
Università degli Studi di Napoli Federico II
Facoltà di Ingegneria



Giada Di Fonzo

ANALISI SPERIMENTALE E NUMERICA DEL
COMPORTAMENTO MECCANICO DI CHIODI
INFISSI IN UNA POZZOLANA NON SATURA

*Tesi di Dottorato
XXI ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Federico M. MAZZOLANI*

Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni

Tutore: *Prof. Alessandro Flora*

Co-tutori: *Prof. Gaetano Manfredi, Prof. Marco Valerio Nicotera*

...a Pa

Indice

INTRODUZIONE.....	5
CAPITOLO 1 Generalità sul <i>Soil Nailing</i>.....	12
1.1 Storia e campi di applicazione.....	12
1.2 Meccanismi di funzionamento.....	17
1.2.1 I principi alla base del <i>soil nailing</i>	17
1.2.2 Trasferimento dei carichi.....	22
1.2.3 Dominio di rottura del chiodo.....	25
1.3 Meccanismi di rottura e metodi di progetto per il <i>soil nailing</i>	32
CAPITOLO 2 La resistenza allo sfilamento.....	37
2.1 Meccanismi di interazione.....	37
2.2 Fattori che influenzano lo stato tensionale all'interfaccia terreno-rinforzo.....	40
2.2.1 Variazione dello stato tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo.....	42
2.2.2 Variazione dello stato tensionale durante la prova di sfilamento	46
2.3 Fattori che influenzano le caratteristiche dell'interfaccia.....	49
2.3.1 Influenza della forma del chiodo sulle caratteristiche dell'interfaccia.....	50
2.4 Altri fattori che contano nella stima della resistenza allo sfilamento	52

2.5	Possibilità di correlazioni empiriche?.....	55
2.6	Indicazioni di letteratura sulla modellazione numerica del problema	60
CAPITOLO 3 Programma sperimentale.....		67
3.1	Il terreno oggetto di sperimentazione.....	67
3.2	Caratterizzazione meccanica del terreno scelto per la sperimentazione.....	72
3.2.1	Resistenza a rottura.....	73
3.2.2	Compressibilità.....	74
3.2.3	Prove di taglio.....	78
3.2.4	Modalità di preparazione del campione.....	80
3.2.5	Caratteristiche di ritenzione.....	82
3.3	L'attività sperimentale.....	84
3.3.1	L'apparecchiatura utilizzata per le prove di sfilamento.....	84
3.3.2	Sistemi di carico.....	88
3.3.2.1	Sistema di applicazione dello sforzo di trazione.....	88
3.3.2.2	Stato tensionale applicato.....	90
3.3.3	Sistemi di misura.....	92
3.3.3.1	Sistema di misura dello spostamento controllato.....	92
3.3.3.2	Misura della suzione.....	93
3.3.3.3	Misura dei cedimenti.....	94
3.3.4	Le barre oggetto di sperimentazione.....	97
3.3.4.1	La barra in vetroresina: FRP.....	97
3.3.4.2	La barra in acciaio.....	101
3.3.4.3	L'elica in acciaio.....	104
3.3.5	Procedura di esecuzione della prova.....	105
3.3.5.1	Prova di sfilamento con chiodo in sede.....	105

3.3.5.2 Prova di installazione e sfilamento del chiodo.....	106
3.3.6 Il programma sperimentale.....	107
3.4 Elaborazione delle prove di sfilamento.....	110
3.4.1 Misura dei parametri di stato del terreno.....	113
3.4.2 Elaborazione delle misure locali.....	122
CAPITOLO 4. Analisi dei risultati sperimentali.....	131
4.1 Risultati delle prove di sfilamento.....	132
4.2 Analisi parametrica dei risultati.....	142
4.2.1 Analisi dell'influenza dei parametri di stato sulla resistenza allo sfilamento.....	144
4.2.2 Le prove con la barra in FRP.....	149
4.2.3 Analisi parametrica facendo riferimento alla stima della resistenza allo sfilamento media calcolata dalle misure di deformazione locale della barra.....	152
4.3 Stima della tensione agente all'interfaccia.....	160
4.4 Influenza della procedura di installazione.....	172
4.4.1 La barra in FRP.....	172
4.4.2 L'elica in acciaio.....	173
CAPITOLO 5 Modellazione numerica.....	176
5.1 Il modello numerico.....	176
5.2 Analisi I: calibrazione del modello.....	183
5.3 Analisi II: studio del comportamento meccanico dell'interfaccia	187
5.4 Analisi III: simulazione di prove di laboratorio.....	207

5.4.1 Simulazione di prove di laboratorio mediante scarico tensionale all'atto dell'installazione dell'elemento chiodo214

CAPITOLO 6 Conclusioni224

6.1 Finalità del lavoro.....224

6.2 Sintesi dei risultati ottenuti.....225

6.3 Limiti del lavoro e suggerimenti per gli sviluppi futuri della ricerca.....228

Bibliografia.....229

Appendice A.....239

Gli estensimetri resistivi.....239

Appendice B.....245

Elaborazione delle prove strumentate con gli estensimetri.....245

Appendice C.....315

Le analisi numeriche.....315

Appendice D.....406

I modelli costitutivi adottati nell'analisi numerica.....406

D.1 Il modello basato sul criterio di resistenza di Mohr-Coulomb...407

D.2 Il modello costitutivo Hardening *Soil*.....408

INTRODUZIONE

1 Il problema locale: scavi in area urbana

Il territorio campano, così come quello italiano, a causa della sua conformazione litologica e geomorfologica è un sistema particolarmente "sensibile" ed instabile.

La collocazione baricentrica del territorio napoletano rispetto ai due grandi complessi vulcanici della zona, il Somma - Vesuvio ed i Campi Flegrei, è causa di una morfologia molto movimentata, nella quale rilievi collinari anche molto acclivi si alternano ad aree pianeggianti. Il sottosuolo della città e di un'ampia fascia circostante è costituito, fino a notevoli profondità, da materiali di origine vulcanica che hanno avuto origine dall'attività eruttiva che ha avuto luogo nella regione. Le proprietà indice, di stato, idrauliche e meccaniche di questi materiali dipendono molto dalla distanza dal centro di eruzione e dal meccanismo di deposizione. In accordo con le caratteristiche e la storia delle eruzioni, questi depositi possono essere stratificati o non stratificati, a grana grossa o fine, cementati o sciolti, fratturati o integri. La loro struttura è variabile da deposito a deposito e, nello stesso deposito può variare lungo direzioni verticali ed orizzontali.

Nel sottosuolo le rocce sciolte di origine piroclastica, la pozzolana, si rinvencono solitamente al di sopra del pelo libero della falda e sono dotate di valori molto ridotti della coesione. Tale coesione, in buona parte legata al contenuto d'acqua,

può essere persa per imbibizione ponendo problemi connessi alla facile erodibilità ed al cedimento per collasso.

Se poi alla naturale e generalizzata predisposizione all'instabilità, si uniscono gli effetti del dissesto causato dall'uomo sia con interventi "distruttivi", sia con la cattiva gestione delle risorse ambientali, otteniamo la spiegazione di un grandissimo numero di eventi franosi, talora anche catastrofici, che caratterizzano le cronache degli ultimi anni. Parallelamente, è in continua crescita la domanda di spazi per lo svolgimento delle attività umane come alloggi e infrastrutture. I due fattori insieme comportano la necessità di una corretta gestione e ottimizzazione dello spazio.

In questo contesto una crescente diffusione hanno avuto negli ultimi decenni le tecniche di rinforzo e di consolidamento dei terreni, tra cui appunto il *soil-nailing*. La tecnica del *soil-nailing* (letteralmente in italiano chiodatura del terreno) consiste nell'utilizzo di elementi di rinforzo passivi che lavorano solo in seguito all'instaurarsi di movimenti e deformazioni dell'ammasso di terreno in cui sono installati. La testa del chiodo è fissata al rivestimento esterno (non necessariamente portante) del fronte da stabilizzare, che può essere costituito da una rete metallica elettrosaldata rivestita con calcestruzzo proiettato (*spritz beton*) o, in alcuni casi, da geosintetici (geotessili o geogriglie). Il rivestimento con geotessili permette un rapido ricoprimento a verde della struttura naturale o artificiale favorendo così un'adeguata risposta a criteri di valutazione d'impatto ambientale.

L'interesse sia scientifico sia tecnologico per la stabilizzazione di fronti di scavo attraverso tale tecnica per il caso urbano discende dalle seguenti considerazioni:

- facile applicabilità negli spazi ridotti per le piccole dimensioni degli inclusi (di diametro tipicamente compreso tra 20 e 30 mm) e delle macchine necessarie alla realizzazione del rinforzo;

- applicabilità possibile in qualsiasi condizione, anche in vicinanza di edifici o scavi che non debbano essere disturbati da interventi intrinsecamente invasivi (pali, *jet-grouting*); infatti la lunghezza dei *nails* è di gran lunga inferiore rispetto a quella degli ancoraggi tradizionali;
- in confronto agli altri metodi il *soil-nailing*, lì dove è applicabile, comporta un buon risparmio economico, senza grandi movimenti di terra o lunghi periodi di realizzazioni; realizzare uno stesso rinforzo con *soil-nail* ha un onere del 50% in meno rispetto alla stabilizzazione fatta con una paratia di pali (Morgan, 2002), e del 10-30% in meno rispetto ai diaframmi ancorati (Bruce e Jewell, 1986).

La tecnica del *soil nailing* è abbastanza recente ed, al momento, non sono state messe a punto procedure standardizzate per il dimensionamento statico soprattutto per quanto riguarda il numero, la lunghezza e lo spessore minimo delle barre: il campo di studio è ancora aperto.

È in questo filone di ricerca che si inserisce questo lavoro di tesi.

2 Perché questa tesi.

Il presente lavoro si propone di indagare l'applicabilità del *soil-nailing* ai terreni piroclastici campani, in particolare all'uso di rinforzi a diretto contatto con il terreno, e focalizza la sua attenzione sulla comprensione del meccanismo di interazione tra terreno e rinforzo che è alla base di questa tecnica.

Il programma di ricerca è stato articolato in più fasi:

- studio della letteratura tecnica di riferimento, in relazione tanto agli aspetti sperimentali che di modellazione del comportamento dell'interfaccia terreno-rinforzo;

- progetto e messa a punto di una apparecchiatura di grandi dimensioni per l'esecuzione di prove di sfilamento in laboratorio su chiodi direttamente infissi;
- sperimentazione di laboratorio su chiodi di diverso tipo (frp e acciaio) direttamente infissi in terreni piroclastici;
- modellazione numerica dell'interazione tra terreno e rinforzo.

