza, nel campo delle opere rinforzate con geosintetici, di una adeguata base sperimentale ha spostato l'attenzione verso la ricerca di soluzioni teoriche al punto che nel 1992 Rowe e Ho avevano individuato ben 12 metodi di dimensionamento proposti, la maggior parte dei quali basati sul criterio dell'equilibrio limite globale.

Il confronto con le osservazioni eseguite in quattro casi reali ben documentati ha portato i due autori anzidetti alla conclusione che i metodi maggiormente affidabili erano quelli proposti da Jewell (1987) e da Bonaparte et al. (1987). Nel seguito è riportata una breve descrizione degli aspetti generali del metodo di Jewell (1987) così come descritti in un lavoro precedente dello stesso autore (Jewell et al., 1984). La scelta di limitare l'esposizione a tale metodo è dovuta al fatto che sono stati introdotti alcuni criteri di verifica che non hanno riscontro in nessuno di quelli precedentemente descritti.

Il metodo si basa sulla considerazione di una superficie di scorrimento costituita da una bilatera (v. fig. 5.3.1) definita dalle coordinate (x, y) del punto di spigolo tra i due tratti e dalle loro inclinazioni (θ_1 e θ_2) rispetto all'orizzontale. Il blocco di terreno instabile è pensato assoggettato al peso proprio ed ad una forza orizzontale (ΣT) dovuta alle reazioni di tutti i rinforzi. La stabilità del blocco è analizzata con riferimento ad un coefficiente di sicurezza globale F applicato alla resistenza al taglio del terreno sulla superficie di scorrimento. L'analisi è condotta con il metodo dell'equilibrio limite globale iterando sia sulla posizione del punto di spigolo che sulla inclinazione dei due angoli θ_1 e θ_2 sino ad ottenere il massimo valore della forza ΣT . Eguagliando la forza anzidetta alla spinta orizzontale complessiva del terreno contro la superficie di scorrimento ed ipotizzando per quest'ultima una distribuzione triangolare con la profondità, se ne ricava un valore del coefficiente di spinta orizzontale k pari a

$$k = \frac{2(\Sigma T)}{\gamma H^2} \quad (5.3)$$

ove

H altezza del muro o della scarpata

I valori ottenuti sono sintetizzati in abachi del tipo di quello mostrato nella fig. 5.3.5a).

Per brevità, sebbene il metodo consenta di prendere in conto terreni dotati sia di coesione (c') che di angolo di attrito interno (ϕ') e anche la presenza di una falda (u), nell'abaco precedente ed in quelli che seguono si farà riferimento solo al caso $c' = 0$ e $u = 0$.

Il metodo prosegue fornendo criteri per la scelta della lunghezza ottimale delle armature e della loro spaziatura, nell'ipotesi che venga adottata una soluzione basata su una lunghezza costante per tutti i rinforzi. Tale soluzione è stata scelta perché, a seguito delle analisi eseguite, è risultata essere la più conveniente.

I criteri consistono in altrettante verifiche di stabilità nei confronti delle seguenti situazioni (v. fig. 5.3.2):

- a) insufficiente lunghezza delle armature nella zona superiore. A questo proposito va tenuto presente che il superamento della resistenza allo sfilamento negli strati di rinforzi superiori provoca un aggravio delle condizioni di funzionamento degli strati sottostanti ("overstressing")
- b) scivolamento del terreno al contatto con uno strato di armature
- c) perdita di contatto alla base del blocco rinforzato a seguito delle spinte orizzontali da tergo. La verifica richiede che non si produca l'annullamento delle tensioni verticali efficaci nel punto più lontano della base

Per quanto riguarda la prima verifica le analisi sono condotte assumendo cautelativamente un valore di angolo di attrito all'interfaccia (δ) pari a:

$$\delta = 0.5 \phi'$$

Le analisi eseguite hanno mostrato che la stabilità locale degli strati di rinforzi nei confronti di eventuali "overstressings" è convenientemente assicurata se la lunghezza dei rinforzi è scelta in modo da contenere in tutti i suoi punti la superficie di scorrimento critica. Questo risultato è sintetizzato nella fig. 5.3.4a) tratta da Jewell et al. (1984).

La seconda verifica è eseguita assumendo un angolo di attrito armatura-terreno diverso dal precedente per tenere conto del diverso meccanismo di interazione all'interfaccia coinvolto:

$$\delta = 0.8 \phi'$$

A questo proposito si fa osservare che mentre nel caso (a) il meccanismo di interazione corrisponde ad uno sfilamento, nel caso (b) si verifica uno scorrimento piano terreno / armature / terreno come mostrato nella fig. 5.3.3.

Le analisi hanno evidenziato che ai fini di questa seconda verifica la situazione peggiore si verifica nello strato di rinforzi posto in prossimità della base ed i conseguenti valori di lunghezza delle armature in grado di assicurare la stabilità sono sintetizzati nella fig. 5.3.3b).

Per quanto riguarda l'ultima verifica essa è condotta assumendo che il terreno non rinforzato presente a tergo del terrapieno rinforzato eserciti su quest'ultimo una spinta orizzontale pari a ΣT applicata ad un terzo dell'altezza del muro rispetto alla base. I corrispondenti valori di lunghezza ottenuti sono sintetizzati nella fig. 5.3.3c).

Gli abachi ricavati dalle tre verifiche precedentemente descritte sono stati combinati tra loro in modo da averne uno solo conclusivo il quale è mostrato nella fig. 5.3.5b).

6. CONCLUSIONI

Il rinforzo dei terreni tramite inclusioni (sia rigide che flessibili) è una tecnica che ha conosciuto negli ultimi decenni un notevole sviluppo grazie alla introduzione, avvenuta nel 1963, dei muri in terra armata e, più di recente, al crescente interesse per i muri in terra rinforzata con geosintetici e per l'utilizzazione della chiodatura anche nel campo dei terreni sciolti.

Lo studio di tali opere richiede una approfondita conoscenza dei meccanismi di interazione elementare che si sviluppano al contatto tra il terreno e le inclusioni. Per evitare l'introduzione di indesiderati effetti dovuti alle modalità di prova è importante che lo studio di tali fenomeni venga eseguita il più possibile su opere in scala reale, anziché in laboratorio.

I risultati di numerose esperienze eseguite in sito hanno evidenziato alcuni aspetti molto importanti relativi al comportamento delle opere rinforzate che sono serviti per la messa a punto dei metodi di dimensionamento maggiormente utilizzati nella pratica. In generale si tratta di metodi basati sull'analisi di stabilità allo stato limite ultimo delle opere completata da verifiche locali riguardanti lo sfilamento ed il superamento della resistenza strutturale nelle armature.

Il più lungo periodo di utilizzazione della terra armata e le minori difficoltà che si incontrano nella strumentazione delle strisce metalliche rispetto agli altri tipi di rinforzi hanno consentito, per questa tecnica, la messa a punto anche di un metodo di

dimensionamento basato sul comportamento osservato in condizioni di esercizio. Tale metodo, che è adottato dal Ministère des Transport francese (1979) può essere considerato fra i più affidabili nell'ambito di quelli proposti in questo settore. Il metodo è inserito all'interno di una serie molto dettagliata di raccomandazioni riguardanti gli aspetti esecutivi, la scelta dei materiali, i controlli, etc.

Recentemente, sempre in Francia, a completamento di un lungo ed articolato programma di ricerca a carattere nazionale sulla chiodatura dei terreni (Progetto Clouterre; PNC, 1991) sono state emanate analoghe raccomandazioni anche per questa tecnica. All'interno di queste ultime è stata codificata l'utilizzazione del programma TALREN, il quale era stato messo a punto da Blondeau et al. (1984) per la risoluzione di svariati problemi applicativi riguardanti sia opere su terreno rinforzato che non rinforzato.

Viceversa nel campo dei muri in terra rinforzata con geosintetici si è ancora alla ricerca di metodi sufficientemente convalidati, anche se alcune esperienze più recenti hanno fornito delle indicazioni di preferenza per il metodo di Jewell (1987) e per quello di Bonaparte et al. (1987).

Nel testo è riportata una breve presentazione dei criteri generali che sono alla base del primo.

BIBLIOGRAFIA

- Al-Hussaini M. e Perry E.B. (1978). "Field Experiment of Reinforced Earth Wall". ASCE Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh.
- Alimi I., Bacot J., Lareal P., Long N.T. e Schlosser F. (1977). "Adherence between soil and reinforcement in situ and in the laboratory". Proc. IXth ICSMFE, vol. 1, pp. 11-14.
- Anthoine A. (1987). "Stabilité d'une fouille renforcée par clouage". Proc. 4th Franco-Polish Conf., Applications of Soil Mechanics, Grenoble, France.
- Baguelin F., Frank R. e Guégan Y. (1976). "Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites". Bull. liaison Labo. P. et Ch., 84, Juil.-Aout, pp. 113-120.
- Baguelin F., Carayannacou-Trézos S.C., Frank R. (1979). "Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels". Bull. liaison Labo. P. et Ch., 104, Nov.-Déc., pp. 33-47.
- Balzer E., Delmas P., Matichard Y. e Thamm B.R. (1990). "Geotextile reinforced abutment: full scale test and theory". Proc. Int. Conf. on Performance of reinforced soil structures BGS - Glasgow - Ed. Thomas Telford - London, pp. 47-52.
- Bassett R.H. e Last H.C. (1978). "Reinforced Earth below footings and embankments". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp. 222-231.
- Bathurst R.J., Benjamin D.J. e Jarret R.M. (1988). "Laboratory study of geogrid reinforced soil walls". Proc. of Symp. of Geosynthetics for Soil Improvement, Geotechnical Division, SPT 18: pp. 178-192.
- Beech J. e Juran I. (1984). "Theoretical analysis of the behaviour of nailed soil retaining structures". Proc. Int. Colloq. in Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, pp. 301-7.
- Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A. e Schlosser F. (1984). "Talren: Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée". Proc. Int. Conf. In Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, pp. 219-224.
- Bolton M.D., Choudhury S.P. e Pang P.L.R. (1978). "Reinforced Earth Walls: a Centrifugal Model Study". ASCE Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh.
- Bonaparte R., Holtz R.D. e Giroud J.P. (1987). "Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids". Geotextile Testing and the Design Engineer, ASTM STO 952, pp. 69-116.
- Boulon M., Plytas C. e Foray P. (1986). "Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage". Revue Française de Géotechnique, Vol. 2, pp. 31-48.
- Bridle R. e Miles B. (1991). "A machine for soil nailing - Process and Design". Civil Eng. European Course on Soil Reinforcement, Comet Programme, Paris.
- Broms B.B. (1988). "Fabric reinforced retaining walls". International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement - Fukuoka, Japan, © 1988 Balkema, Rotterdam.
- Bruce D.A. e Jewell R.A. (1986). "Soil nailing: Application and practice - Part 1". Ground Engineering, Vol. 20, n. 1, pp. 10-15.
- Bruce D.A. e Jewell R.A. (1987). "Soil nailing: Application and practice - Part 2". Ground Engineering, Vol. 20, n. 1, pp. 21-33.
- Bustamante M. e Doix B. (1985). "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. liaison Labo. P. et Ch., 140, Nov. Déc., pp. 75-92.
- Cartier G. e Gigan J.P. (1983). "Experiments and observations on soil nailing structures". Proc. VIII European Conf. Soil Mechs and Fndn Engng, Helsinki, pp. 473-76.
- Cartier G. (1986). "La stabilisation des pentes instables par clouage". Bull. liaison Labo. P. et Ch., 141, Janv.-Févr., pp. 45-56.

- Chandrasekaran B. (1988). "An experimental evaluation of fabric strength properties and behaviour of fabric reinforced soil". Master of Engineering Thesis, National University of Singapore.
- De Buhan P., Mangiavacchi R., Nova R., Pellegrini G. e Salencon J. (1989). "Yield design of reinforced earth walls by a homogenization method". *Géotechnique*, 39(2), pp. 189-201.
- Delmas P., Gourc J.P., Bilvet J.C. e Matichard Y. (1988). "Geotextile-reinforced retaining structures: A few instrumented examples". Proc. Int. Geotech. Symp. on Theory and Practice on Earth Reinforcement, IS Kyushu, Balkema, pp. 511-516.
- Delmas P., Berche J.C., Cartier G. e Abdelhedi A. (1986). "Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes: programme Prosper". Bulletin de Liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées n. 141, Jan.-Fév..
- Delmas P., Berche J.C., Cartier G. e Abdelhedi A. (1991). "A new design procedure for the nailing of slopes: the Prosper program". Contractor report 274 - Transport and road Research laboratory - Dept. of Transport - UK.
- Farrag K., Acar Y.B. e Juran I. (1993). "Pull-out resistance of geogrids reinforcements". *Geotextiles and Geomembranes* n. 12, pp. 133-159.
- Frank R., Zhao S.R. (1982). "Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins". Bull. liaison Labo. P. et Ch., 119, Mai-Juin, pp. 17-24.
- Frank R. (1984). "Etude Théorique de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques (1972-1983)". Rapport de recherche LPC n. 128 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Gambin M. (1979). "Calculation of Foundation Subjected to Horizontal Forces Using Pressuremeter Data". *Sol Soils* n. 30/31.
- Gassler G. e Gudehus G. (1981). "Soil-Nailing - Some Soil Mechanical Aspects of in situ Reinforced Earth". Proc., 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 665-670.
- Gassler G. e Gudehus G. (1983). "Soil-Nailing. Statistical Design". Proc. 8th ECSMFE, Helsinki (2), pp. 401-494.
- Gassler G. (1988). "Soil-nailing - Theoretical basis and practical design". Proc. Int. Geot. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan, pp. 283-288. A.A. Balkema.
- Gassler G. (1990). "In-situ techniques of reinforced soil". S-O-A- Report, Performance of Reinforced Soil Structures, McGown et al. (ed.), Thomas Telford, pp. 185-196.
- Gassler G. (1990). "Discussion on papers in session n. 3". Proc. Int. Conf. on Performance of reinforced soil structures. BGS - Glasgow. Ed. Thomas Telford - London, pp. 283-284.
- Gigan J.P. (1986). "Application du clouage en soutènement: paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages". Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées n. 143, Mai-Juin.
- Gigan J.P. e Delmas P. (1987). "Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués. Etude comparative des différentes méthodes de calcul". Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées n. 147.
- Goulesco M. (1984). "Evolution de la Technique de la Hurlinoise". Proc. Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement. Paris, October, pp. 341-345.
- Gourc J.P., Ratel A. e Delmas P. (1986). "Design of fabric retaining walls: The displacement method". Proc., 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vol. 2, Vienna, Austria, pp. 289-294 e 1067-1072.
- Hausmann M.R. (1990). "Engineering principles of ground modification". Book. Ed. McGraw Hill.
- Holtz R.D. (1985). "Soil Reinforcement using Geofabric". Proc. 3rd Int. Seminar on Soil Improvement, Singapore, pp. 55-74.
- Huang C.C., Tatsuoka F. e Sato Y. (1991). "Reinforcing a sand slope supporting a footing using steel bars". Performance of Reinforced Soil Structures, McGown et al. (ed.), Thomas Telford, pp. 323-328.
- Ingold T.S. (1982). "Reinforced Earth". Book. Ed. Thomas Telford - London.
- Jewell R.A., Milligan G.W.E., Sarsby R.W. e DuBois D.D. (1984). "Interactions Between Soil and Geogrids". Proc. from the Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering. Thomas Telford, pp. 18-30.
- Jewell R.A., Paine N. e Woods R.I. (1984). "Design methods for steep reinforced embankments". Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Thomas Telford, London, pp. 70-81.
- Jewell R.A. (1987). "Reinforced soil wall analysis and behaviour". Application of polymeric reinforcement in soil retaining structures. NATO ASI Series E: Applied Science - Vol. 147, Kluwer: pp. 365-408. (da Rowe e Ho, 1992)
- Jewell R.A. e Wroth C.P. (1987). "Direct shear tests on reinforced sand". *Géotechnique*, Vol. 37. n. 1, pp. 53-68.