La raccolta e l'esame critico del materiale reperibile in letteratura sull'applicabilità della tecnica del *soil-nailing* a terreni sciolti ha messo in evidenza come una formulazione a carattere generale per esprimere il massimo contributo resistente che può essere offerto da un rinforzo sia condizionata dalla possibilità o meno di controllare tutti i fattori che influenzano l'interazione tra il rinforzo stesso ed il terreno.

La massima resistenza che un rinforzo riesce ad offrire all'ammasso di terreno in cui è inserito dipende sia dalle caratteristiche meccaniche del terreno sia dalla geometria del rinforzo stesso e dalla tecnica di installazione.

La maggior parte delle indicazioni in letteratura è di natura meramente empirica e si riferisce all'utilizzo di rinforzi cementati. Nel corso di questa tesi si è rivolta l'attenzione esclusivamente all'applicabilità di rinforzi direttamente infissi nei terreni piroclastici; questi chiodi, chiamati *driven nails*, offrono la possibilità di combinare economicità e velocità di realizzazione in quanto manca la fase di scavo del preforo e quella di cementazione.

L'aspetto centrale del lavoro è consistito nell'analisi sperimentale finalizzata alla caratterizzazione meccanica dell'interfaccia e all'interpretazione del meccanismo di interazione tra il terreno ed il rinforzo. La sperimentazione di laboratorio è stata condotta mediante un'apparecchiatura di grandi dimensioni ($L=1.6$ m, $B=H=0.8$ m) progettata, realizzata e messa a punto nel corso del primo anno di dottorato (gennaio 2006-gennaio 2007). Le prove di sfilamento che sono state eseguite a partire dal secondo anno di dottorato, sono complessivamente 34, e sono state eseguite su chiodi sia in acciaio che in frp strumentati in più sezioni di misura con estensimetri resistivi. I chiodi sono stati strumentati per controllare nel corso della prova le deformazioni subite dal chiodo in più punti e da queste ricavare l'entità

della resistenza al taglio che si mobilita all'interfaccia lungo più sezioni del chiodo. In tal modo è stato possibile esaminare con maggior dettaglio il meccanismo di interazione che si genera tra terreno e rinforzo e stimare lo stato tensionale che si viene a generare intorno al chiodo a seguito dell'installazione e del tiro. Il terreno utilizzato, una pozzolana del napoletano, è stata caratterizzata meccanicamente ed idraulicamente in condizioni di totale saturazione (cella triassiale, apparecchiatura di taglio, apparecchiatura per prove di evaporazione). L'attività sperimentale è stata poi affiancata anche da un'analisi numerica; come strumento di calcolo ci si è avvalsi del programma agli elementi finiti Plaxis, sia in versione 2D che 3D. Il modello numerico, tarato sui risultati sperimentali, oltre a diventare uno strumento di verifica, permette anche di avere un maggior numero di informazioni e misure.

3 Organizzazione del lavoro di tesi.

La tesi è articolata in 6 capitoli a valle di questa introduzione.

Nel **capitolo 1** si presentano gli aspetti peculiari della tecnica di rinforzo denominata *soil-nailing*, le sue caratteristiche principali e le differenze con le tradizionali opere di sostegno.

Il **capitolo 2** descrive il meccanismo di interazione all'interfaccia tra il terreno ed il rinforzo da cui dipende il massimo contributo resistente che il rinforzo riesce ad offrire al sistema. La comprensione di tale meccanismo è essenziale se si vuole cercare di ridurre l'espressione della resistenza al taglio che si mobilita all'interfaccia terreno rinforzo in una forma semplificata. A rigore la resistenza al taglio che si mobilita all'interfaccia terreno rinforzo dipende dallo stato tensionale intorno al chiodo oltre che dalle caratteristiche meccaniche dell'interfaccia. Trovare un'espressione semplificata non è facile per la variabilità dei fattori in gioco. Si

analizzerà infatti la variazione dello stato tensionale che si genera intorno al chiodo a seguito dell'infissione ed i fattori da cui dipende, oltre che i fattori che influenzano le caratteristiche meccaniche dell'interfaccia. In tal modo si traccia un quadro di quelle che sono le grandezze in gioco nell'analisi del problema. Alla fine vengono riportati gli approcci riguardanti l'espressione della resistenza allo sfilamento offerta da un rinforzo proposti dai numerosi autori che nel corso degli anni si sono occupati dell'argomento.

Il **capitolo 3** è dedicato alla sperimentazione di laboratorio. Viene introdotta l'apparecchiatura sperimentale realizzata per l'esecuzione di prove di sfilamento in laboratorio su chiodi direttamente infissi; vengono mostrate le tarature di tutta la strumentazione utilizzata, durante la prova di sfilamento, sia per la misura che per il controllo di variabili di stato, tensionali e deformative necessarie alla descrizione del comportamento dell'interfaccia. Nello stesso capitolo c'è una sezione dedicata alla caratterizzazione meccanica del terreno oggetto di sperimentazione, condotta in laboratorio, oltre che alla descrizione delle barre di prova. Dopo aver descritto con accuratezza le apparecchiature e la modalità di esecuzione della prova, nel seguito del capitolo ci si sofferma sulle modalità di elaborazione dei risultati. Le prove di sfilamento sono state elaborate in due modi: facendo riferimento alle misure esterne e ricavando quindi un valore di resistenza allo sfilamento media mobilitata lungo il chiodo, che si può definire un'analisi di tipo globale; e partendo dalle misure di deformazione locale che consentono di poter ricavare dalla prova di sfilamento come tale la resistenza al taglio si mobilita lungo la barra nel corso della prova, definita analisi locale.

Il **capitolo 4** è dedicato all'interpretazione dei risultati delle prove di sfilamento. Si analizza in un primo momento la relazione funzionale della resistenza allo sfilamento media mobilitata all'interfaccia con la variabile di stato tensionale di riferimento, isolando anche i diversi parametri di stato del terreno. Le analisi sono state anche rivolte al problema dell'influenza della tecnica di installazione e della

geometria del rinforzo sulla risposta dell'interfaccia in termini di resistenza. I risultati delle prove di sfilamento sono stati interpretati anche facendo riferimento alle misure di deformazione locali che hanno permesso di stimare lo stato tensionale che effettivamente sussiste intorno al chiodo, e come questo influenzi la risposta meccanica dell'interfaccia.

Nel **capitolo 5** è descritta la modellazione numerica di una prova di sfilamento. Dopo una breve descrizione del programma di calcolo utilizzato e del modello numerico scelto per le simulazioni numeriche, si analizzano i risultati di tali simulazioni. La prima parte dell'analisi numerica ha riguardato, oltre che la calibrazione del modello numerico, l'analisi dell'influenza dei parametri di stato del terreno e della tecnica di installazione del chiodo sulla risposta del modello; particolare attenzione è stata prestata alla valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale all'interfaccia. Successivamente l'interesse è stato rivolto alla simulazione di prove di sfilamento eseguite in laboratorio.

Il **capitolo 6**, infine, è dedicato alle conclusioni. In esso viene eseguito un riepilogo dei principali risultati ottenuti nel corso della presente tesi, indicando anche i possibili sviluppi di ricerca del lavoro svolto.

La tesi è completata da quattro appendici nelle quali si descrivono:

appendice A: la modalità con cui sono state strumentate le barre oggetto di prove di sfilamento;

appendice B: le elaborazioni dettagliate di tutte le prove di sfilamento eseguite in laboratorio;

appendice C: i risultati in dettaglio delle analisi numeriche;

appendice D: i modelli costitutivi adottati nell'analisi numerica.

CAPITOLO 1. Generalità sul *soil nailing*

1.1 Storia e campi di applicazione

Il *soil-nailing* è una tecnica di rinforzo del terreno usata per il sostegno di scavi e per la stabilizzazione dei pendii, che consiste nell'infissione ravvicinata di inclusioni passive, chiodi (dall' inglese “*nails*”), di piccolo diametro (tipicamente compreso tra 20 e 30 mm). Generalmente i *nail* sono messi in opera in preforni e cementati per tutta la loro lunghezza, o direttamente infissi nel terreno e sono in grado di assorbire sforzi di trazione, taglio e flessione.

Il *soil-nailing* si è sviluppato a partire dal 1960 con il New Austrian Tunnelling Method, per il quale barre in acciaio venivano completamente cementate in rocce per il sostegno delle pareti delle gallerie. Successivamente, a partire dal 1970 questa tecnica di sostegno è stata utilizzata anche nei terreni, si veda per esempio un piccolo tunnel della metropolitana costruito a Francoforte (Bruce & Jewell, 1987).

La prima applicazione di inclusioni passive in un terreno che può essere considerata già *soil-nailing* risale invece al 1972, quando uno scavo, in sabbie addensate di Fontainebleu, con pendenza del fronte di 70° è stato realizzato vicino Versailles. Lo sviluppo di tale tecnica ha poi simultaneamente interessato diversi paesi: la prima sistematica ricerca sul *soil-nailing* è stata sviluppata in Germania, nell'ambito del progetto Bodenvernagelung (1975-1979); successivamente progetti

analoghi sono stati eseguiti, fra gli altri, in Francia (Clouterre, 1991) ed in America (FHWA 1998). Il risultato di queste ricerche e il monitoraggio di opere ha contribuito negli anni successivi a gettare le basi per la formulazione di una tecnica di progetto.

Sebbene il predecessore del *soil nailing* sia la tecnica del rinforzo del terreno con elementi planari, e cioè la terra armata, ci sono delle fondamentali differenze tra i due metodi.

Il *soil-nailing* infatti viene realizzato a mezzo di una tecnica definita “*top-down*”, procedura che consiste nella realizzazione di scavi parziali liberi di altezza compresa tra 1-2 metri (l'altezza deve essere inferiore all'altezza critica di scavo del terreno in sito), seguiti dalla messa in opera dei chiodi e dal ricoprimento dello scavo stesso con un rivestimento leggero; la procedura viene iterata fino al raggiungimento della profondità di scavo predefinita (Fig.1.1). Le terre rinforzate vengono invece realizzate “*bottom – down*”: il terreno viene costipato e spianato con rulli, vengono stesi i rinforzi planari che sono poi ricoperti da altro terreno successivamente costipato; la procedura anche in questo caso è iterata fino al raggiungimento dell'altezza predefinita.

Altra differenza è che mentre nel *soil nailing* vengono scelti gli elementi resistenti per rinforzare un pendio o uno scavo, per le strutture in terra armata la scelta in fase di progettazione riguarda sia il terreno che il rinforzo, optando per la combinazione che offre il miglior risultato; inoltre i rinforzi nel *soil-nailing* sono prevalentemente barre (elementi che possono essere considerati unidimensionali) mentre nelle terre rinforzate gli elementi di rinforzo sono elementi planari continui lungo l'orizzontale.