- Jewell R.A. (1990). "Review of Theoretical Models for Soil Nailing". Proc. Int. Conf. on Performance of reinforced soil structures. British Geotechnical Society Glasgow. Ed. Thomas Telford.
- Jewell R.A. (1996). "Soil Reinforcement with Geotextiles". Published by CIRIA.
- Johnston R.S. (1985). "Pull-Out Testing of Tensar Geogrids". Thesis presented to the University of California, at David, California, in partial fulfillment of the requirement for the degree of Master of Science in Civil Engineering.
- Juran I. (1977). "Dimensionnement interne des ouvrages in Terre Armée". Thesis for Doctorate of Engineering, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. (da Schlosser e De Buhan, 1990)
- Juran I. e Schlosser F. (1978). "Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures". Proc. Symp. Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, pp. 528-555.
- Juran I., Schlosser F., Louis C., Kernoa M. e Eckmann B. (1981). "Le renforcement des sols par barres passives". Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechs. and Found. Engng., Stockholm, pp. 713-716.
- Juran I., Beech J. e Delaure E. (1984). "Experimental Study of the Behaviour of Nailed Soil Retaining Structures on Reduced Scale Models". Int. Symp. on In-Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, France.
- Juran I., Knochenmus G., Acar Y.B. e 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 No. 18, pp. 92-111.
- Juran I. e Christopher B. (1989). "Laboratory model study on geosynthetic reinforced soil retaining walls". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n. 7: pp. 905-926.
- Juran I., Baudrand G., Farras K. e Elias V. (1990). "Design of soil nailed retaining structures". Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE - Spec. Publ. n. 25.
- Juran I., Baudrand G., Khalid F. e Elias V. (1990). "Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures". Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE, 116(1), pp. 54-72.
- Juran I., Ider H. e Farrag K. (1990). "Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil walls". Journ. of Geot. Eng. ASCE, Vol. 116. (2), pp. 312-327.
- Juran I. (1991). "Nailed-Soil Retaining structures: Design and Practice". A Collection of papers on soil nailing design and applications. Deep Foundation Insitute Sparta, USA, pp. 65-89.
- Kishida H. e Uesugi M. (1987). "Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus". Geotechnique, Vol. 37, no. 1, pp.45-52.
- Knutson A.F. (1992). "Reinforced soil retaining structures. Norwegian experiences". Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Hoedt (ed.) © Balkema, Rotterdam, pp. 87-91.
- Koerner R.M. (1990). "Designing with Geosynthetics". 2nd edn., Prentice-Hall, New Jersey.
- Laba J.T. e Kennedy J.B. (1986). "Reinforced earth retaining wall analysis and design". Canadian Geotechnical Journal 23, pp. 317-326.
- Lee K.L., Adams B. e Vagneron J. (1973). "Reinforced earth retaining walls". Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 99, pp. 745-764.
- Lee K.L. (1978). "Mechanisms, Analysis and Design of Reinforced Earth, State of the Art Report". ASCE Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh.
- Leonards G.A., Frost D. e Bray D. (1994). "Collapse of Geogrid-reinforced retaining structure". ASCE Journ. of performance on constructed facilities, vol. 8, n. 4, pp. 274-292.
- Leshchinsky D. (1992). "Issues in Geosynthetic-Reinforced Soil". Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice - Kyushu 92 - Fukuoka, Japan, pp. 117-143.
- Long J.H., Sieczkowski W.F., Chow E. e Cording E.J. (1990). "Stability analyses for soil nailed walls". Proc. ASCE Conference Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication n. 25, pp. 676-91.
- Marchal J. (1984). "Renforcement des sols par clouage - Etude experimentale en laboratoire". Proc. Int. Conf. on in-situ soil and rock reinforcement, Paris, pp. 275-278.
- Marchal J. (1986). "Clouage des sols - Etude experimentale en laboratoire de l'interaction sol-slou". Bull. liaison Labo. P. et Ch., N. 143, pp. 41-49.
- McKittrick D.P. (1978). "Reinforced earth - application of theory and research to practice". Proc. Symp. Soil Reinforcing and Stabilising Techniques, Sidney, NSWIT/NSW Univ. (separate volume).

- Ministère des Transports (1979). "Les ouvrages en terre armée". Recommandations et règles de l'art.
- Murray R.T. (1980). "Fabric reinforced earth walls: development of design equations". *Ground Engineering*, vol. 13, n. 7.
- Naresh D.N., Venkataratnam M., Bhalabhadra Rao M., Subrahmanyam G. (1990). "Field Experiment on Reinforced Soil Embankment". *Indian Geotechnical Journal* 20(3), pp. 186-204.
- Pedley M.J., Jewell R.A. e Milligan G.W.E. (1990). "A large scale experimental study of soil-reinforcement interaction". *Ground Engineering*, July/August, 44-50, and September 45-49.
- Powell G.E. e Watkins A.T. (1990). "Improvement of marginally stable existing slopes by soil nailing in Hong Kong". *Proc. Int. Conf. on Performance of Reinforced Soil Structures - BGS - Glasgow - Ed. Thomas Telford, London*, pp. 241-247.
- Projet National Clouterre (1991). "Recommendations Clouterre 91". DAEI Ministère de l'Équipement, Logement, Transports, Espace - Paris.
- Rabcewicz L.V. (1964-1965). "The New Austrian Tunnelling Method, Parts I-III". *Water Power (London)*, Nov., Dec. and Jan. 1965. (da PNC, 1991)
- Raulin P., Rouquès G. e Toubol A. (1974). "Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire". *Rapport recherché LPC*, 36, p. 106.
- Rimoldi P. (1988). "A review of field measurements of the behaviour of geogrid reinforced slopes and walls". *Proc. International geotechnical Symp. on theory and practice of earth reinforcement*. Fukuoka, Japan, pp. 571-578.
- Rowe R.K. e Ho S.K. (1992). "A Review of the Behaviour of Reinforced Soil Walls". *Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*. Kyushu '92 - Fukuoka, Japan, pp. 47-76.
- Schlosser F. e Long N.T. (1972). "Comportement de la Terre Armée dans les ouvrages de soutènement". *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 299-306, Madrid.
- Schlosser F. e Long N.T. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth". *Journal of the Construction Division, ASCE*, September, pp. 223-237.
- Schlosser F. (1978). "History, current and future developments of reinforced earth". *Symposium on Soil Reinforcement and Stabilizing Techniques*, University of New South Wales, October.
- Schlosser F. e Guilloux A. (1979). "Le frottement sol-armature dans les ouvrages en terre armée". *C.R. Coll. Int. "Renforcement des sols" Paris, Mars 1979*.
- Schlosser F. e Guilloux A. (1981). "Le frottement dans le renforcement des sols". *Revue Française de Géotechnique*, no. 16, pp. 65-77.
- Schlosser F. (1983). "Analogies et Differences dans le Comportement et le Calcul des Ouvrages de Soutènement en Terre Armée et par Clouage du Sol". *Annales ITBTP n. 418, Sols et Foundations* 184, October 1983 pp. 8-23.
- Schlosser F., Jacobsen H.M. e Juran I. (1983). "Les Renforcements des sols". *Proc. VIII ECSMFE - Helsinki*.
- Schlosser F. e De Buhan P. (1990). "Theory and design related to the performance of reinforced soil". *S-O-A- Report, Performance of Reinforced Soil Structures*, McGown et al. (ed.), Thomas Telford, London, pp. 1-14.
- Schlosser F., Unterreiner P. e Plumelle C. (1992). "French Research Program Clouterre on Soil Nailing". *Proc. Conf. on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics ASCE*, Vol. 1 - Spec. Publ. n. 30.
- Shen C.K., Bang S., Hermann L.R. e Romstad K.M. (1978). "A Reinforced Lateral Earth Support System". *Proceedings of Symposium on Earth Reinforcement, ASCE*.
- Shen C.K., Kim Y.S., Bang S. e Mitchell J.F. (1979). "Centrifuge Modeling of A Lateral Earth Support". *Proc. of Symp. on Centrifuge Modeling of Geotechnical Problems, ASCE*, Oct.
- Shen C.K., Bang S. e Herrmann L.R. (1981-a). "Ground Movement Analysis of an Earth Support System". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, n. GT12.
- Shen C.K., Bang S., Romstad J.M., Kulchin L. e Denatale J.S. (1981-b). "Field Measurements of an Earth Support System". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, n. GT12.
- Stocker M.F., Korber G.W., Gassler G. e Güdehus G. (1979). "Soil Nailing". *Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, March, Vol. 2*, pp. 469-474.
- Stocker M.F. e Riedinger G. (1990). "The bearing behaviour of nailed retaining structures". *Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Spec. Publ. n. 25*.
- Tatsuoka F., Tateyama M. e Murata O. (1989). "Earth retaining wall with a short geotextiles and a rigid facing". *Proc. 12th ICSMFE*, 2: pp. 1311-1314.
- Tatsuoka F., Murata O. e Tateyama M. (1992-a). "Permanent geosynthetic-reinforced soil

- retaining walls used for railway embankment in Japan". *Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Wu (ed.), Balkema, pp. 101-130.
- Tatsuoka F. (1992-b). "Roles of facing rigidity in soil reinforcing". *Earth Reinforcement Practice - Proc. Int. Symposium on Earth Reinforcement*, Kyushu, Balkema.
- Thamm B.R., Krieger B. e Lesniewska D. (1991). "Fullscale test of a geotextile reinforced soil wall, Performance of Reinforced Soil Structures". McGown et al. (ed.), Thomas Telford, pp. 341-345.
- Thompson S.E. e Miller I.R. (1990). "Design, construction and performance of a soil nailed wall in Seattle, Washington". *Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures - ASCE, Spec. Publ. n. 25*.
- Vidal H. (1966). "La terre armée". *Annales Inst. du Batim. Suppl.*, vol. 19, no. 223-224. Serie Matériaux 30.
- Wichter L., Risseuw P. e Gay G. (1986). "Large scale test on the bearing behaviour of a woven-reinforced earth wall". *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vol. 2*, pp. 301-306.
- Wu J.T.H. (1992). "Geosynthetic-reinforced soil retaining walls". Rotterdam: Balkema, p. 375.
- Yamanouchi T. (1992). "Historical Review of Geotextiles for Reinforcement of Earth Works in Asia". *Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice - Fukuoka - Japan*.
- Yoshimi Y. e Kishida T. (1981). "A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces". *Geotech. Test. J.* 4, No. 4, pp. 145-152.
- Yoshioka Y., Delmas P., Gourc J.P. e Gotteland P. (1990). "Validation of the 'displacement method' on an experimental reinforced wall at failure". *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Den Hoedt (ed.) © 1990 Balkema, Rotterdam.



Fig.1.1: Estremità ovest della Grande Muraglia Cinese.

(da YAMANOUCI, 1992)

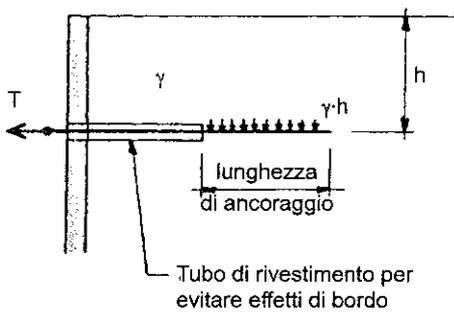
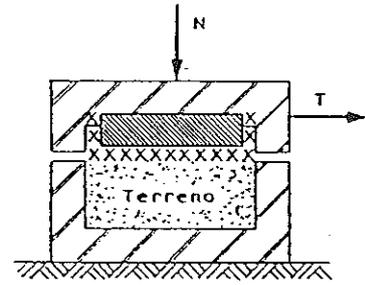
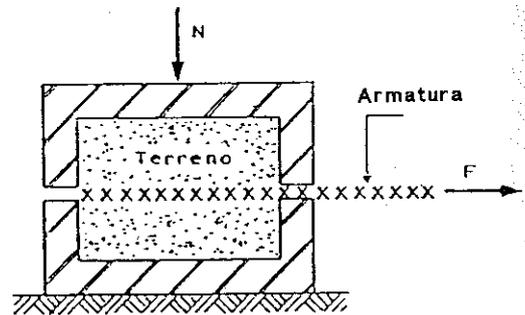


Fig.2.2.2: Prova di estrazione in sito di una armatura.