La sostanziale differenza tra le due strutture però riguarda la distribuzione degli sforzi e delle deformazioni lungo i muri; nel *soil-nailing* la massima deformazione interessa la parte alta dell'opera mentre per le terre rinforzate si concentra al piede.

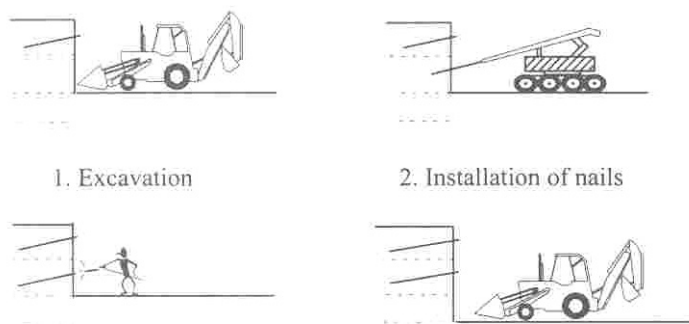


Figura 1.1: Fasi di realizzazione di uno scavo in *soil nailing*.

Il *soil-nailing* viene usato anche come alternativa agli ancoraggi e sebbene la modalità di realizzazione sia simile esistono anche tra queste due tecniche di rinforzo delle sostanziali differenze (Fig.1.2).

Mentre gli ancoraggi sono a contatto con il terreno solo nel tratto connesso, con una limitata zona di mobilitazione delle forze resistenti attrittive, i chiodi sono interamente connessi al terreno e l'aliquota di resistenza attrittiva viene mobilitata per tutta la loro lunghezza. Vengono infatti definiti anche inclusioni uniformi (Schlosser et al.1983) in quanto l'interazione tra terreno e rinforzo può avvenire in qualsiasi punto dell'inclusione; inoltre la capacità dei chiodi di mobilitare la resistenza attrittiva anche nella zona "attiva" rende più piccoli gli sforzi che vanno a gravare sul rivestimento che così può non avere caratteristiche portanti. Come noto gli ancoraggi possono essere messi in trazione dopo l'installazione, lavorando in questo modo a prescindere da ogni spostamento dell'opera; i chiodi invece non sono pretesi, dunque richiedono sempre una deformazione del terreno per produrre lavoro (a trazione).

Inoltre, il numero di chiodi utilizzati per una chiodatura è di molto superiore al numero di ancoraggi utilizzati per la realizzazione di uno scavo di ugual altezza, ogni chiodo sarà destinatario di uno sforzo minore rispetto a quello che compete ad ogni ancoraggio; la rottura o lo sfilamento di uno dei chiodi avrà dunque conseguenze meno dannose rispetto a quelle che si avrebbero a seguito della rottura o dello sfilamento di un ancoraggio.

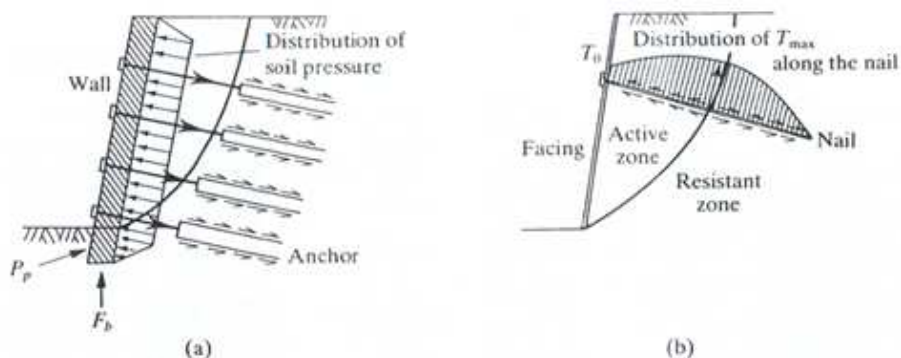


Figura 1.2: Confronto tra il funzionamento degli ancoraggi (a) e delle chiodature “soil-nailing” (b)

I chiodi usati nel *soil-nailing* sono generalmente barre di acciaio o di altre fibre polimeriche (FRP) in grado di resistere a sforzi di trazione, di taglio e momento flettente, e in base al tipo di installazione, possono essere divisi in *driven*, *grouted* e *jet grouted nails*.

I *driver nails* o chiodi direttamente infissi sono chiodi di piccolo diametro (14÷45 mm) inseriti nel terreno con una spaziatura ridotta (0.5-4 chiodi a metro quadro di muro) mediante un martello a vibropercussione (pneumatico o idraulico); si preferiscono chiodi d'acciaio a comportamento duttile per evitare meccanismi di rottura fragile. Tale tipo di installazione è rapida ed economica, anche se limitata per la massima lunghezza dei chiodi (20m) e per l'inoperatività nei terreni eterogenei.

I chiodi cementati (“*grouted nails*”) hanno dimensioni variabili tra 15 e 46mm e sono inseriti in prefori di 10÷15 cm di diametro, con una spaziatura verticale e orizzontale che varia in relazione al tipo di terreno (0.25 – 1 chiodo per metro quadro di muro). La cementazione avviene a pressione atmosferica (forza di gravità) o a basse pressioni.

Le principali differenze tra i *jet-grouted* e *grouted nails* risiedono nella pressione di iniezione della malta e nella tecnica di installazione. Invece di eseguire la perforazione prima dell'iniezione della malta, la tecnica di installazione dei *jet-grouted nails* combina la vibro-percussione ad alta frequenza (>70 Hz) per l'installazione dei chiodi e la contemporanea iniezione di miscela cementizia ad alta pressione (>20MPa). L'alta pressione causa una fatturazione idraulica e una ricompattazione del terreno all'interno del foro facendo così aumentare la resistenza allo sfilamento. Nel seguito chiameremo, per semplicità, *soil nail* l'elemento di rinforzo senza distinguere se esso sia direttamente infisso o cementato.

Il rivestimento frontale è l'elemento conclusivo dell'opera in *soil-nailing* e viene realizzato non solo in funzione della spaziatura dei chiodi, ma anche del tipo di struttura, temporanea o permanente, che si va a realizzare. Nel primo caso sono stati spesso utilizzati dei geotessili mentre rivestimenti in calcestruzzo, prefabbricato o gettato in opera (*spritzbeton*), sono più frequenti per le opere permanenti.

Tale tecnica di rinforzo è considerata molto utile ed economicamente vantaggiosa per quei terreni che hanno la capacità di auto sostenersi per uno scavo di 1÷2 metri per un periodo di tempo di 1÷2 giorni. Sono preferibili terreni come rocce alterate, sabbie e ghiaie naturalmente cementate, e sabbie omogenee da medie a fini con coesione capillare (con un contenuto d'acqua dell'ordine del 5%, Byrne et al.1993); il metodo è comunque applicabile anche a terreni limosi e che si trovino al di sopra della falda, così come in materiali coesivi ed argille a basso indice di plasticità.

1.2 Meccanismi di funzionamento

1.2.1 I principi alla base del *soil nailing*

Il rinforzo utilizzato nelle terre armate ha la funzione primaria di collaborare al comportamento dell'insieme attraverso la sua resistenza a trazione; pertanto la sua massima efficacia si ottiene in linea di principio disponendo il rinforzo nella direzione delle deformazioni principali di estensione. Per fare un esempio, se si volesse rinforzare un provino di terreno sottoposto a prova triassiale di compressione (e quindi con carichi verticali crescenti) converrebbe, come è intuibile, disporre il rinforzo orizzontalmente, proprio perché in questo caso questa è la direzione delle deformazioni principali di estensione (Fig. 1.3).

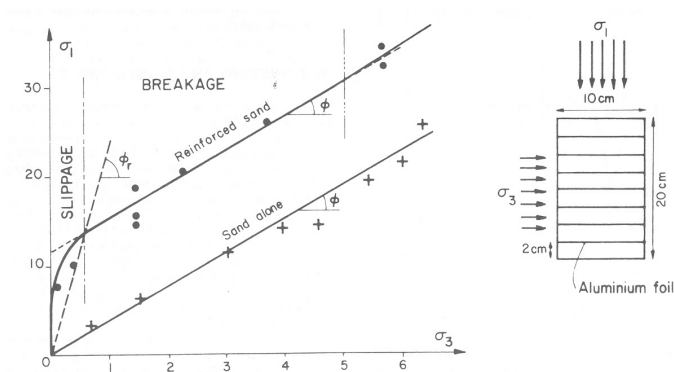


Figura 1.3: Effetti del rinforzo di un provino di terreno in condizioni triassiali (da Scholesser et al., 1972).

Gli elementi di rinforzo hanno quindi la funzione primaria di collaborare con la propria capacità di assorbire sollecitazioni di trazione.

L'utilità di un elemento di rinforzo può anche essere valutata con riferimento ad un semplice schema in cui il rinforzo intercetta una superficie di rottura (Fig. 1.4). I benefici effetti della presenza di un elemento resistente a trazione sono:

- la componente della sollecitazione nel rinforzo (P_R) normale alla superficie di scorrimento ($P_R \sin \theta$) contribuisce positivamente alla resistenza al taglio aumentando lo sforzo normale agente;
- la componente della sollecitazione nel rinforzo (P_R) parallela alla superficie di scorrimento ($P_R \cos \theta$) contribuisce positivamente riducendo gli sforzi di taglio agenti.

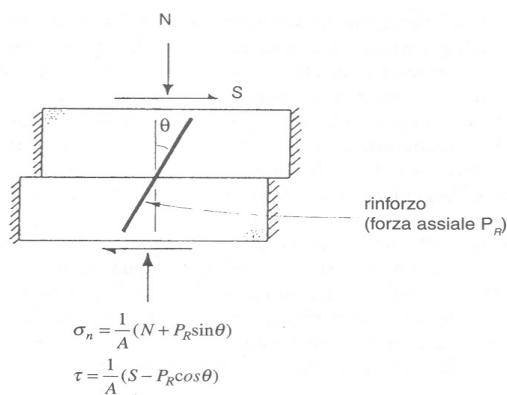


Figura 1.4: Effetti del rinforzo a cavallo di una superficie di rottura del terreno.

Il comportamento di un ammasso di terreno rinforzato è quello tipico dei materiali composti la cui mutua interazione è di tipo attritivo. Perciò, esso dipende innanzitutto dalle due variabili che governano il comportamento a taglio dei mezzi non cementati: angolo di attrito (in questo caso all'interfaccia tra rinforzo e terreno) e sollecitazioni normali agenti sulla superficie di interfaccia (per rinforzi piani, solitamente la tensione verticale o una sua componente). Il trasferimento di sollecitazioni di trazione attraverso l'interfaccia comporta come conseguenza una benefica azione di confinamento esercitata sul terreno.

Gli stati di sollecitazione che possono essere indotti nei rinforzi da tali meccanismi di interazione sono: un regime di trazione o compressione dovuto all'interazione longitudinale, e un regime di taglio e flessione dovuto all'interazione trasversale.

L'interazione tra il terreno e le inclusioni ha due effetti benefici: riduzione della deformabilità e un incremento della resistenza a taglio.

Questo meccanismo di interazione può essere spiegato facendo riferimento ad un semplice modello strutturale che consiste di due elementi a contatto (Fig. 1.5) di diverse proprietà meccaniche.

In figura i due elementi sono indicati con le lettere r (rinforzo) e s (*soil*, terreno).

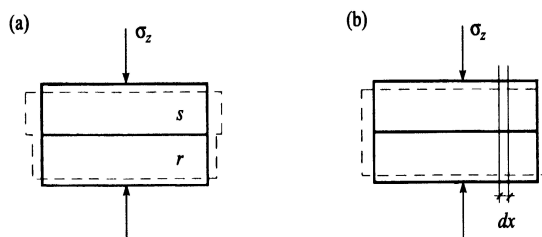


Figura 1.5 : Deformazione di due elementi a contatto liscio (a) o rugoso (b).

Con riferimento ad un sistema di assi cartesiani con asse z verticale rivolto verso il basso, essi sono soggetti alla tensione verticale σ_z che rappresenta lo stato di confinamento per peso proprio del terreno sovrastante.

Il comportamento dei due elementi dipende dalle proprietà dell'interfaccia: per interfaccia perfettamente liscia (vedi Fig. 1.5a) i due elementi si deformano in direzione ortogonale a quella di applicazione della sollecitazione σ_z in modo indipendente, in funzione delle proprie caratteristiche meccaniche e senza alcuna mutua influenza: l'interazione tra gli elementi è nulla. Se l'interfaccia è rugosa, e quindi capace di sopportare sforzi di taglio fino ad un valore limite di interfaccia (vedi Fig. 1.5b), si può assumere che fino al raggiungimento di questa condizione limite le due parti si deformeranno in direzione orizzontale senza scorrimento relativo, e quindi conservando la stessa lunghezza.

In questo secondo caso, quindi, la perfetta aderenza tra le parti assicura che la deformazione orizzontale che subiscono gli elementi a seguito dell'applicazione di una tensione verticale σ_z sia la stessa:

$$\varepsilon_{x,r} = \varepsilon_{x,s} \quad (1.1)$$

Evidentemente, in questo caso la deformazione dei due elementi sarà intermedia tra quelle relative al caso di contatto liscio. Pertanto, il terreno subirà una deformazione minore, rispetto al rinforzo. La perfetta aderenza tra i due elementi soggetti ad una tensione di confinamento σ_z comporta una diminuzione della deformazione nell'elemento più deformabile ed un incremento della stessa in quello più rigido. La minore deformazione subita dal terreno consegue all'insorgere di sforzi di compressione in direzione parallela all'interfaccia; viceversa, il rinforzo sarà soggetto a sforzi di trazione.

Queste sollecitazioni possono essere facilmente calcolate nell'ipotesi di comportamento elastico di entrambi gli elementi (rinforzo e terreno). Con riferimento ad un rinforzo piano disposto orizzontalmente, e quindi a condizioni di deformazioni piane nel piano ortogonale alla giacitura dei rinforzi e al paramento dell'opera di sostegno, le deformazioni orizzontali dei due elementi valgono:

$$\varepsilon_{x,i} = \frac{1}{E_i} [\sigma_{x,i} - \nu_i (\sigma_{y,i} + \sigma_z)] \quad (1.2)$$

in cui il pedice i indica uno dei due materiali (r, s), e ν_i ed E_i sono rispettivamente il coefficiente di Poisson ed il modulo di Young del materiale i -esimo (rinforzo o terreno).

Siccome le deformazioni sono confinate nel piano x - z , quelle lungo la direzione y sono nulle per definizione ($\varepsilon_y=0$). Scrivendo la (1.2) per la direzione y , si può esprimere la tensione principale in direzione y in funzione delle altre due:

$$\sigma_{y,i} = \nu_i (\sigma_{x,i} + \sigma_z) \quad (1.3)$$

Sostituendo la (1.3) nella (1.2) si ottiene:

$$\varepsilon_{x,i} = \frac{1}{E_i} [\sigma_{x,i} - \nu_i (\nu_i (\sigma_{x,i} + \sigma_z) + \sigma_z)] \quad (1.4)$$

Che con semplici rielaborazioni può essere convenientemente scritta nella forma:

$$\varepsilon_{x,i} = \frac{1 + \nu_i}{E_i} [(1 - \nu_i) \sigma_{x,i} - \nu_i \sigma_z] \quad (1.5)$$

Considerando il fatto che, in assenza di forze orizzontali applicate al contorno, le tensioni laterali che insorgono a seguito dell'interazione devono costituire un sistema auto-equilibrato, la scrittura della condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale è:

$$n_s \sigma_{x,s} + n_r \sigma_{x,r} = 0 \quad (1.6)$$

In cui n_s ed n_r sono le frazioni di area trasversale interessata rispettivamente dal terreno (s) e dal rinforzo (r), per cui:

$$n_s = A_s / A_{tot}; \quad n_r = A_r / A_{tot}; \quad A_{tot} = (A_r + A_s); \quad n_s + n_r = 1 \quad (1.7)$$

Sostituendo nella (1.1) le (1.3), (1.4), (1.5) e (1.6) si ottiene che la tensione orizzontale nel rinforzo vale:

$$\sigma_{x,r} = \frac{\alpha \nu_r - \nu_s}{\alpha(1 - \nu_r) + \frac{n_r}{n_s}(1 - \nu_s)} \sigma_z \quad (1.8)$$

in cui:

$$\alpha = \frac{(1 + \nu_r)E_s}{(1 + \nu_s)E_r} \quad (1.9)$$

Siccome il rinforzo è molto più rigido del terreno ($E_r \gg E_s$) risulta $\alpha \ll 1$ e quindi, siccome ν_r e ν_s sono dello stesso ordine di grandezza, il numeratore della (1.8) è certamente negativo; il denominatore è invece certamente positivo. Pertanto, come è ovvio attendersi e come si desidera che sia, il rinforzo è sollecitato a trazione ($\sigma_{x,r} < 0$). Dalla (1.6) si ricava di conseguenza che la tensione orizzontale nel terreno è invece maggiore di zero ($\sigma_{x,s} > 0$). In conclusione, le relazioni mostrate indicano chiaramente che il rinforzo è efficace se è più rigido del terreno a contatto, perché solo in questo modo esso è sollecitato a trazione ed il terreno a compressione. L'espressione (1.8) indica che le sollecitazioni crescono al crescere di σ_z (quindi con la profondità), fino ad un valore che si ottiene dal raggiungimento di una delle possibili condizioni limite (rottura del rinforzo per trazione o rottura per taglio all'interfaccia terreno-rinforzo) di cui si parlerà nel seguito.

La (1.8) consente di stimare il comportamento tensionale del rinforzo nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dei due elementi coinvolti. In realtà, mentre questa ipotesi può essere ragionevole per alcuni tipi di rinforzo, il terreno si comporta non elasticamente già a livelli medio bassi di deformazione. Per tale motivo, sarebbe più corretto e realistico considerare modelli di interazione in cui almeno il terreno sia un mezzo elastoplastico (si veda ad es. Sawicki, 2000).

1.2.2 Trasferimento dei carichi

La tecnica del *soil nailing* migliora la stabilità di uno scavo o di un pendio principalmente attraverso la mobilitazione di tensioni di trazione nelle inclusioni che si sviluppano prima attraverso l'interazione attritiva tra terreno e rinforzo e successivamente per la reazione della testa del chiodo e del rivestimento frontale.

A seguito di piccoli movimenti del terreno nella parte frontale dello scavo (o del pendio), il chiodo è soggetto a degli spostamenti sia in direzione assiale che

trasversale al suo asse che inducono sollecitazioni. Gli spostamenti assiali fanno insorgere gli sforzi di trazione nel chiodo, che possono raggiungere il limite massimo pari alla massima resistenza che per attrito si può mobilitare all'interfaccia terreno – rinforzo, che è chiamata resistenza allo sfilamento. Gli sforzi di trazione contribuiscono ad aumentare la resistenza del terreno sia assorbendo parte degli sforzi di taglio sia provocando un aumento dello sforzo normale lungo la potenziale superficie di scorrimento.

Gli spostamenti laterali comportano l'insorgere di sforzi trasversali al chiodo che raggiungono il limite massimo pari alla capacità portante del terreno, determinata in maniera analoga ai pali sotto carichi orizzontali. A causa di questi spostamenti laterali nel chiodo possono nascere sforzi di taglio e momenti flettenti che sono influenzati dall'inclinazione e dalla rigidità del chiodo stesso.

A causa della relativa snellezza che contraddistingue i chiodi, le azioni di rinforzo legate agli sforzi di taglio e al momento flettente sono limitate dalla bassa resistenza a flessione e sono solitamente trascurabili (FHWA 1998).

Lo sforzo di trazione che si genera nei chiodi ha un andamento parabolico ed il suo punto di massimo, che coincide pressappoco con l'ipotetica superficie di scorrimento, separa il sistema *soil-nailing* in due zone: è più grande di quello che viene trasferito al rivestimento frontale (come si può evincere anche dalla figura 1.6):

ZONA ATTIVA: zona di potenziale scivolamento dove gli sforzi di attrito lungo il chiodo sono diretti verso il rivestimento e hanno la tendenza a sfilare il rinforzo;

ZONA PASSIVA: zona resistente, dove gli sforzi d'attrito sono diretti verso l'interno del pendio, prevenendo un movimento verso l'esterno del chiodo e, di conseguenza minimizzandone gli spostamenti anche nella zona attiva.

Spesso si considerano i *soil nail* come degli elementi che legano in un certo modo la zona attiva a quella passiva; il concetto delle due zone distinte e separate è però solo un'idealizzazione per semplificare il progetto. In realtà c'è una complessa zona di taglio soggetta a distorsioni, e inoltre la superficie di rottura è influenzata dalla presenza di giunti in cui è evidente un principio di distacco.