(a) SCATOLA DI TAGLIO DIRETTO



(b) APPARECCHIATURA DI SFILAMENTO

Fig.2.2.1: Apparecchiatura per la determinazione della tensione tangenziale di attrito all'interfaccia.

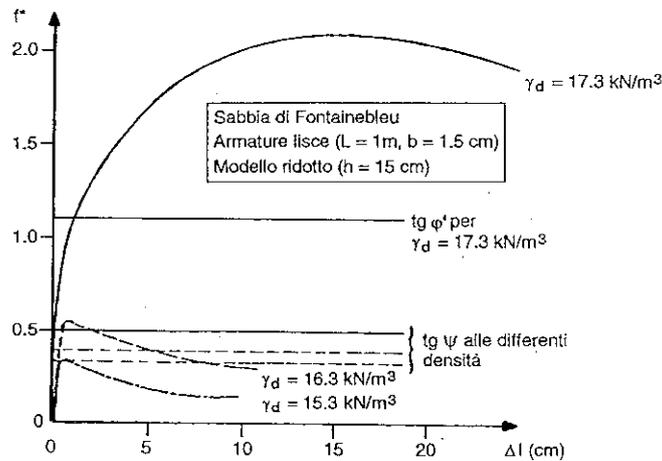


Fig.2.2.3: Prove di sfilamento in laboratorio su strisce metalliche.

(da SCHLOSSER e GUILLOUX, 1979)

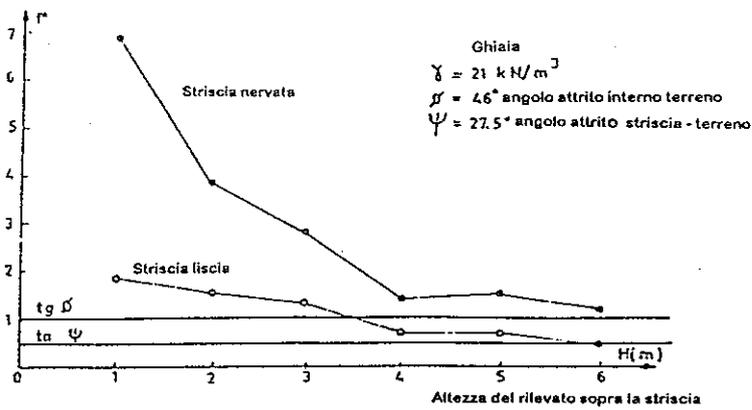


Fig.2.2.4: Muri in terra armata - Prove di sfilamento in sito su strisce metalliche.
(da SCHLOSSER e GUILLOUX, 1981)

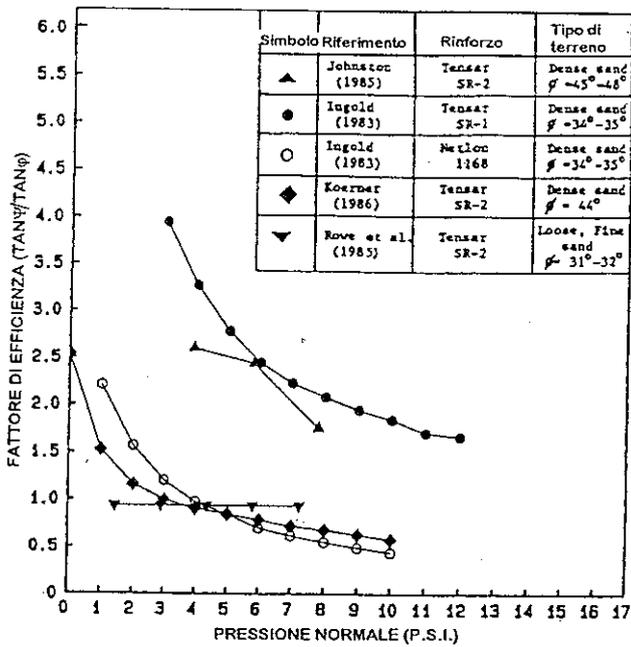


Fig.2.2.5: Attrito di interfaccia terreno-geosintetici - Relazione fra il coefficiente di attrito apparente normalizzato (fattore di efficienza) e la pressione di confinamento per varie geogriglie.

(da JURAN et al., 1988)

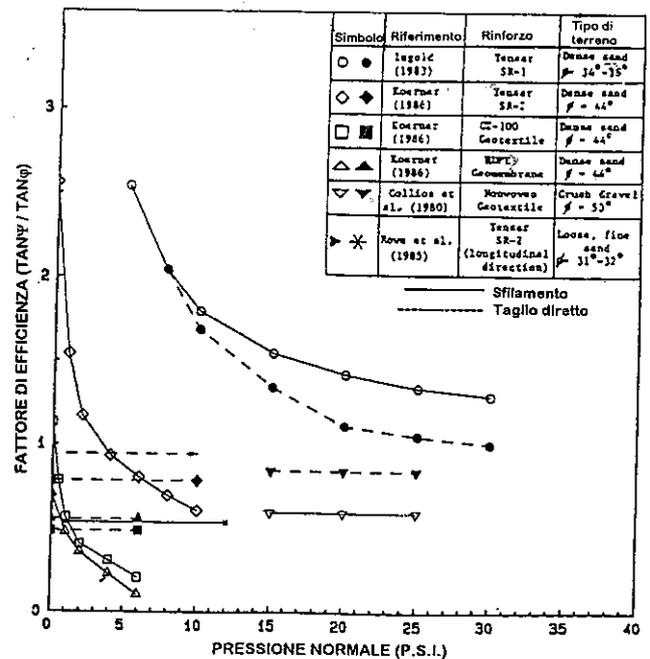


Fig.2.2.6: Attrito di interfaccia terreno-geosintetici - Confronto tra i risultati di prove di sfilamento e prove di taglio diretto per vari tipi di geosintetici.

(da JURAN et al., 1988)

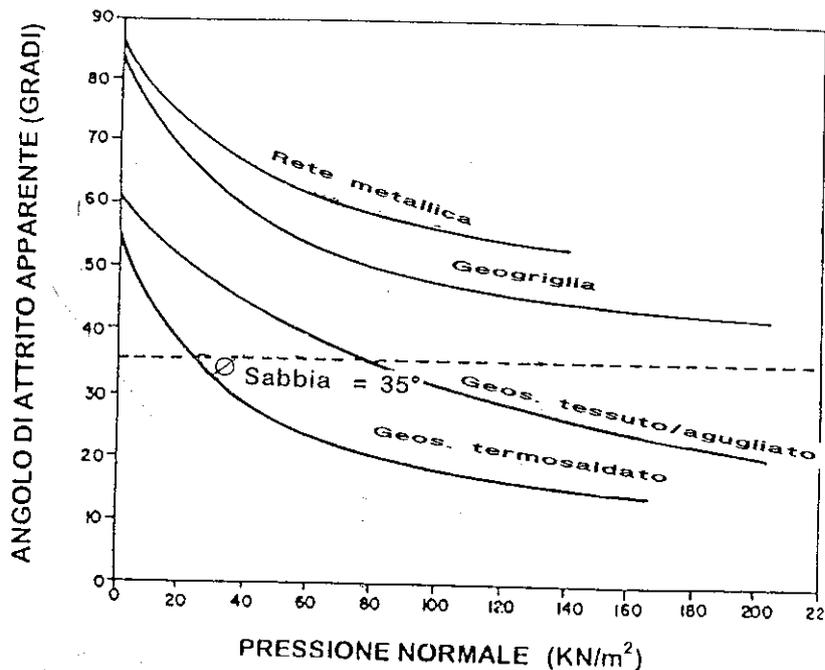


Fig.2.2.7: Terra rinforzata - Caratteristiche di attrito laterale di diversi materiali.
(da INGLOD, 1982)

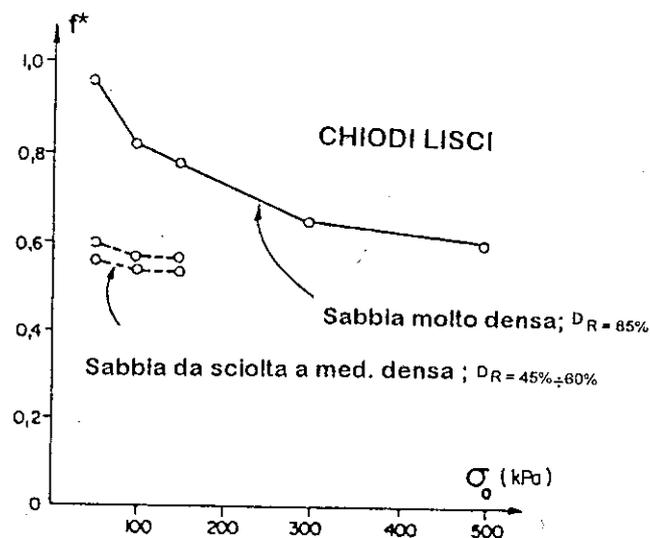


Fig.2.2.8: Muri in terreno chiodato - Variazione del coefficiente di attrito apparente con la tensione normale in prove di sfilamento. (Cermès, Cloutierre, 1989).
(da PNC, 1991)

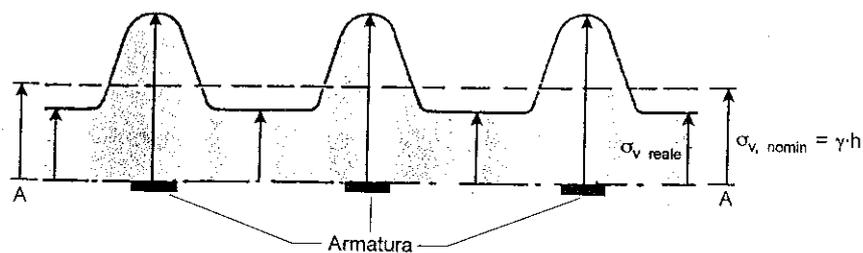


Fig.2.2.9: Muri in terra armata - Andamento delle pressioni verticali su un piano di strisce.

Terra armata

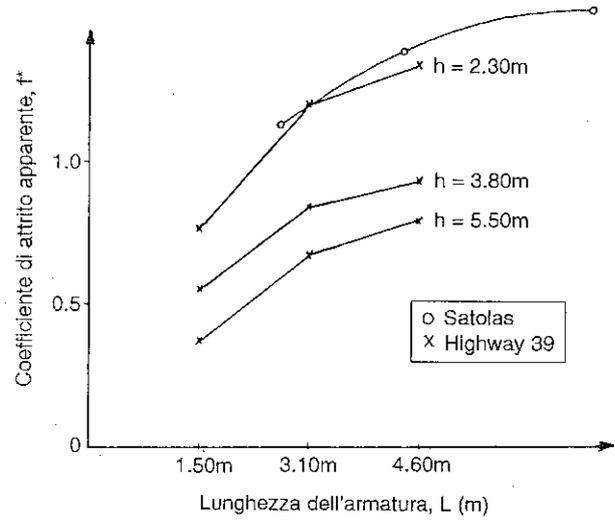
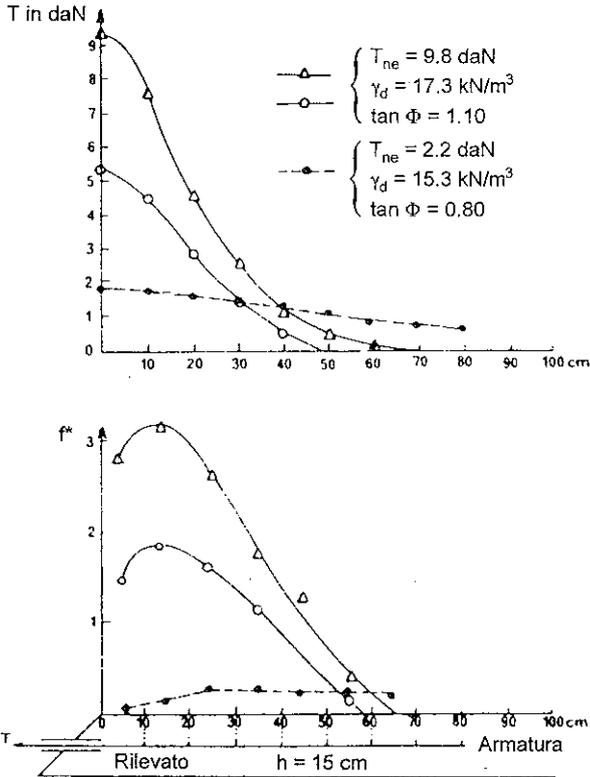


Fig.2.2.12: Terra armata - Influenza della lunghezza delle armature sul coefficiente di attrito apparente in prove di stilamento. (da INGLOD, 1982)

Fig.2.2.10: Andamento delle forze di trazione (T) e del coefficiente di attrito (f*) lungo l'armatura (da Alimi et al, 1977).

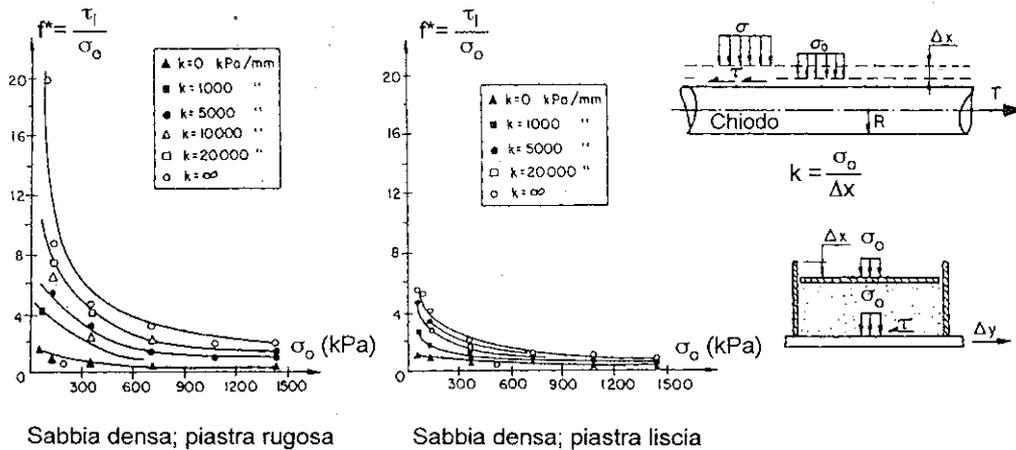


Fig.2.2.11: Influenza della rigidezza del terreno sull'attrito laterale limite (Boulon, 1986). (da Schlosser e De Buhan, 1990).

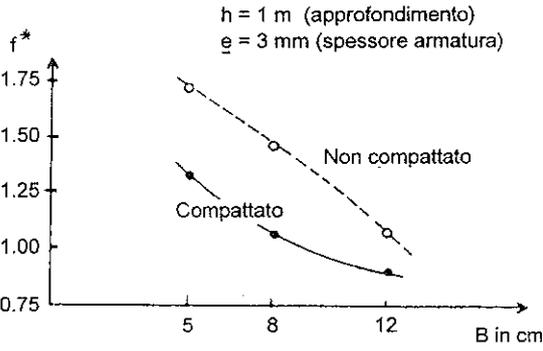


Fig.2.2.13: Influenza della larghezza delle armature sul coefficiente di attrito (da Alimi et al, 1977).

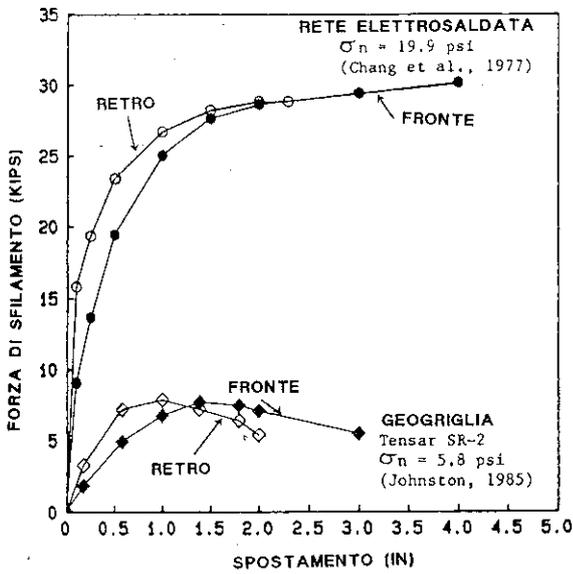
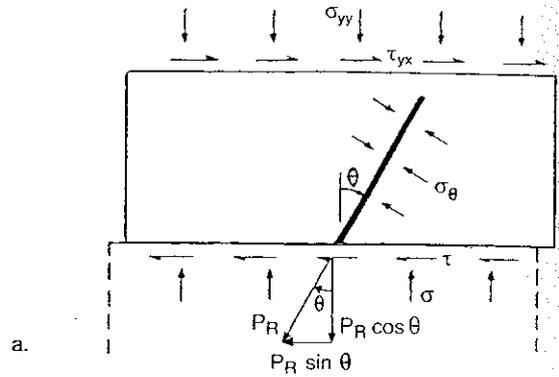
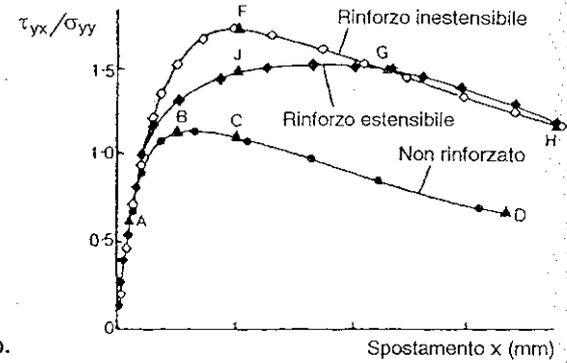


Fig.2.2.14: Influenza della deformabilità longitudinale delle armature in prove di sfilamento.

(da JURAN et al., 1988)



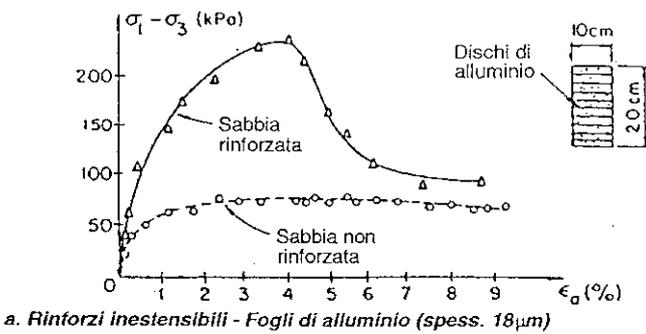
a.



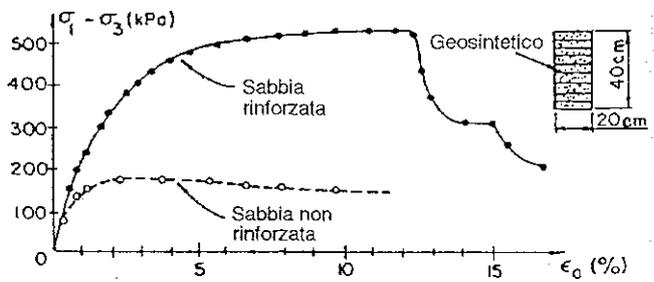
b.

Fig.2.3.1: Risultati di prove di taglio diretto su sabbia rinforzata con inclusioni flessibili.

(da JEWELL e WROTH., 1987)



a. Rinforzi inestensibili - Fogli di alluminio (spess. 18μm)



b. Rinforzi estensibili - Geosintetici

Fig.2.3.2: Curve sforzi-deformazioni da prove triassiali su una sabbia rinforzata con inclusioni flessibili.

(da SCHLOSSER e DE BUHAN, 1990)

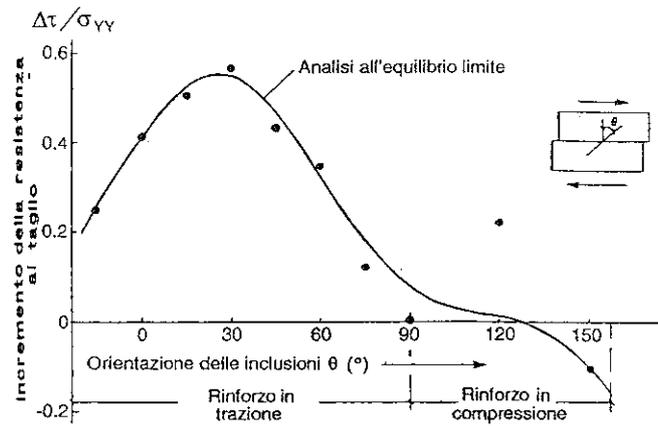


Fig.2.3.3: Incremento della resistenza al taglio di un terreno rinforzato con inclusioni flessibili al variare dell'inclinazione del rinforzo.

(da JEWELL e WROTH., 1987)

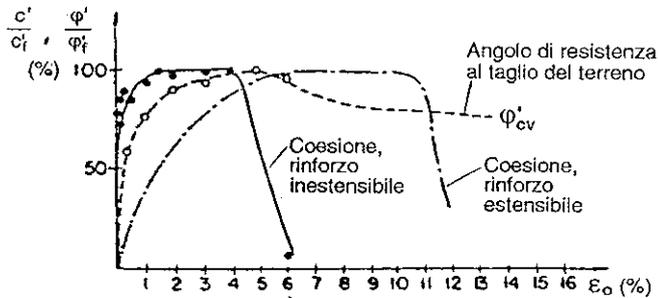


Fig.2.3.4: Mobilizzazione dei parametri di resistenza al taglio equivalenti di un terreno rinforzato con inclusioni flessibili (c'_i e ϕ'_i = parametri a rottura)

(da SCHLOSSER e DE BUHAN, 1990)

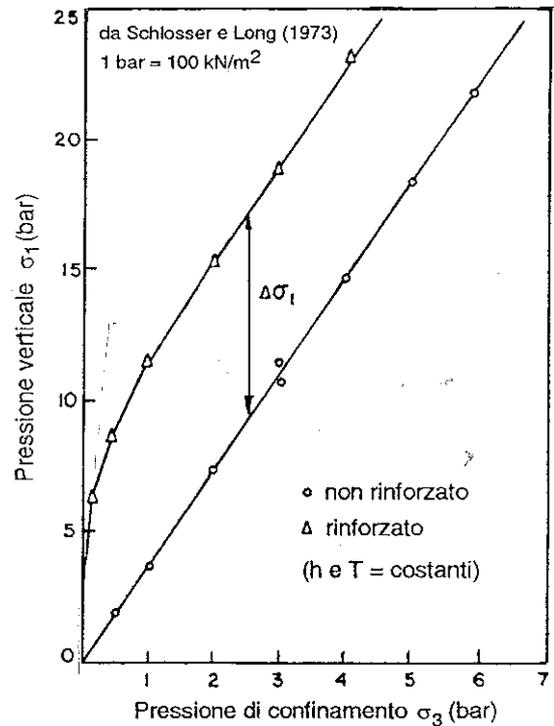


Fig.2.3.5: Inviluppo di rottura di una sabbia rinforzata con inclusioni flessibili da prove triassiali.

($h=200\text{mm}$, $\phi=100\text{mm}$, dischi di alluminio spessore $18\mu\text{m}$)

(da INGLOD, 1982)

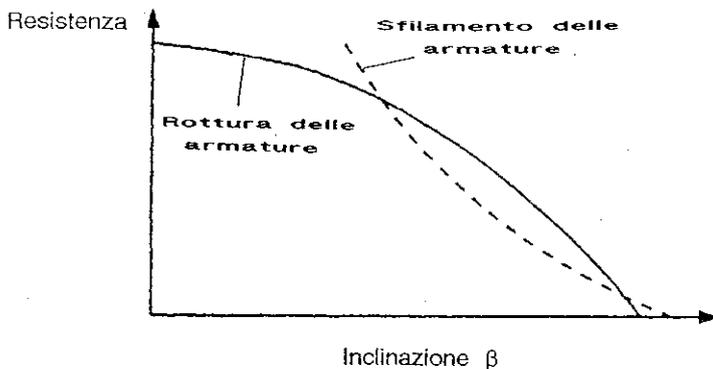


Fig.2.3.6: Inclusioni flessibili: andamento della resistenza del terreno rinforzato al variare della inclinazione delle inclusioni rispetto all'orizzontale.

(da HAUSMANN, 1990)

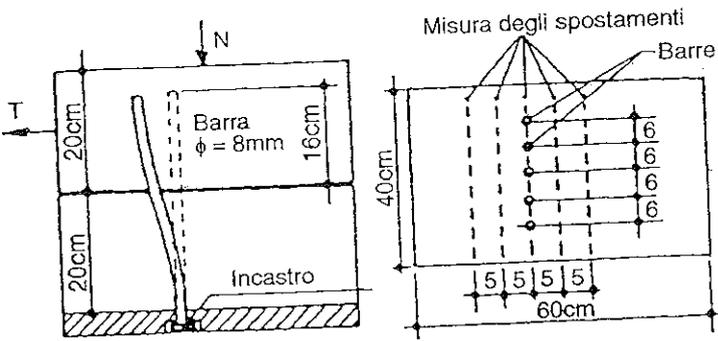


Fig.2.3.7: Apparecchiatura di taglio per lo studio dei terreni rinforzati con inclusioni rigide. (da JURAN et al., 1981)

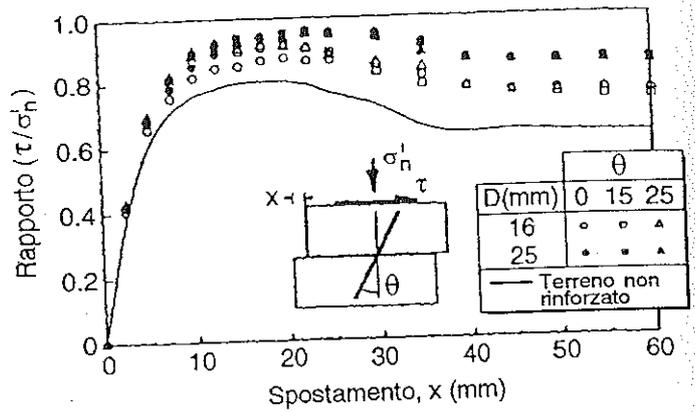


Fig.2.3.9: Curve sforzi-deformazioni di un terreno rinforzato con barre circolari (PEDLEY, 1990). (da JEWELL, 1990)

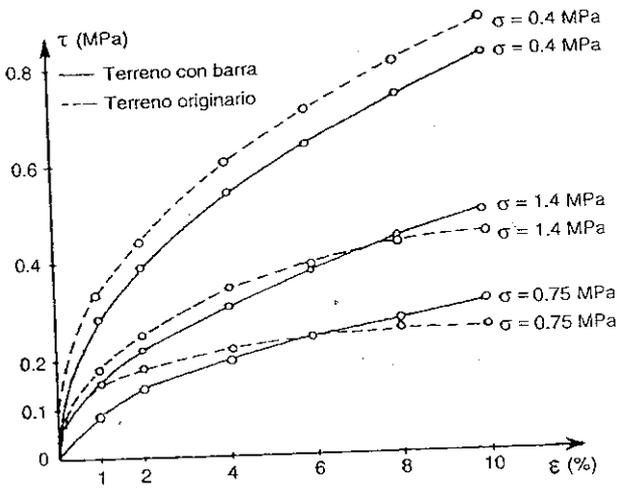


Fig.2.3.8: Curve sforzi-deformazioni di un terreno rinforzato con inclusioni rigide. (da JURAN et al., 1981)