La testa del *soil nail* ed il rivestimento frontale assolvono principalmente una funzione di confinamento minimizzando le possibili deformazioni del terreno, con una conseguente crescita della tensione efficace e della resistenza al taglio del terreno a tergo della testa del chiodo, contribuendo inoltre ad evitare preventive rotture locali vicino la superficie del muro. Come evidente dalla distribuzione degli sforzi (Fig.1.6) lo sforzo che grava sul paramento e sulla testa del chiodo è minore del massimo proprio per effetto dell'interazione tra chiodo e terreno anche nella zona attiva. In questo modo il rivestimento può avere funzioni non portanti ma esclusivamente di protezione dagli agenti atmosferici e di contenimento.

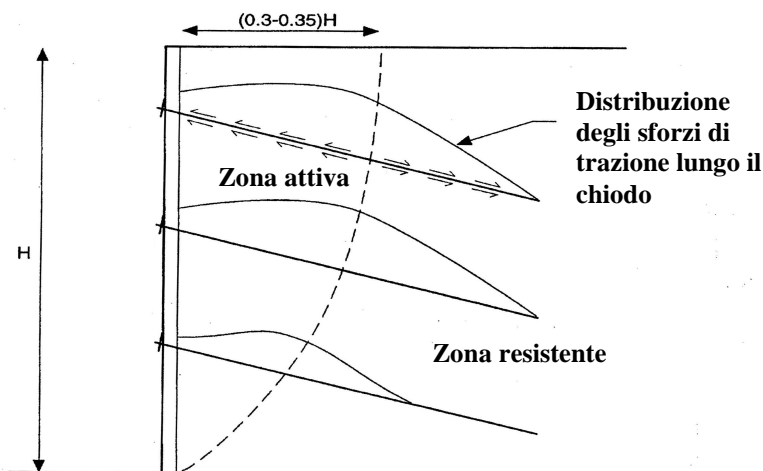


Figura 1.6: Zona attiva e zona resistente, e distribuzione delle tensioni nei chiodi

La resistenza allo sfilamento è fornita da quella parte di chiodo che ricade nella zona passiva e la mobilitazione di tale resistenza dipende da diversi fattori.

Teoricamente, la resistenza a taglio tra il *soil nail* ed il terreno circostante dipende dalla tensione al contatto e dal coefficiente di attrito d'interfaccia. Quando un *soil nail* è installato eseguendo prima la perforazione e poi il riempimento con la malta, il processo di perforazione riduce significativamente la tensione radiale sul perimetro della perforazione; il foro rimane stabile per mezzo dell'effetto arco. Con l'iniezione di malta viene in parte ripristinato lo stato tensionale radiale nel terreno intorno alla perforazione.

La pressione di contatto sulla superficie del foro è generalmente più piccola della pressione di confinamento tranne che nel caso in cui si inietti nel foro della malta in pressione. Ciò sembra implicare una bassa resistenza al taglio all'interfaccia terreno – malta. In realtà la superficie irregolare e rugosa del foro della perforazione comporta la nascita di meccanismi di *interlocking* tra la malta di cemento ed il terreno, cosa che contribuisce ad aumentare la resistenza al taglio. Quando il chiodo è soggetto a una forza di sfilamento, sollecitazioni di taglio interessano una limitata zona di terreno intorno al *soil nail* (banda di taglio) se il terreno è dilatante si può tenere ulteriormente in conto del benefico effetto della dilatanza contenuta. Scarse informazioni sono rinvenibili in letteratura sui chiodi direttamente a contatto con il terreno (i *driven nails*) ed è proprio con lo scopo di colmare tale lacuna che è stata sviluppata la ricerca oggetto della presente tesi.

1.2.3 Dominio di rottura del chiodo

Sebbene i *soil nail* siano prevalentemente sollecitati da sforzi di trazione, a seguito di elevati scorrimenti e, attraversate dalla superficie di scorrimento, vengono sollecitati anche a taglio e a momento flettente deformandosi ad S. I punti del chiodo in cui le sollecitazioni sono maggiori sono: i due punti A (Fig 1.7) in cui il valore del momento flettente è massimo e che si trovano ad una stessa distanza (simmetricamente) dalla superficie di scorrimento; ed il punto B (Fig. 1.7) in cui il chiodo interseca la superficie di scorrimento, che è appunto il punto in cui è massimo lo sforzo di taglio (dunque a momento nullo). Gli sforzi di taglio e momento flettente sono tra loro univocamente legati, una volta definite le

condizioni di carico, mentre totalmente indipendente è lo sforzo di trazione che si genera nel chiodo.

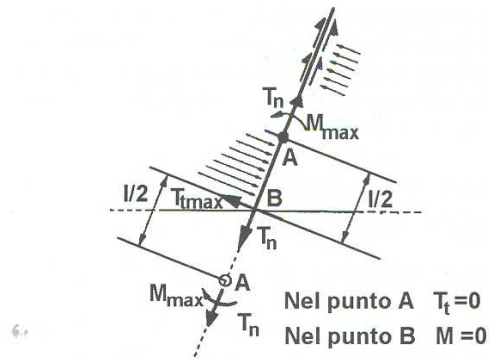


Figura 1.7 :Carichi e sollecitazioni su di una chiodatura a cavallo di una superficie di scorrimento (Jewell,1990 modificato da Evangelista 1995); in cui T_n è lo sforzo di trazione lungo il chiodo, $T_t \max$ è lo sforzo di taglio massimo, M_{\max} è il momento massimo

Tali sforzi di taglio e momento flettente, sebbene siano solitamente trascurati in fase di progettazione, influiscono sulla massima resistenza che il *soil nail* riesce a fornire e che a sua volta dipende dall'involuppo di rottura del chiodo stesso. La capacità di un rinforzo di sostenere anche questi altri tipi di sollecitazioni può far crescere la resistenza al taglio del terreno.

L'involuppo di rottura di un chiodo (Fig. 1.8) può essere ricavato da un'analisi dei possibili stati di sollecitazione che simultaneamente si possono sviluppare. Il dominio dei possibili stati di sollecitazione, nel piano T_n - T_t , per un chiodo è stato definito da Schlosser (1982) mediante l'impiego di quattro criteri di rottura.

sotto le azioni indotte dal terreno in movimento nella zona attiva si deformano molto provocando marginali mobilitazioni di spinta laterale del terreno. I chiodi rigidi invece tendendo a non deformarsi e conseguentemente una spinta passiva laterale del terreno si sviluppa lungo entrambi i lati della superficie di scorrimento con una necessaria mobilitazione di resistenza a taglio nei rinforzi (Mitchell et al. 1987).

Molti ricercatori nell'ultimo ventennio hanno improntato le loro ricerche allo studio dell'influenza della rigidità flessionale del *soil nail* sulle forze che insorgono nel chiodo ed agli spostamenti indotti. Jewell e Pedley (1990,1992), in particolare, sono giunti alla definizione di un modello, sia in campo elastico che plastico, per determinare il massimo sforzo di taglio mobilitato in un rinforzo.

Facendo riferimento alla sola analisi in campo plastico, che è rappresentativa delle condizioni di rottura, gli autori per esprimere l'involuppo di rottura, utilizzano quello ricavato per barre a sezione rettangolare che è conservativo se adattato a barre circolari:

$$\frac{M}{M_p} + \left(\frac{T}{T_p} \right)^2 = 1 \quad (1.10)$$

Gli autori hanno ulteriormente esplicitato la relazione esistente tra il massimo sforzo di taglio (P_s) e il massimo momento flettente (M_{\max}), che dipende dal carico che agisce lateralmente sul chiodo che ha come limite massimo la capacità portante del terreno e del rinforzo.

$$P_s = \frac{4M_{\max}}{l_s} \quad (1.11)$$

$$\frac{l_s}{D} = \sqrt{\frac{4\sigma_y}{3\sigma'_b}} \quad (1.12)$$

in cui l_s è la distanza massima tra i due punti di momento massimo a cavallo della superficie di scorrimento, D e σ_y sono, rispettivamente, il diametro e la tensione di snervamento della barra, σ'_b è la massima resistenza a pressioni tra rinforzo e terreno che ai fini dell'equilibrio plastico è pari a:

$$\sigma'_b = \frac{8M_{\max}}{l_s^2 D} \quad (1.13)$$

Ad influenzare la relazione esistente tra gli spostamenti longitudinali e trasversali al chiodo e quindi fra gli sforzi di tensione e taglio sono l'angolo di installazione nel terreno e l'angolo del vettore degli spostamenti che può essere considerato pari all'angolo di dilatanza.

Jewell (1987) propose una correlazione analitica (Fig.1.9),

$$\frac{\delta_{ax}}{\delta_L} = \tan(\beta + \psi) \quad (1.14)$$

dove β è l'angolo che il chiodo forma con la normale alla superficie di scorrimento, e ψ è l'angolo di dilatanza; questa relazione indica che i chiodi lavorano in trazione se installati con un angolo $-\psi \leq \beta \leq 90^\circ$ e in compressione per $-90^\circ \leq \beta \leq -\psi$.

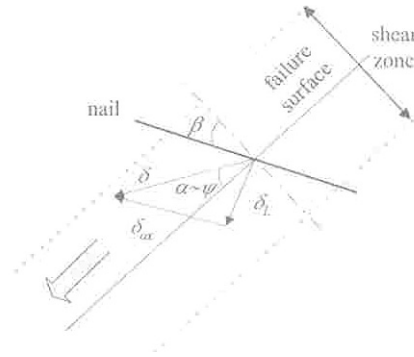


Figura 1.9: Relazione tra le componenti assiali e laterali dello spostamento rispetto al superficie di rottura da Jewell, 1990b

Basandosi sul cerchio di Mohr, Jewell et al.(1987) proposero una relazione per il calcolo dello sforzo di trazione del chiodo in funzione del suo angolo di inclinazione rispetto la superficie di scorrimento.

Tale relazione, confermata da risultati sperimentali di prove di taglio su una sabbia rinforza con una barra secondo diverse inclinazioni, è indicativa del rapporto tra il massimo sforzo di trazione nel *nail* ed il suo angolo di inclinazione β (Fig. 1.10); la resistenza a taglio del terreno cresce al crescere dell'angolo β fino a raggiungere un massimo a 30° per poi decrescere. I risultati hanno evidenziato che la presenza del rinforzo produce una ri-orientazione delle direzioni principali di deformazione del terreno. La deformazione del terreno nell'intorno del rinforzo è cioè minore di quella che si avrebbe nel caso di solo terreno perché la presenza del rinforzo inibisce la formazione di superfici di rottura. La resistenza al taglio del terreno aumenta per effetto del rinforzo se questo ha la stessa orientazione delle direzioni principali degli incrementi di trazione, diminuisce invece nel caso in cui questo segua l'orientamento di quelle di compressione.