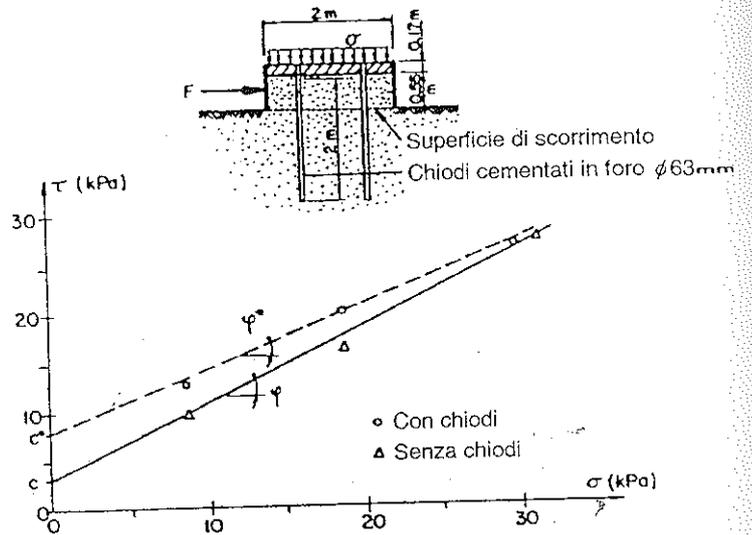


Fig.2.3.10: Inviluppo di rottura di un terreno rinforzato con chiodi verticali [CEPT, 1988] (da PNC, 1991)

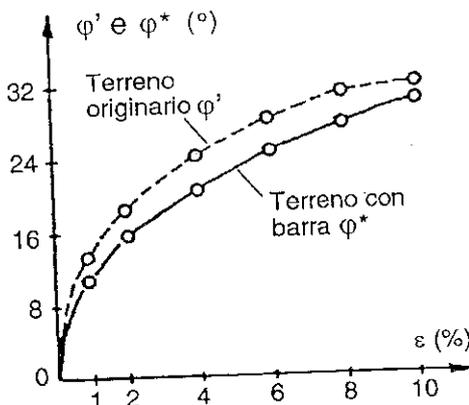
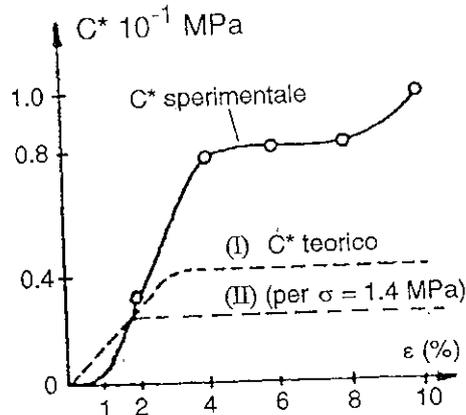


Fig.2.3.11: Mobilitazione dei parametri di resistenza al taglio equivalenti per un terreno rinforzato con inclusioni rigide.



(da JURAN et al., 1988)

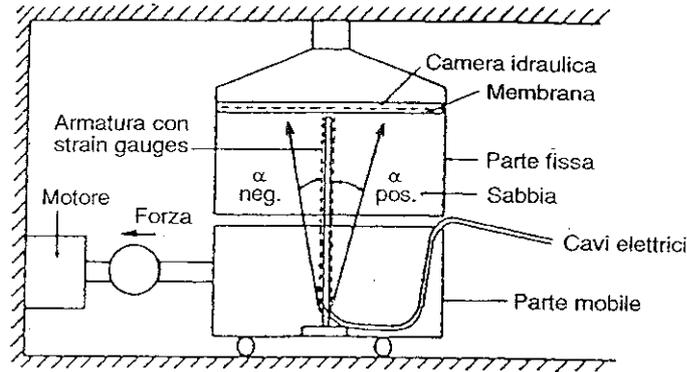


Fig.2.3.12: Prove su terreno rinforzato con barre.
(da MARCHAL, 1986)

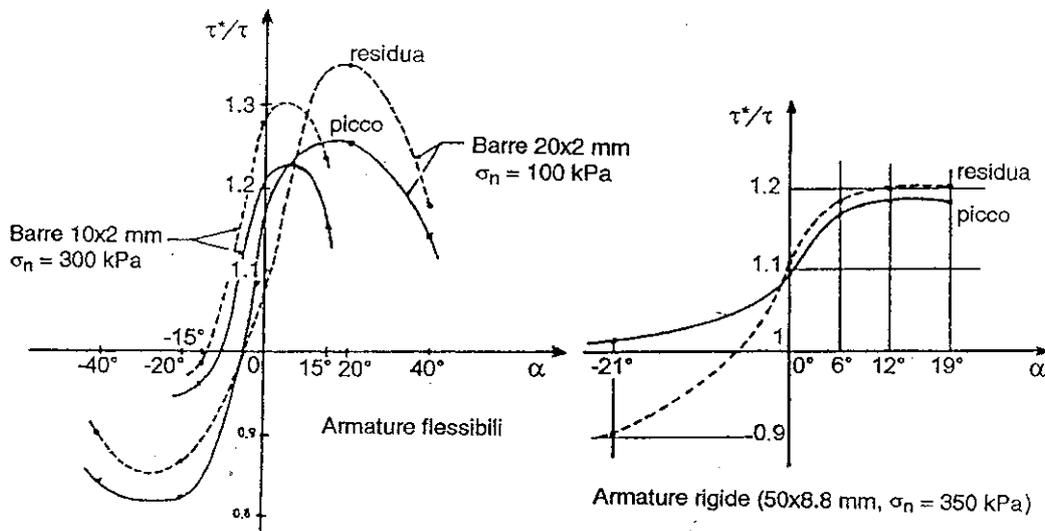


Fig.2.3.13: Rapporto tra resistenza al taglio del terreno rinforzato (τ^*) e quella del terreno non rinforzato (τ) al variare della inclinazione (α) delle inclusioni rispetto alla verticale.

(da MARCHAL, 1986)

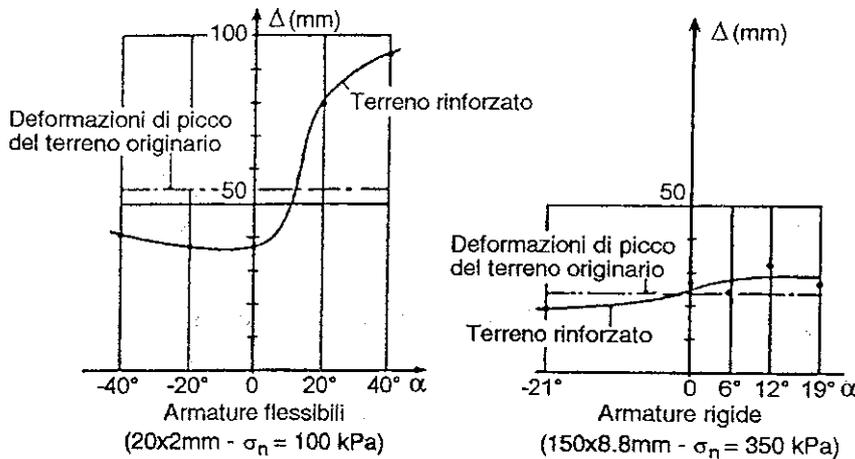


Fig.2.3.14: Andamento della deformazione di picco del terreno rinforzato al variare della inclinazione (α) delle inclusioni rispetto alla verticale.

(da MARCHAL, 1986)

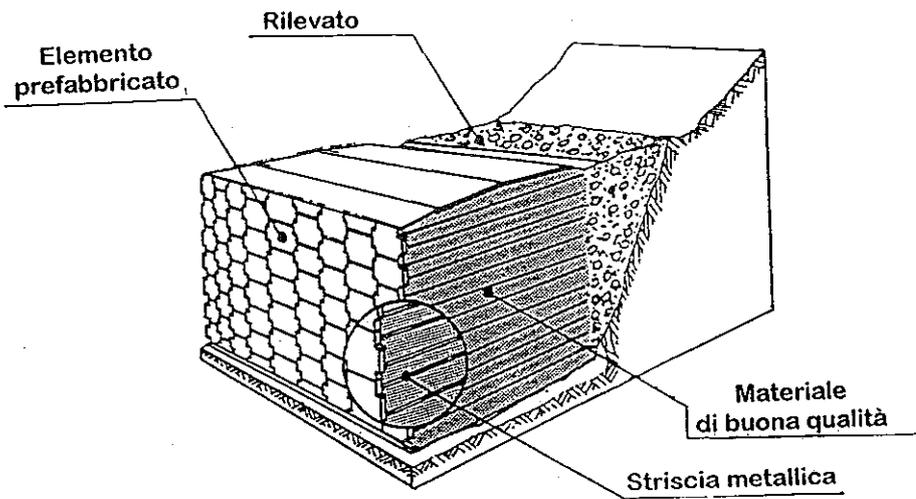


Fig.3.1.1: Muri in terra armata - Vista in sezione di un muro in terra armata.

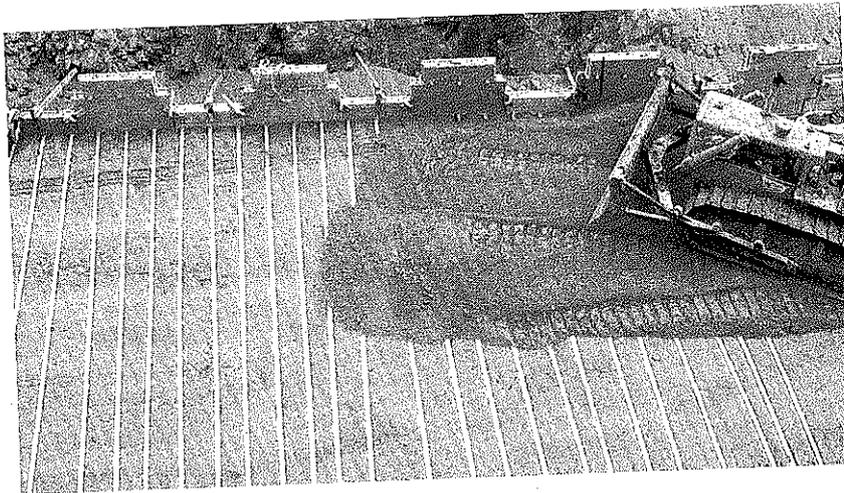


Fig.3.1.2: Muri in terra armata. Procedimento costruttivo.

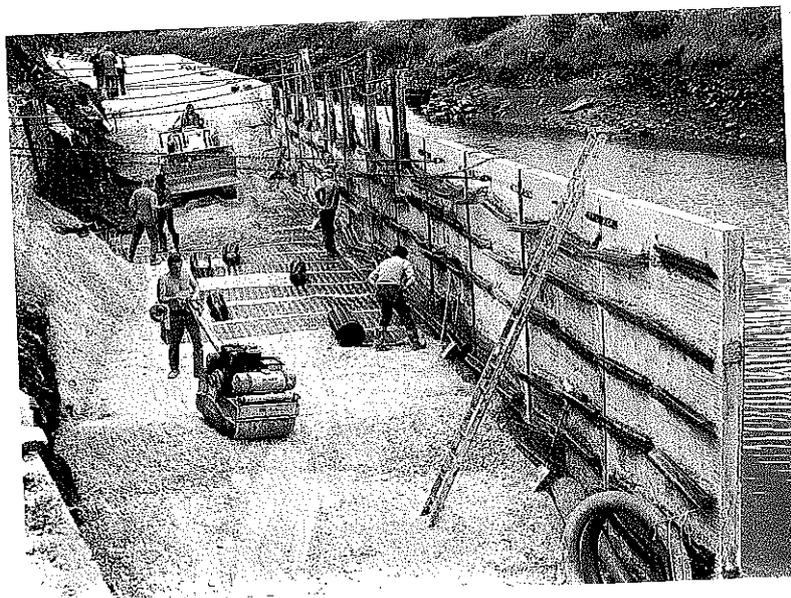


Fig.3.2.1: Muro in terra rinforzata con geosintetici. Esempio di procedimento costruttivo.

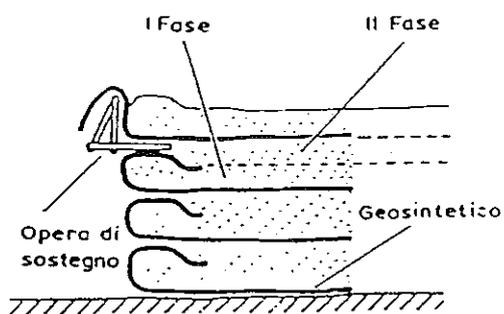


Fig.3.2.2: Muri in terra rinforzata con geosintetici.

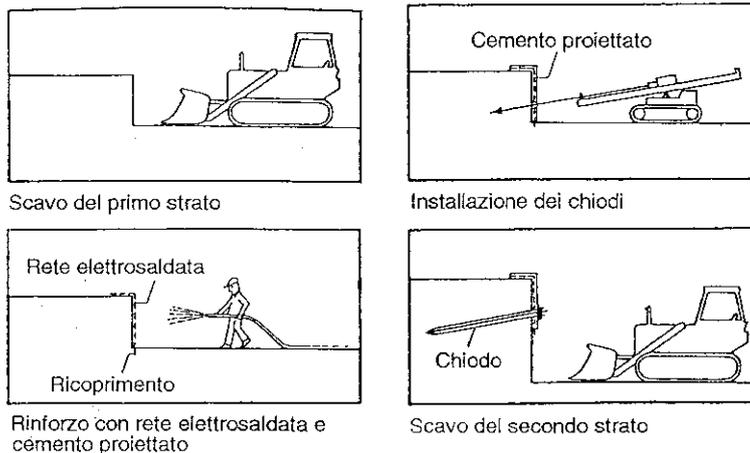


Fig.3.3.2: Chiodatura dei terreni - Procedimento costruttivo.