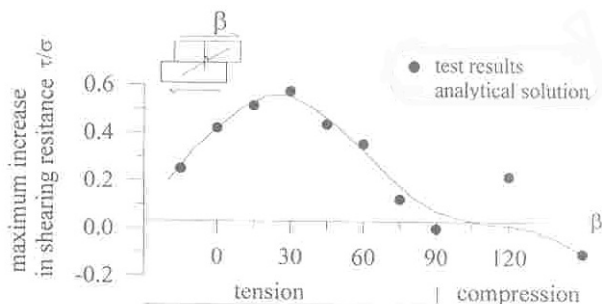


Figura 1.10: Variazione della resistenza a taglio in funzione dell'angolo di inclinazione β del chiodo, caso di un rinforzo rugoso (Jewell et al.,1987)

Visto dunque che l'effetto del rinforzo è influenzato dall'angolo di installazione, Gassler ha individuato tre gruppi in cui possono essere divisi i *soil nail* (Gassler, 1992): quelli installati orizzontalmente che lavorano principalmente a trazione e in cui gli spostamenti necessari a mobilitare la resistenza al taglio si raggiungono solo dopo la rottura; *soil nail* con una piccola rigidezza flessionale che vengono installati con una leggera inclinazione rispetto alla superficie di rottura, e che lavorano comunque principalmente a trazione; rinforzi con un'alta resistenza a flessione che vengono installati quasi perpendicolarmente alla superficie di scorrimento e che per grandi spostamenti attingono la loro resistenza al taglio.

Gli spostamenti necessari a mobilitare la resistenza a taglio e momento flettente nel chiodo sono molto più grandi di quelli che permettono di attingere la massima resistenza a trazione e la resistenza a taglio ultima nel terreno; per questo motivo in fase di esercizio, dati i ridotti spostamenti, il loro peso nella resistenza totale offerta dal rinforzo è insignificante. Se tali aliquote resistive però vengono tenute in conto nella verifica di stabilità del sistema *soil-nailing* bisogna assicurarsi che sia verificata la compatibilità delle deformazioni tra terreno e rinforzo e che tali spostamenti siano possibili.

1.3 Meccanismi di rottura e metodi di progetto per il *soil nailing*

Nell'analisi di stabilità di uno scavo o di un pendio di primaria importanza è l'identificazione di tutte le possibili superfici di scorrimento, cioè di quelle superfici dove si supera la capacità del terreno di resistere a sforzi di taglio. La superficie di scorrimento che, come visto, divide il sistema in una zona attiva ed in una passiva, è individuata solitamente tenendo conto delle caratteristiche meccaniche del terreno e di eventuali sovraccarichi applicati. Lungo questa superficie di scorrimento viene mobilitata la resistenza al taglio del terreno, che secondo il criterio di rottura di Mohr Coulomb può essere espressa, in termini di tensioni efficaci, come $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$. Se la resistenza a taglio disponibile è inferiore a quella richiesta per evitare che la zona attiva subisca uno spostamento relativo rispetto a quella passiva il terreno si rompe lungo la superficie di rottura; viceversa lo scavo o il pendio è stabile.

I muri in *soil nailing*, per la presenza del rinforzo, possono essere interessati da meccanismi di rottura sia interna che esterna; il primo riguarda la rottura cui può andare soggetto il singolo *soil nail* mentre nel secondo si considerano rinforzo e terreno come un unico sistema monolitico che può essere interessato da una superficie di scorrimento.

Le principali tipologie di rottura interna che possono interessare i *soil nail*, sia nella zona attiva che in quella passiva, sono: la rottura per sfilamento del rinforzo per perdita di aderenza tra il *soil nail* e il terreno circostante. Il superamento della massima capacità portante del terreno per eccessivi movimenti del *soil nail*; la rottura del chiodo per eccesso di sforzi di trazione o per l'azione combinata di sforzi di taglio e momenti flettenti; cedimenti strutturali per effetto della rottura della della testa del *soil nail* o di parte del fronte di rivestimento.

Per rottura esterna del complesso *soil nailing* si intendono invece meccanismi di scivolamento lungo superfici di scorrimento, rotazione e traslazione del complesso terreno – rinforzo.

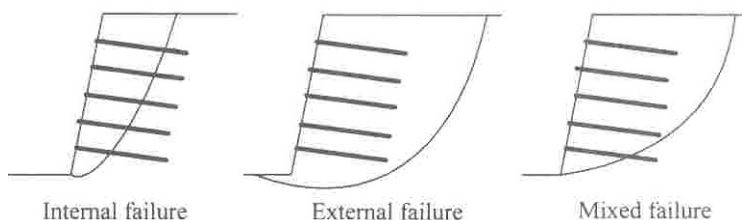


Figura 1.11: Possibili meccanismi di rottura di uno scavo rinforzato con la tecnica del *soil-nailing*.

Ci sono diversi metodi di progetto proposti per le strutture in *soil-nailing* che si basano sull'analisi di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite e sull'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali. Nell'analisi di stabilità all'equilibrio limite possono essere fatte diverse ipotesi riguardo alla potenziale superficie di scivolamento e gli sforzi a rottura nei chiodi; le superfici di rottura variano di metodo in metodi in un ampio intervallo, da quelle lineari che ipotizzano la formazione di un cuneo di scivolamento a quelle bi – lineari, a spirale logaritmica e circolare; molto discussa è il peso che le forze di taglio e flettenti mobiliate nel chiodo possono avere sulla stabilità del sistema in quanto essendo solitamente, come già accennato, di minore entità rispetto agli sforzi di trazione (< 10%) in molti casi vengono trascurate.

I metodi oltre che per forma della superficie di scorrimento che per stato tensionale nel chiodo, differiscono tra di loro per i coefficienti di sicurezza adottati: alcuni metodi, i più vecchi e ormai superati, fanno riferimento ad un solo coefficiente di sicurezza globale dato dal rapporto tra le resistenze disponibili e gli sforzi mobilitati lungo la superficie di scorrimento:

$$FS = \frac{\tau_{ult}}{\tau_{mob}} \quad (1.15)$$

altri invece, più sofisticati ma anche più affidabili, si basano su più coefficienti di sicurezza parziali che tengono in conto le possibili rotture locali cui può essere

soggetto un muro in *soil nailing* ed i diversi fattori che possono influire in qualche modo sulla stabilità del sistema.

In quest'ultimo approccio si verifica che gli sforzi siano minori delle resistenze, $S \leq R$, dove $S = \tau_{mob}$ è pari alla resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento e $R = \tau^s + \Delta\tau_{NL} + \Delta\tau_{NT}$ è rispettivamente la somma della resistenza a taglio del terreno in assenza dei chiodi e dei contributi resistenti dovuti alle componenti longitudinali e trasversali alla superficie di scorrimento dello sforzo di trazione che si mobilita nei chiodi.

In Tabella I sono riassunti i metodi più famosi e le caratteristiche che li contraddistinguono.

No	Metodo	Metodo di analisi	FS	Paese
1	“German”, Gassler (1987); Stocker <i>et al</i> , (1979)	Equilibrio limite con superficie di scorrimento lineare o bi-lineare	Globale o parziali	Germania
2	Raccomandazioni Clouterre (1991)	Equilibrio limite con superficie di scorrimento circolare (Bishop) o a doppio cuneo	Parziali	Francia
3	Agenzia per le autostrade inglesi HA 68/94, (1994)	Equilibrio limite con meccanismo di rottura a doppio cuneo	Parziali	UK
4	BS 8006 British standard (1995)	Equilibrio limite con riferimento ad una superficie di scorrimento a doppio cuneo, circolare o a spirale logaritmica	Parziali	UK
5	Metodo Davis modificato, Bang <i>et al</i> . (1990)	Equilibrio limite con superficie di scorrimento parabolica	Parziale	USA
6	Limite cinematico Juran <i>et al</i> . (1990)	Analisi cinemantica con riferimento ad una superficie di scorrimento a spirale logaritmica	Parziali	USA
7	FHWA (1998)	Equilibrio limite con superficie di scorrimento a doppio cuneo o circolare	Parziali; Stati limiti ultimi e di esercizio	USA

Tabella I: Alcuni dei più comuni metodi di progetto per il *soil-nailing*.

Quando le strutture, oltre che a rottura, possono essere interessate da deformazioni di entità inferiore a quelle che comporterebbero il collasso del sistema, si parla di condizioni di servizio e devono essere ugualmente verificate come le condizioni di rottura (dette ultime). Le deformazioni cui può andare incontro il sistema possono non essere catastrofiche ma causare comunque una perdita di funzionalità dell'opera così come danni a strutture o infrastrutture circostanti: bisogna assicurarsi che i cedimenti cui va incontro lo scavo siano accettabili così come le deformazioni del rinforzo. La funzionalità dell'opera può essere un problema nel lungo termine. Gli spostamenti dello scavo dovranno essere tali da non causare disturbo a edifici o infrastrutture nelle vicinanze, rottura del fronte di rivestimento, una non equa distribuzione dei carichi tra i *nails* che può portare poi alla rottura del rinforzo più caricato, rottura per trazione del terreno. Diversi campi sperimentali hanno permesso, attraverso un monitoraggio continuo, di stimare spostamenti orizzontali e verticali in corrispondenza della testa dell'opera; possono essere considerati ammissibili quando sono dell'ordine dello 0.1÷0.4% dell'altezza dello scavo (Clouterre, 1991; Srinivasa et al.2002 Fig.1.12).

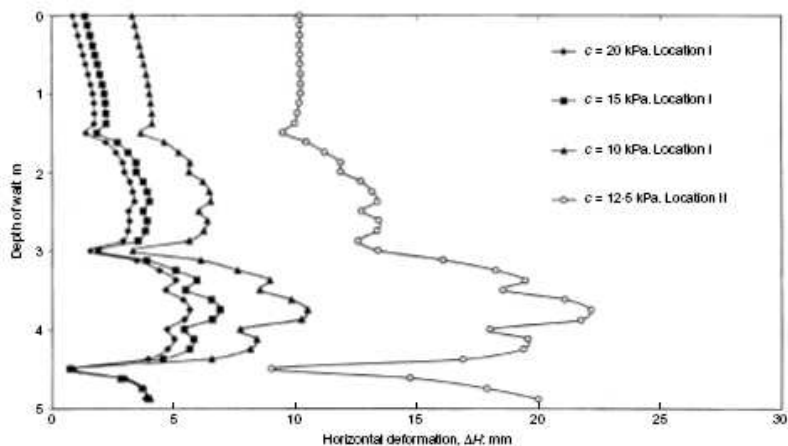


Figura 1.12: Variazione degli spostamenti orizzontali di uno scavo rinforzato in *soil-nailing* con la profondità e al variare della coesione del terreno, risultato di una analisi a ritroso in FLAC 2D (da Srinivasa et al. 2002).