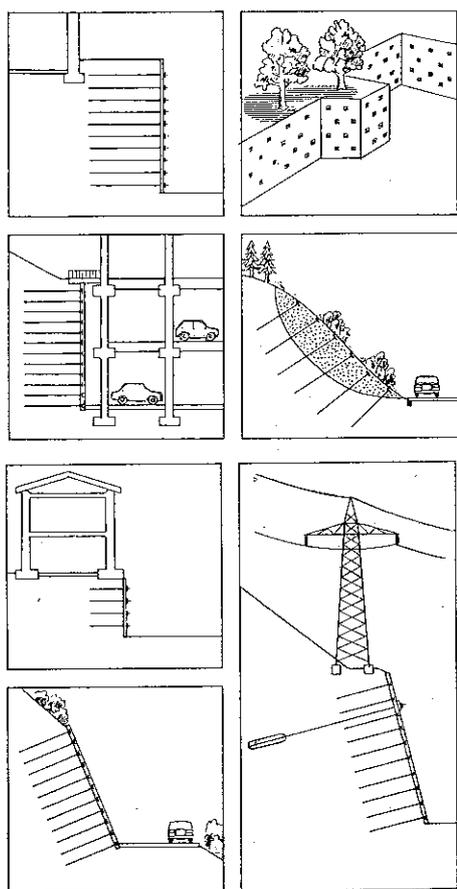


Fig. 3.3.1 : Chiodatura dei terreni. Esempi di applicazioni.

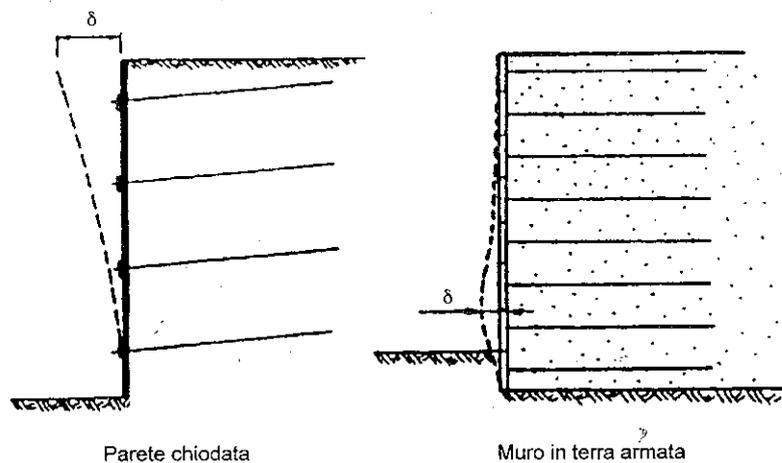
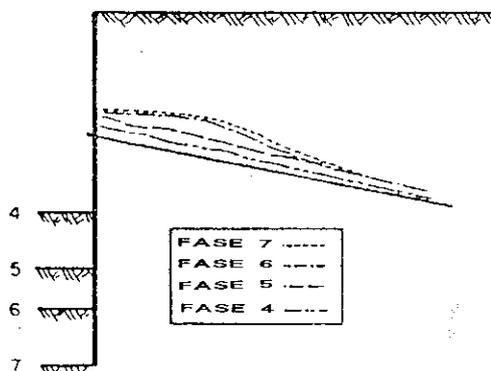


Fig.4.1.1 : Confronto tra gli spostamenti laterali di un muro in terra armata e di una parete chiodata (da PNC, 1991).

Fig.4.1.2: Muri in terreno chiodato - Evoluzione delle forze di trazione in un chiodo nel corso della costruzione del muro.

(da PNC, 1991)



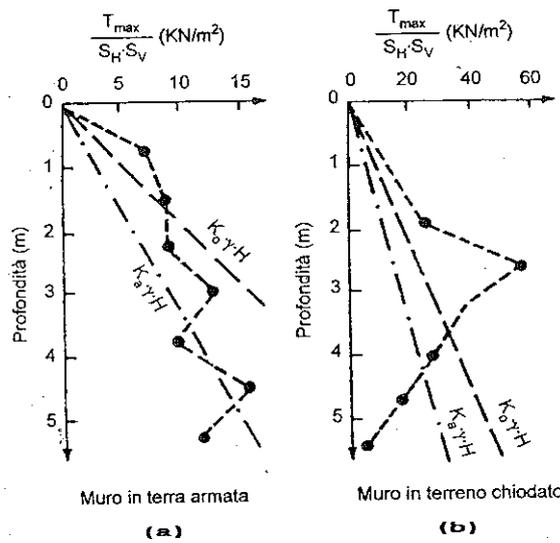


Fig.4.1.3 : Effetto delle modalità di costruzione sulle forze di trazione massime (T_{max}) nelle armature (da Juran, 1991).

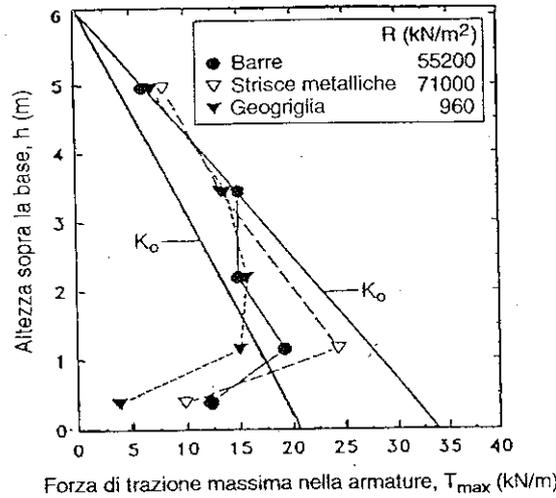


Fig.4.1.4: Muri in terra rinforzata - Effetto delle rigidità dei rinforzi sulle forze di trazione massime nei rinforzi (dati da ADIB, 1988).

(da ROWE e HO, 1992)

MURI IN TERRA RINFORZATA CON INCLUSIONI RIGIDE E FLESSIBILI

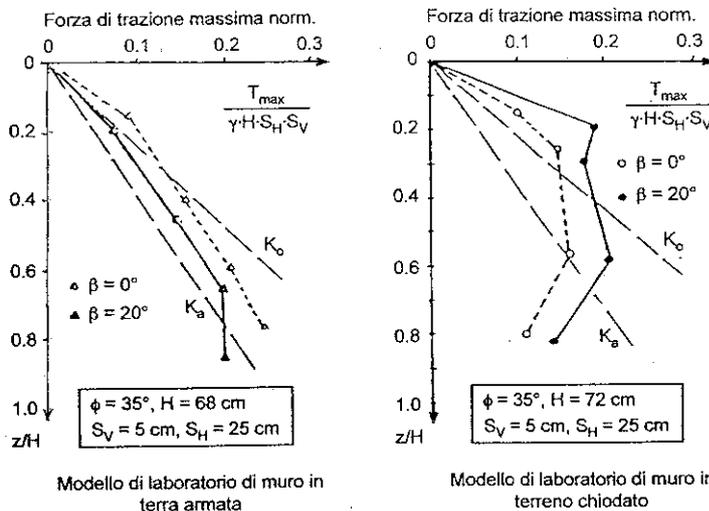


Fig.4.1.5 : Effetto della inclinazione dei rinforzi sulle forze di trazione massime (Juran et al, 1984) (da Juran, 1991).

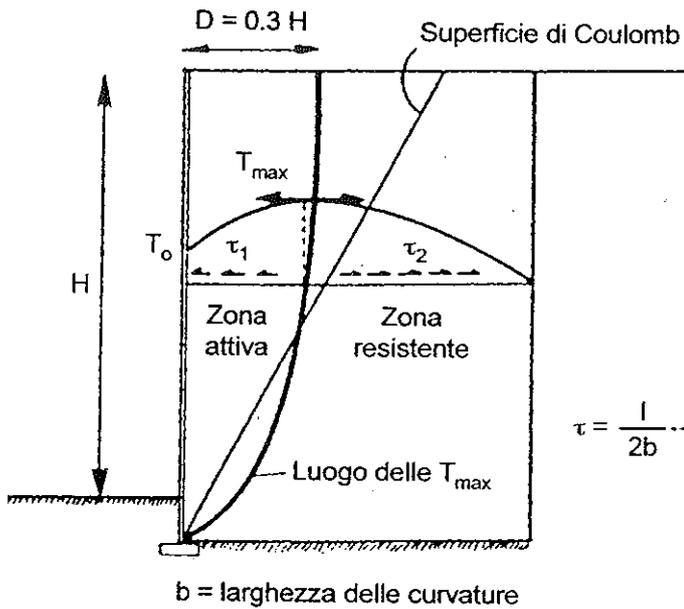


Fig.4.1.6 : Distribuzione delle trazioni massime nelle armature (da Schlosser, 1983)

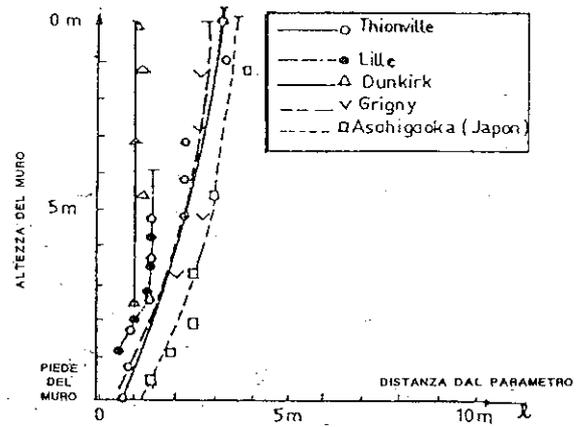


Fig.4.1.9: Terra armata - Luogo delle forze di trazione massima nelle armature rilevate sperimentalmente su 5 muri.

(da SCHLOSSER, 1978)

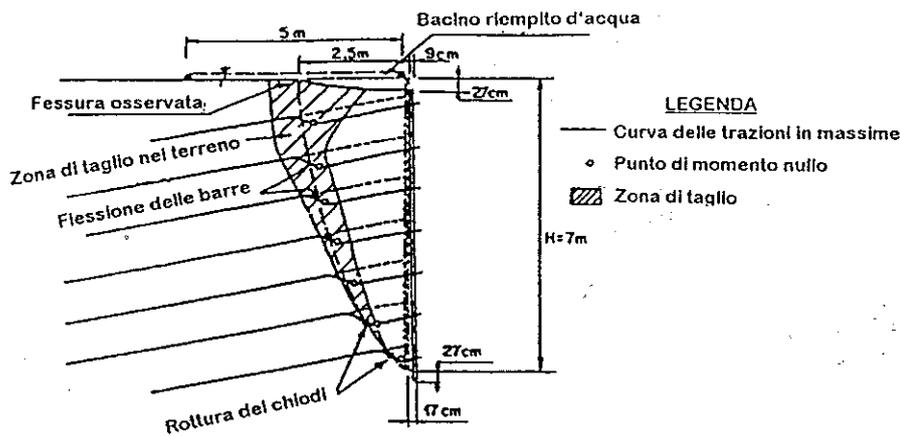


Fig.4.1.7: Muri in terreno chiodato - Rottura del muro del C.E.B.T.P. (1986).

(da PNC, 1991)

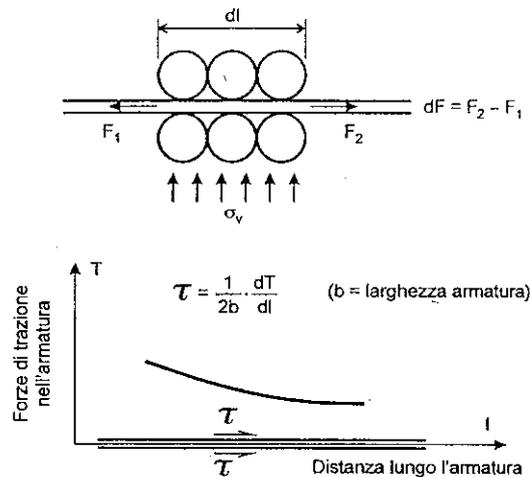


Fig.4.1.8 : Andamento delle forze di trazione e delle tensioni di attrito di interfaccia lungo il rinforzo.

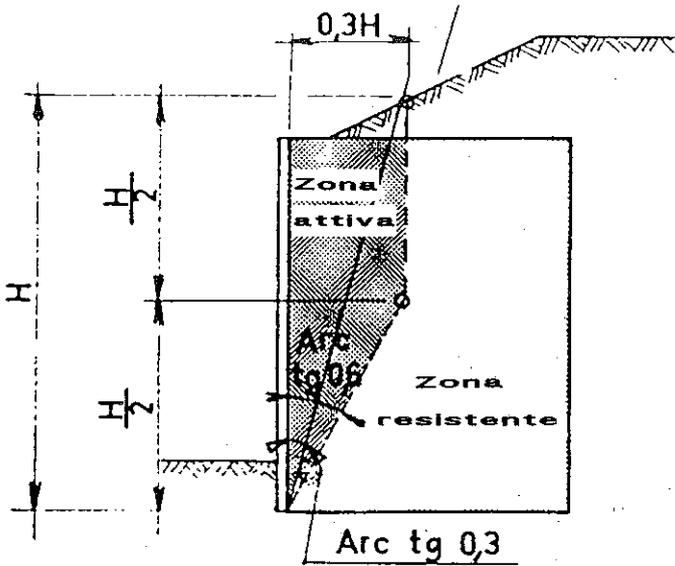


Fig.4.1.10: Terra armata - Luogo della trazione massima assunto.

(da MINISTERES DES TRANSPORTS, 1979)

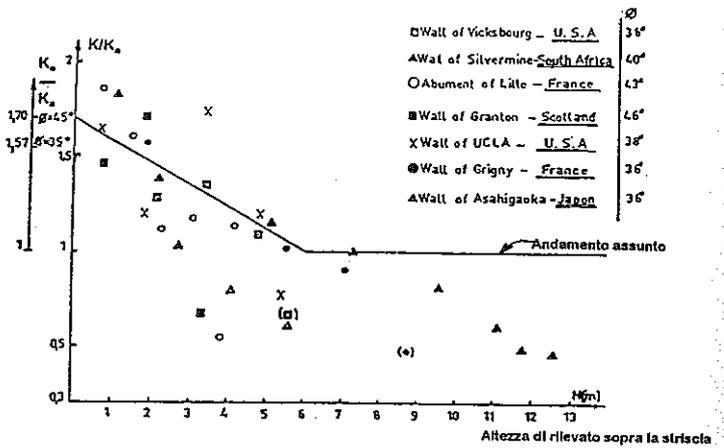


Fig.4.1.13: Muri in terra armata - Valori sperimentali di K rilevati su diversi muri.

(da MINISTERES DES TRANSPORTS, 1979)

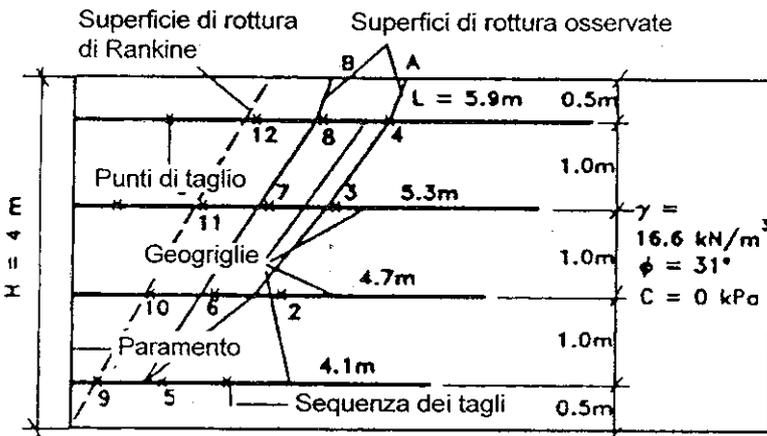


Fig.4.1.11 : Andamento della superficie di rottura in un muro in terra rinforzata con geogriglie (Minami et al, 1987) (da Rowe e Ho, 1992).

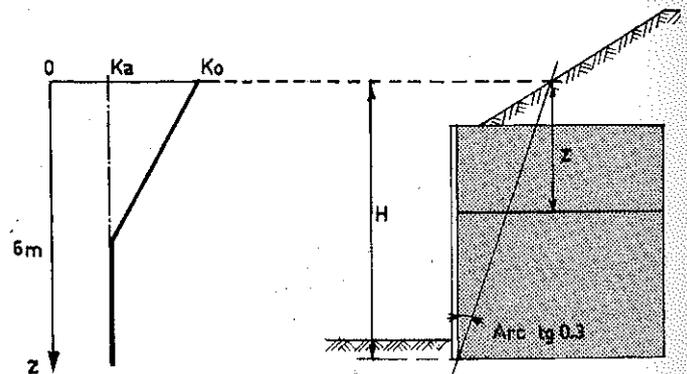


Fig.4.1.14: Muri in terra armata - Andamento dei valori di K con la profondità assunto.

(da MINISTERES DES TRANSPORTS, 1979)

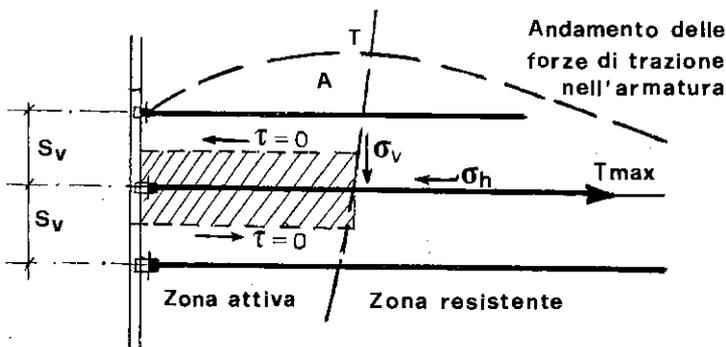


Fig.4.1.12: Muri in terra rinforzata - Determinazione della forza di trazione massima (Tmax).

(da MINISTERES DES TRANSPORTS, 1979)

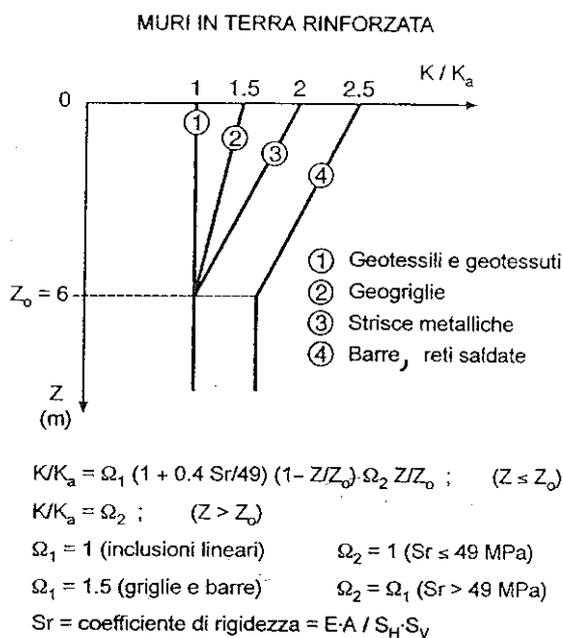


Fig.4.1.15 : Andamento schematico dei coefficienti di spinta orizzontale con la profondità per diversi tipi di rinforzo (da Schlosser e De Buhon, 1990).

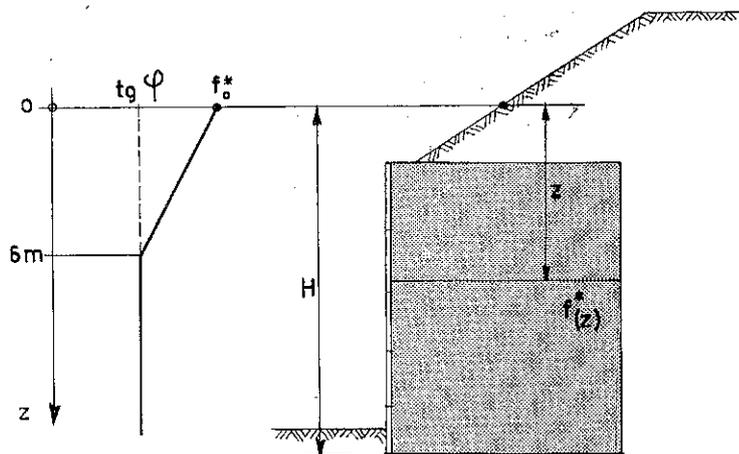
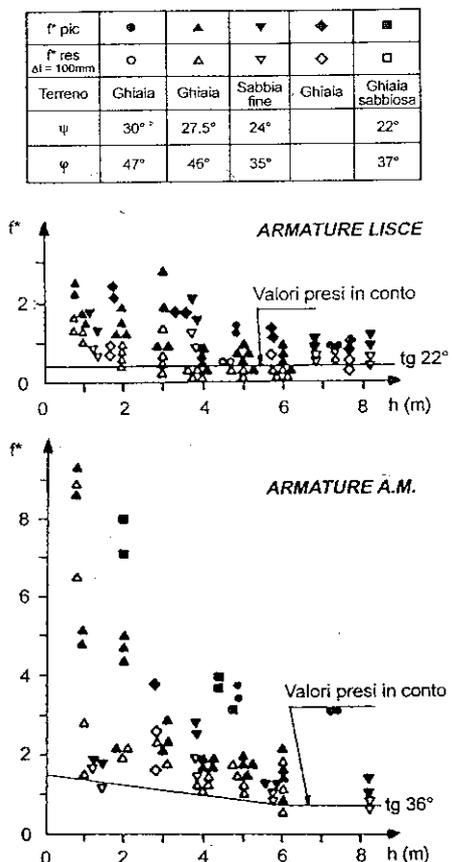
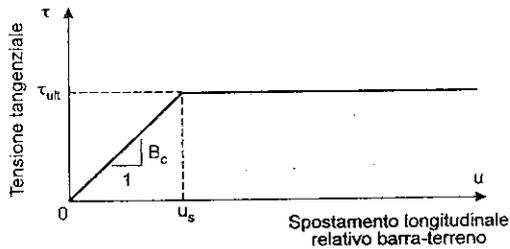


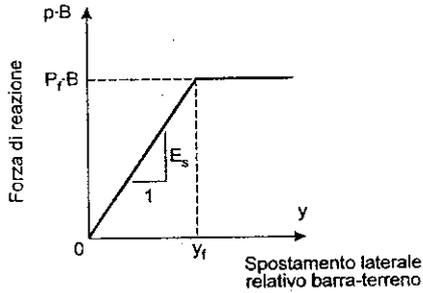
Fig.4.2.2: Muri in terra armata - Andamento del coefficiente di attrito apparente con la profondità assunto.

Fig.4.2.1 : Variazione del coefficiente di attrito apparente (f^*) con la profondità (h) (da Schlosser e Guilloux, 1979)

CHIODATURA DEI TERRENI



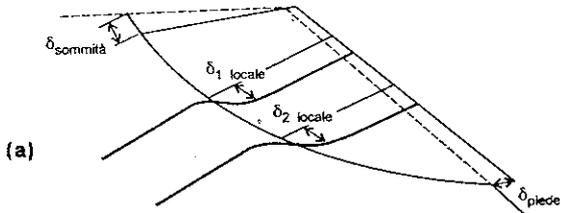
(a) LEGGE DI MOBILITAZIONE DELL'ATTRITO LATERALE



(b) LEGGE DI REAZIONE LATERALE

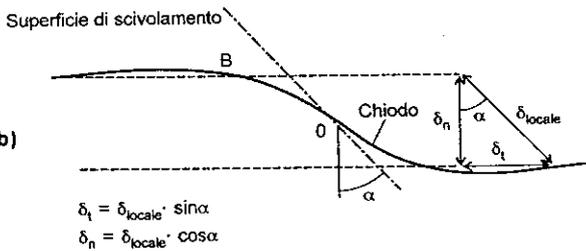
Fig.4.2.3

SPOSTAMENTO DEL BLOCCO INSTABILE



(a)

DEFORMAZIONE DEL CHIODO



(b)

$$\delta_1 = \delta_{locale} \cdot \sin \alpha$$

$$\delta_n = \delta_{locale} \cdot \cos \alpha$$

Fig.4.2.5 : Chiodatura dei terreni. Metodo degli spostamenti.

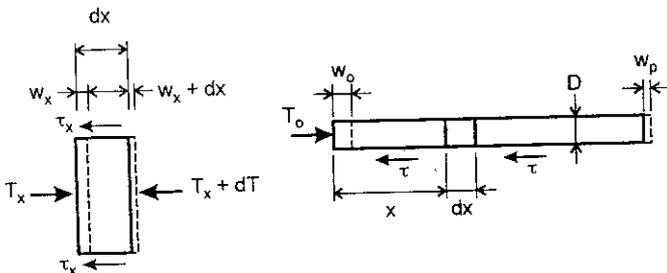


Fig.4.2.4 : Equilibrio alla traslazione longitudinale di un tratto di armatura estensibile.

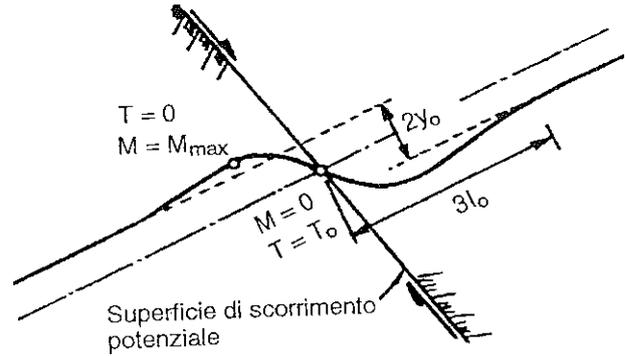


Fig.4.3.1: Chiodatura dei terreni - Deformata schematica di una barra ($l > 3l_0$).

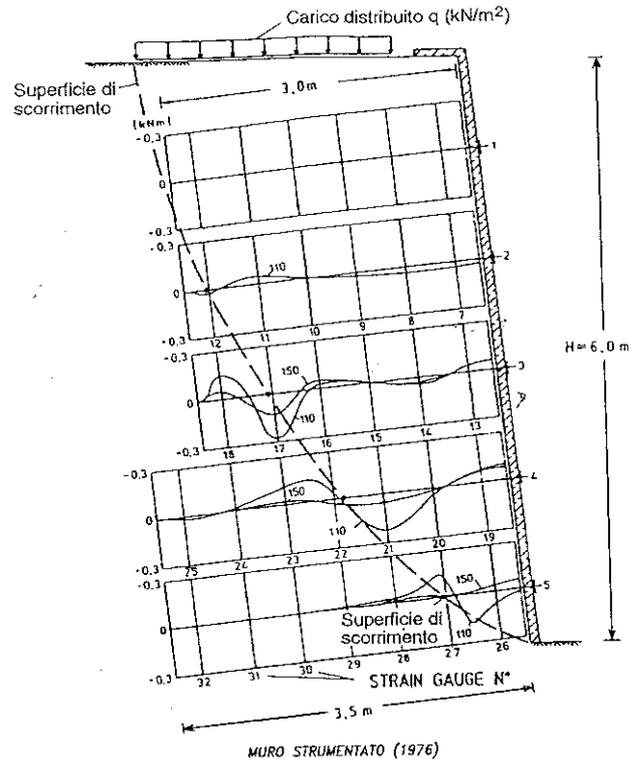


Fig.4.3.2: Muro in terreno chiodato - Momenti flettenti nei chiodi alla rottura ($q_p = 150 \text{ kN/m}^2$) e dopo la rottura ($q_r = 110 \text{ kN/m}^2$).