CAPITOLO 2. La resistenza allo sfilamento

2.1 Meccanismi di interazione.

Il complesso meccanismo che determina la mobilitazione della resistenza al taglio tra terreno e rinforzo può essere spiegato facendo riferimento al modello concettuale proposto da Wernick (1978) e riportato in Fig.2.1. La tensione normale agente sull'inclusione è determinata dall'interazione tra un sottile strato di terreno posto a diretto contatto con l'inclusione, detto interfaccia, ed il terreno adiacente. Uno spostamento relativo tra terreno e inclusione induce nel terreno una deformazione di taglio, che si concentra per la maggior parte nella zona d'interfaccia. Il terreno adiacente confina l'interfaccia limitandone alcuni movimenti (Boulon, 1988) e, in accordo con il comportamento volumetrico dell'interfaccia, causa variazione della tensione normale e di conseguenza di quelle tangenziali sull'inclusione.

Il comportamento dell'interfaccia viene influenzato dalle caratteristiche fisiche, geometriche e meccaniche dei materiali a contatto e dalle caratteristiche meccaniche del terreno adiacente.

In linea generale, la resistenza al taglio d'interfaccia $\bar{\tau}(x)$ mediata lungo il perimetro del chiodo nella generica sezione x può essere espressa in funzione dello stato tensionale e delle caratteristiche dell'interfaccia come:

$$\bar{\tau}(x) = \int_0^{2\pi} \tau_{x,n}(x; \vartheta) d\vartheta \quad (2.1)$$

dove:

$$\tau_{x,n} = \sigma_n(x, \vartheta) \tan \delta \quad (2.2)$$

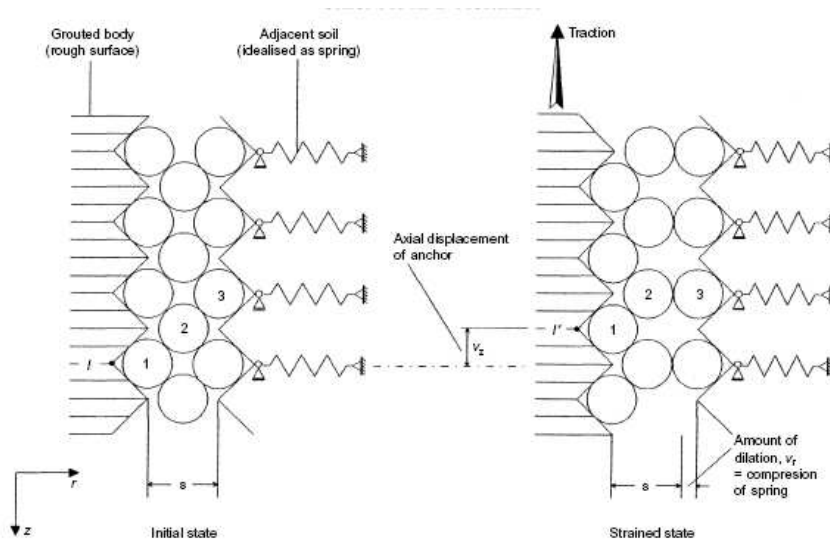


Figura 2.1: Modello concettuale per l'interfaccia proposto da Wernick (1978).

La tensione normale σ_n varia lungo il perimetro del chiodo e dipende sia dalle caratteristiche meccaniche dei terreni sia dalla procedura di installazione del chiodo. Le caratteristiche dell'interfaccia, riassunte nella sola variabile δ , sono funzione delle proprietà meccaniche del terreno oltre che della tipologia e della geometria del rinforzo.

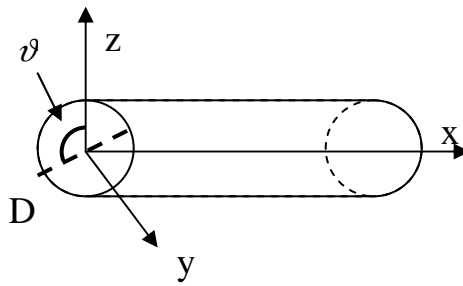


Figura 2.2: Sistema di riferimento nella sezione del chiodo corrispondente alla generica ascissa x.

Data la non uniformità della tensione normale intorno al chiodo, a rigore sarebbe necessario conoscere la sua reale distribuzione per quantificare il massimo contributo resistente T che può essere offerto dal rinforzo espresso con la seguente equazione:

$$T = \pi D \int_0^L \bar{\tau}(x) \cdot dx \quad (2.3)$$

in cui D è il diametro del chiodo e L la sua lunghezza interagente con il terreno.

Ciò non è però possibile perché i valori di $\sigma_n(x; \vartheta)$, già non noti inizialmente, si modificano significativamente nel corso della prova. Recentemente, Di Fonzo et al. (2008) hanno effettuato analisi numeriche 3D che hanno fornito un contributo al fine della comprensione di questo complesso meccanismo di interazione, e su quale si tornerà in dettaglio nel capitolo 5.

Ai fini applicativi, tuttavia, la conoscenza della distribuzione puntuale della resistenza al taglio $\tau_{x,n}$ (eq. 2.2) non è di grande utilità. Tipicamente (Cartier et al., 1983; Mecsi, 1997; Pradhan et al. 2006) la resistenza allo sfilamento perciò viene espressa in termini di resistenza media q_s definita come:

$$q_s = \frac{T}{\pi DL} \quad (2.4)$$

Tale grandezza viene poi messa in relazione con lo stato tensionale litostatico efficace tramite una relazione del tipo:

$$q_s = \sigma'_{v,0} \mu \quad (2.5)$$

dove $\sigma'_{v,0}$ è la tensione litostatica verticale efficace di interesse e μ è un coefficiente d'interfaccia che ingloba in sé l'influenza di tutti i fattori citati in precedenza.

Evidentemente, la (2.5) è una relazione fortemente semplificata, che per sua natura non può tenere conto in modo rigoroso di tutti i fattori influenti. Al momento, l'uso di equazioni come la (2.5) è suggerito in letteratura sulla base di indicazioni di natura empirica. Per giungere ad una stima affidabile del coefficiente μ è necessario indagare dunque sui meccanismi di interazione all'interfaccia ed in particolare sui fattori che influenzano lo stato tensionale intorno alla barra e le caratteristiche dell'interfaccia.

2.2 Fattori che influenzano lo stato tensionale all'interfaccia terreno - rinforzo.

L'inclusione è efficace ai fini del rinforzo se i due materiali interagiscono tra loro con sforzi di taglio all'interfaccia; quanto maggiore sarà quest'ultima, tanto migliore sarà l'effetto di rinforzo. Esistono aspetti peculiari dell'interfaccia che modificano localmente i valori delle variabili solitamente considerate nella relazione di Mohr-Coulomb (tensione litostatica, parametri di resistenza al taglio) in modo del tutto analogo a quanto avviene in altri casi di interfaccia terreno-materiale artificiale (ad esempio, all'interfaccia laterale palo-terreno).

Per utilizzare un'equazione del tipo (2.5) è necessario inglobare nella stima del coefficiente μ tutti i fattori che influenzano lo stato tensionale nell'intorno del chiodo, in quanto si fa riferimento esclusivamente ad una tensione verticale efficace litostatica.

Lo stato tensionale agente in direzione normale all'interfaccia terreno rinforzo non noto inizialmente a seguito dei disturbi legati all'installazione del rinforzo si modifica anche nel corso della prova.

Nell'ipotesi di piano campagna orizzontale, di assenza di falda e di stato tensionale non influenzato dalle operazioni di scavo, nel generico punto del terreno in cui viene inserito il rinforzo agisce, prima della sua installazione, una tensione verticale efficace litostatica:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z \quad (2.6)$$

con z profondità di installazione del rinforzo e γ peso dell'unità di volume del terreno.

La tensione orizzontale efficace, in direzione ortogonale all'asse del rinforzo vale:

$$\sigma'_o = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (2.7)$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

E' bene osservare preliminarmente che questo schema di stato tensionale, molto prossimo al vero all'interno dell'apparecchiatura di laboratorio del tipo usato in questa tesi, non rappresenta certamente in modo rigoroso quanto avviene in sito. L'installazione del *nail*, infatti, avviene a seguito di uno scavo, temporaneamente non sostenuto. Questo scavo indurrà una rotazione delle due direzioni principali di tensione contenute nel piano ortogonale al fronte di scavo. Per simmetria piana, invece, la terza direzione principale rimarrà inalterata ed ortogonale ad esso.

A rigore, inoltre, entrambe le tensioni, verticale (2.6) ed orizzontale (2.7), cambieranno a seguito di queste modifiche di stato tensionale. In particolare la tensione verticale non è più principale, e le sue variazioni sono legate al valore delle tensioni tangenziali agenti in direzione verticale, a loro volta influenzate dal valore e dal verso di quelle agenti sul fronte dello scavo. Solitamente queste

variazioni sono significative solo in prossimità del fronte, e di entità modesta nella zona resistente del chiodo. Pertanto, è ragionevole ritenere valida la (2.6).

Per quanto riguarda la tensione orizzontale (2.7) ortogonale al piano di simmetria, invece, le modifiche sono legate all'esaurirsi delle condizioni edometriche, fermo restando che essa rimane tensione principale.

Queste condizioni tensionali, di per se già complesse prima dell'installazione del chiodo, subiscono una variazione sostanziale a seguito del suo inserimento.

2.2.1 Variazione dello stato tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo

La procedura di installazione condiziona in modo determinante lo stato tensionale intorno al rinforzo.

Partendo dall'ipotesi di un ideale stato tensionale edometrico nel terreno nel punto in cui viene installato il chiodo (Fig.2.3a), quando questi vengono direttamente infissi nel terreno, nell'intorno del punto in cui viene posizionato il rinforzo ci sarà una variazione di stato tensionale. Il volume di terreno dislocato dal chiodo infisso tenderà a spostarsi con componenti di spostamento sia in direzione assiale sia radiale all'elemento infisso.