(da GASSLER, 1990)

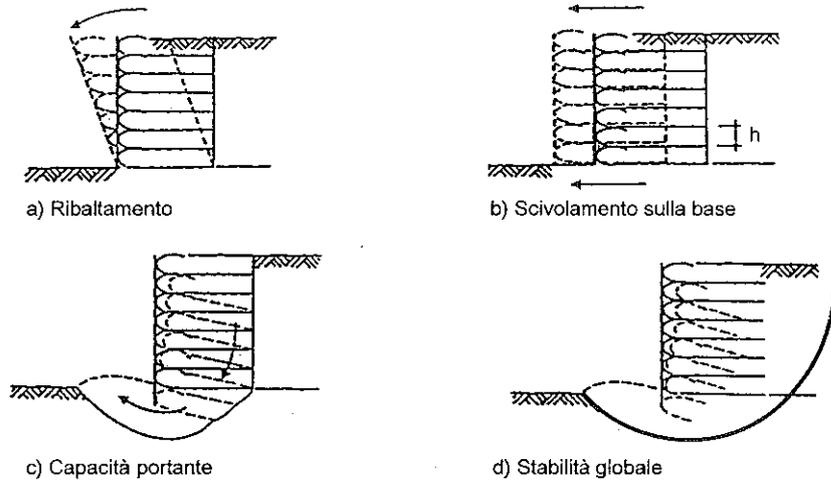
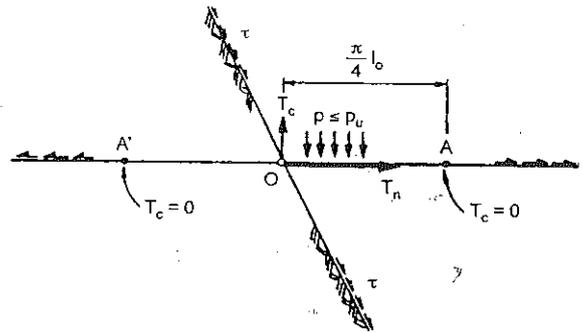
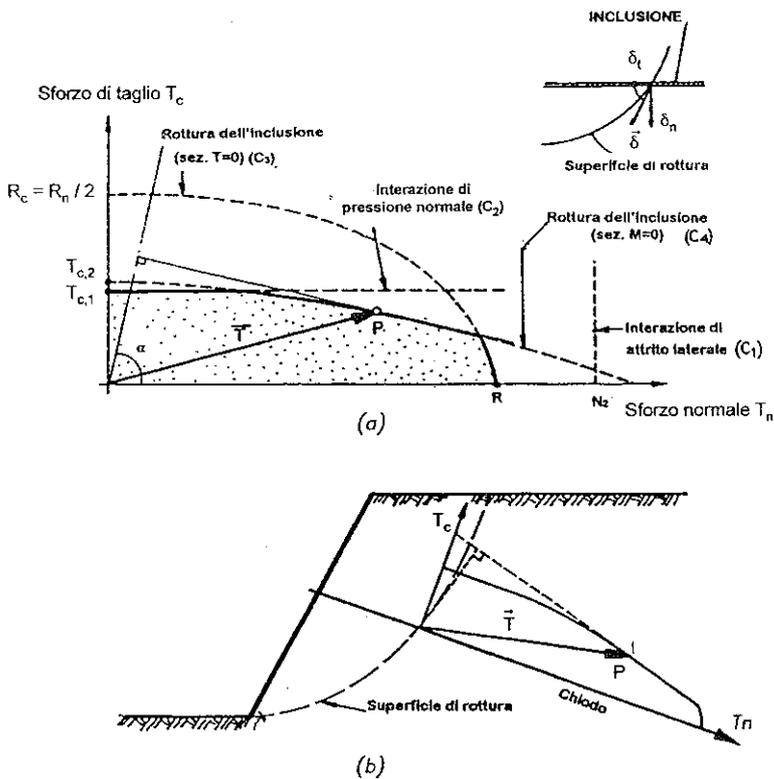


Fig.4.4.1 : Opere di sostegno in terra rinforzata - Verifiche di stabilità esterna.



A, A': punti di momento flettente massimo (cerniere plastiche)
 O : punto di sforzo di taglio massimo ($p = p_{ult}$)

Fig.4.4.3: Schema di interazione chiodo-terreno per il criterio di rottura C.4. (da PNC, 1991).

Fig.4.4.2 : Muri in terreno chiodato - Regola del multicriterio (Schlosser, 1983).

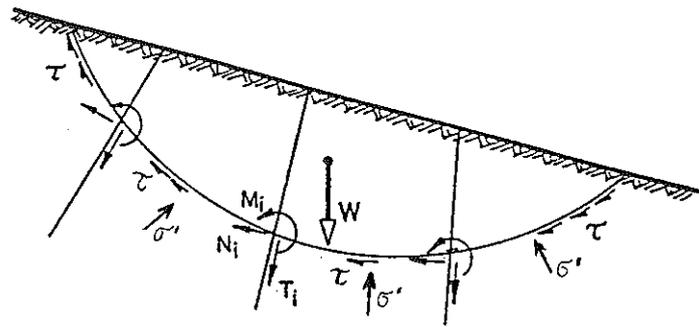


Fig.5.1.1: Rinforzo dei terreni con inclusioni rigide - Metodo dell'equilibrio limite.

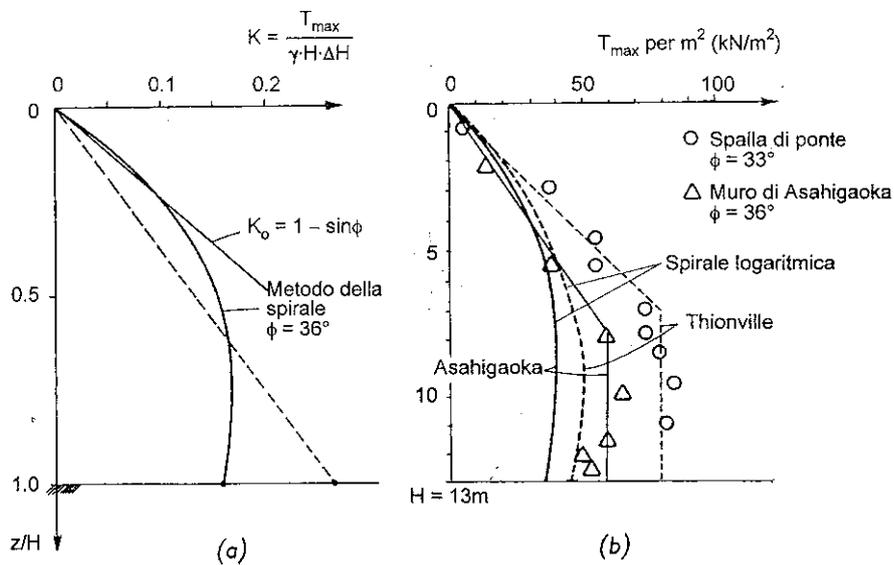


Fig.5.1.2: Muro in terra armata. Distribuzione della T_{max} . Confronto tra metodo della spirale logaritmica e risultati sperimentali (da Schlosser, 1983).

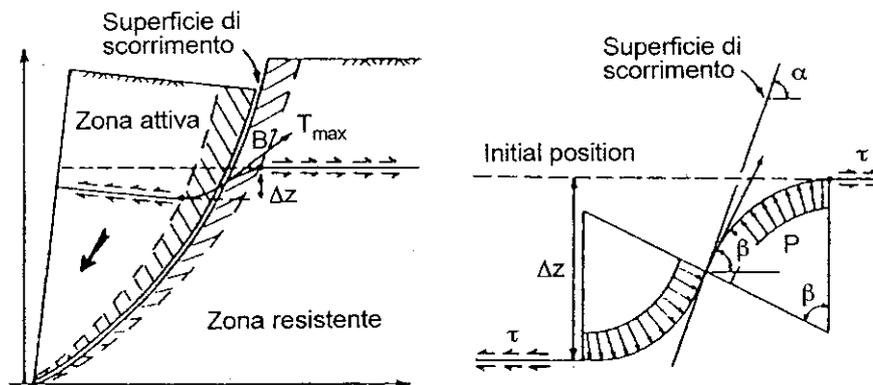


Fig.5.1.3: Muri in terra rinforzata con geosintetici. Metodo degli spostamenti (da Juran et al, 1990).

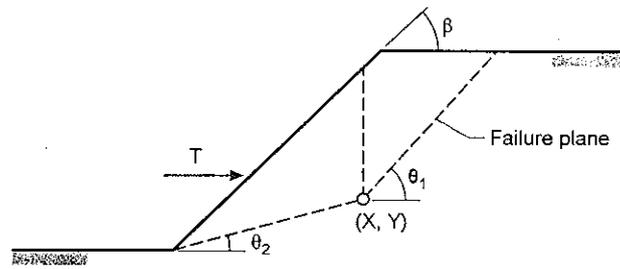


Fig.5.3.1 : Terra rinforzata con geosintetici. Meccanismo dei due blocchi (da Jewell et al, 1985).

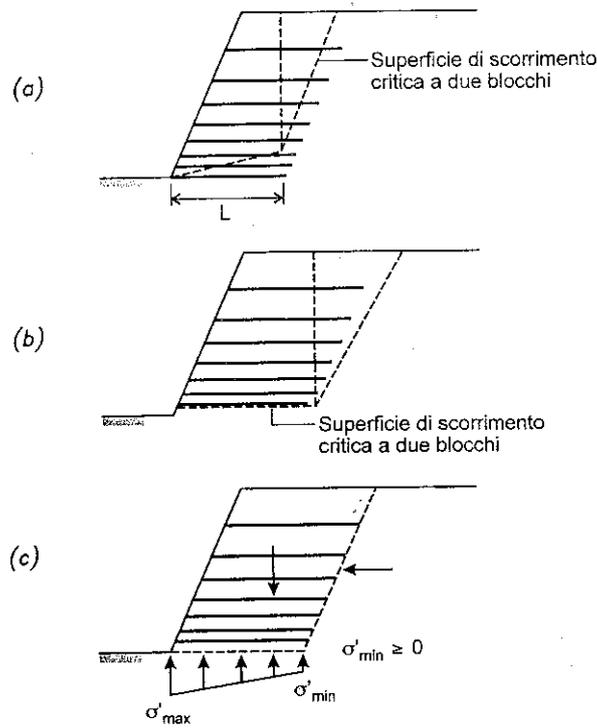


Fig.5.3.2 : Perdita di contatto sul piano di base.

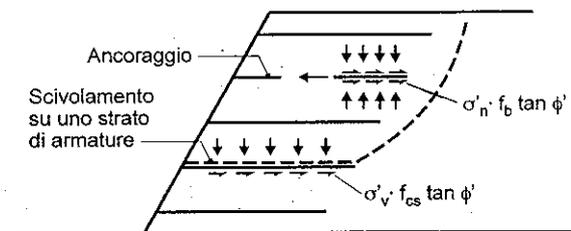


Fig.5.3.3 : Opere in terra rinforzata con geosintetici. Differenza tra il meccanismo di ancoraggio e quello di scivolamento su uno strato di armature.

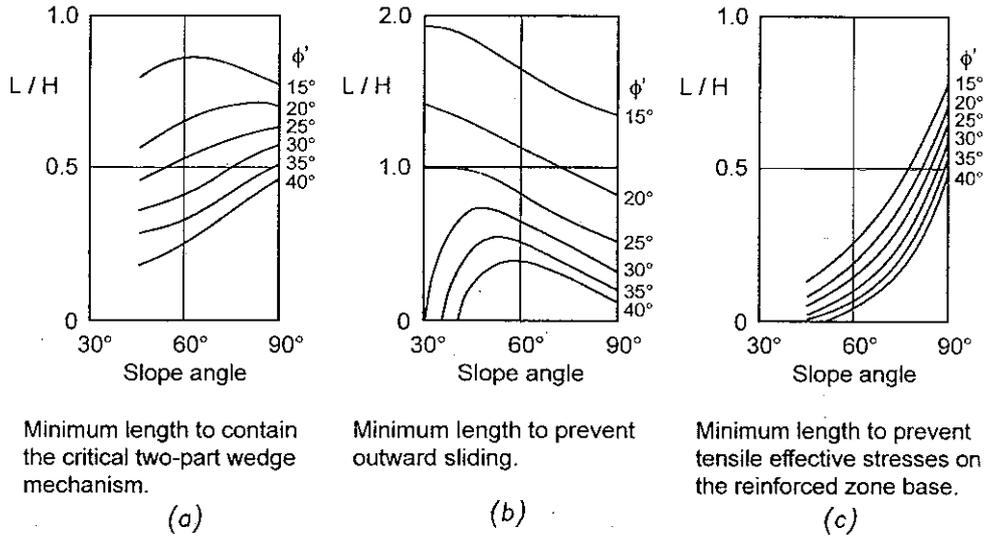


Fig.5.3.4 : Criteri per la determinazione delle lunghezze minime delle armature (da Jewell et al, 1985).

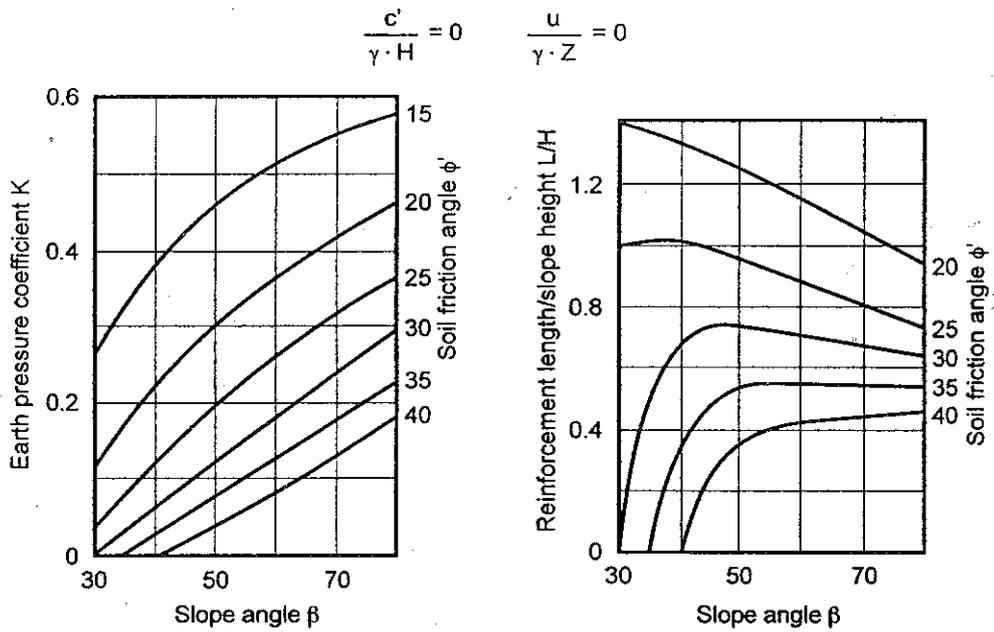


Fig.5.3.5 : Abachi unificati per la determinazione delle lunghezze minime delle armature (da Jewell et al, 1985).