Questo spostamento è contrastato dal terreno circostante, con conseguente compattazione ed aumento dello stato tensionale nell'intorno del rinforzo. Successivamente all'infissione, però, è possibile che non ci sia perfetta aderenza tra il chiodo ed il terreno circostante. Ciò dipenderà evidentemente moltissimo dalla metodologia di infissione nonché dalla forma e finitura superficiale del chiodo. Pertanto, è possibile una ulteriore variazione di stato tensionale: le tensioni verticale ed orizzontale che saranno diverse da quelle iniziali (Fig.2.3b). Esse saranno maggiori o minori di quelle iniziali a seconda della rilevanza relativa dei due fenomeni accennati (dislocazione e collasso). Il tutto dipenderà quindi alla forma e della procedura di installazione del chiodo.

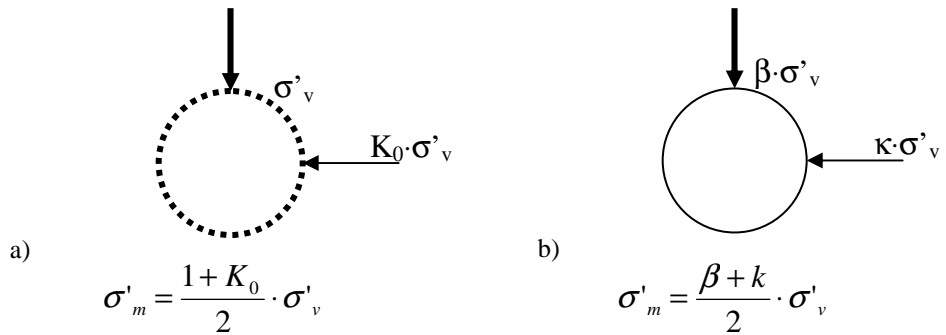


Figura 2.3: Stato tensionale intorno al chiodo in: a) un'ideale condizione edometrica iniziale e b) dopo l'installazione di un chiodo direttamente infisso (*driver nail*).

Nel caso di chiodi cementati, il rinforzo viene inserito in un preforo e poi cementato con malta in pressione. Lo stato tensionale legato alla perforazione si annulla lungo il perimetro del foro prima dell'iniezione e successivamente all'estrazione dell'attrezzatura di perforazione. Pertanto, esso non influenza il comportamento del rinforzo, che dipende solo dalle modalità di iniezione della malta (Fig.2.4b); in particolare la tensione normale, che risulta uniforme lungo il perimetro di una generica sezione del chiodo proprio per l'iniezione di malta, sarà una funzione della pressione di iniezione p e risulterà diversa sia dalla tensione verticale sia da quella orizzontale litostatiche.

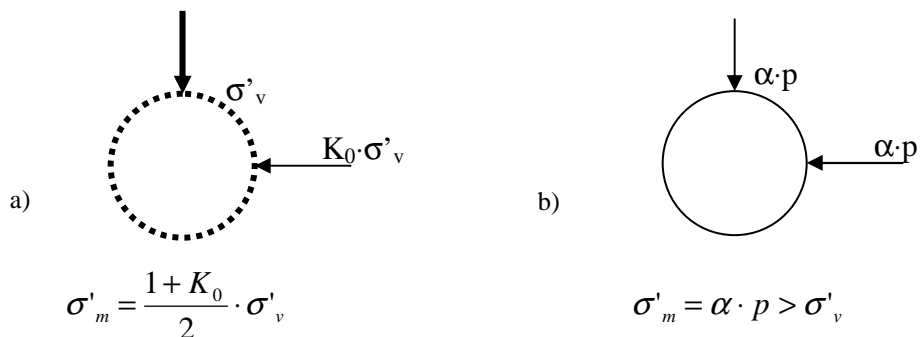


Figura 2.4: Stato tensionale intorno al chiodo: a) un'ideale condizione edometrica iniziale e b) dopo l'installazione di un chiodo cementato (*grouted nail*).

Gli studi relativi allo stato tensionale che si ha nel terreno intorno ad un chiodo a seguito della sua installazione hanno riguardato principalmente i chiodi cementati. Alcune indagini sperimentali ad esempio (Plumelle et al., 1990), hanno mostrato che la tensione normale intorno al chiodo era dell'ordine del 10÷15% della pressione di iniezione della malta di cemento. La resistenza al taglio mobilitata all'interfaccia può essere dunque espressa in funzione della pressione di iniezione della malta,

$$T = pa \tan \phi \pi DL \quad (2.8)$$

in cui p è la pressione di iniezione, a è un coefficiente di correlazione empirico, $\tan \phi$ è il coefficiente d'attrito del terreno, D ed L rispettivamente il diametro e la lunghezza della perforazione. Sebbene ci siano delle incertezze sulla determinazione del parametro a che permette la stima di tale resistenza a partire dalla pressione di cementazione, è ovvio che la resistenza cresca all'aumentare di tale pressione e quindi che per i chiodi *jet-grouted*, per cui le pressioni di iniezione della malta sono superiori a 20MPa, l'incremento di tensione e dunque di resistenza allo sfilamento sarà molto più significativo (Bruce et al. 1987b).

L'effetto del processo di perforazione, della pressione di confinamento e della pressione di iniezione della malta è stato studiato in laboratorio da Yin e Su (2006). Le prove, fatte su chiodi cementati in graniti alterati, hanno mostrato che per il processo di perforazione lo stato tensionale si riduce e la resistenza allo sfilamento non dipende più dal carico verticale applicato se i chiodi sono cementati (Fig. 2.5), ma aumenta in maniera proporzionale alla pressione di iniezione della malta (Fig.2.6).

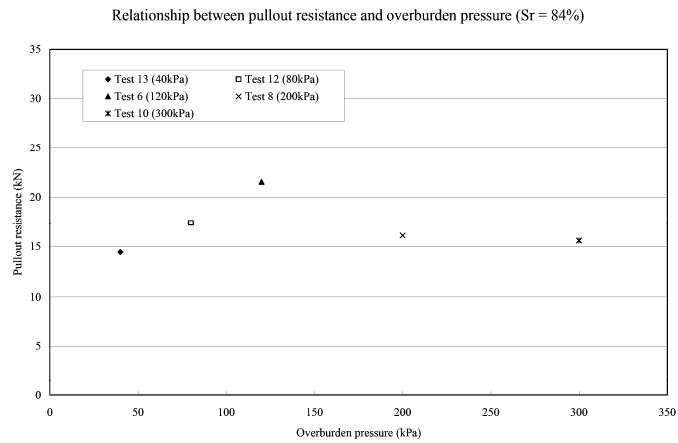


Figura 2.5: Andamento della forza di sfilamento al variare della tensione di confinamento verticale applicata (Yin & Su, 2006)

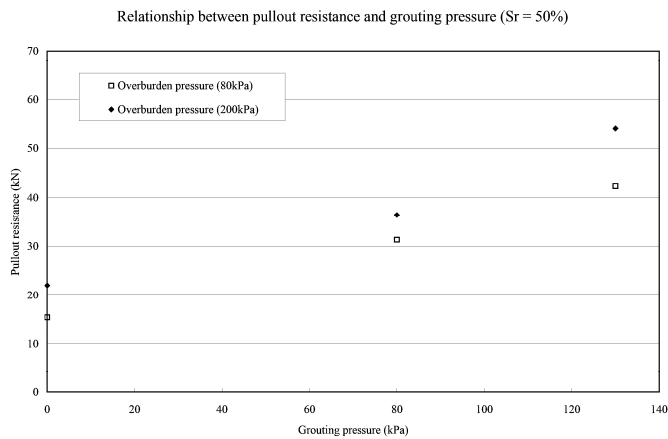


Figura 2.6: Variazione della forza di sfilamento in funzione della pressione di iniezione della malta (Yin & Su, 2006)

Si può inoltre notare come lo stato tensionale si modifichi molto meno all'aumentare della distanza dal punto di installazione del rinforzo e come l'installazione crei una non uniformità dello stato tensionale nell'intorno del chiodo che permane anche a seguito della cementazione (si veda la differenza tra le misure di pressione nei punti 1,2,3, e 4 in Fig.2.7).

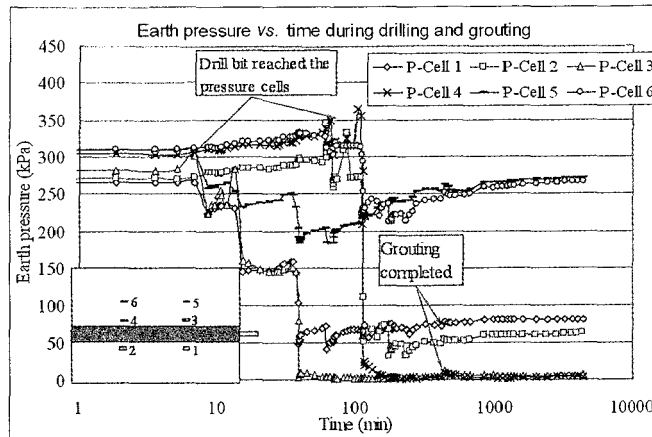


Figura 2.7: Variazione delle tensioni totali nel tempo durante la perforazione e la cementazione, prove su terreno caricato con una pressione di confinamento verticale di 300 kPa (Yin & Su, 2006)

2.2.2 Variazione dello stato tensionale durante la prova di sfilamento

Lo stato tensionale generato intorno al chiodo dall'installazione si modifica ulteriormente nel corso delle prove di sfilamento a causa del comportamento deformativo del terreno connesso agli sforzi di taglio agenti. Come ben noto, infatti, i terreni soggetti a sforzi di taglio manifestano una tendenza alla variazione di volume legata essenzialmente alla natura elastoplastica del suo comportamento meccanico. Un mezzo elastico lineare ed isotropo, infatti, non manifesterebbe variazioni di volume sotto condizioni di carico di taglio puro. Il segno delle variazioni di volume (dilatanza o contraenza) del terreno dipende dalle condizioni di stato del terreno (grado di addensamento, stato tensionale corrente, eventualmente grado di saturazione). In particolare, i terreni addensati o molto addensati, se soggetti a stati tensionali di confinamento non molto elevati, hanno tendenza a dilatare; quelli sciolti a contrarre.

Per effetto dell'interazione tra terreno e rinforzo, quando il chiodo è sollecitato dallo sforzo di tiro all'interfaccia con il terreno insorgono degli sforzi di taglio che inducono deformazioni volumetriche nel terreno che possono essere di aumento o riduzione a seconda che il terreno abbia un comportamento dilatante o contraente. Se si tratta di un terreno a comportamento dilatante, l'aumento di volume indotto è ostacolato dalla presenza del terreno circostante ed ha come effetto un aumento $\Delta\sigma'_v$ della tensione verticale efficace all'interfaccia di valore iniziale σ'_v (Fig. 2.8): questo fenomeno è detto di dilatanza contenuta (Schlosser e Elias, 1978). Evidentemente, esso influenza la resistenza al taglio media all'interfaccia e dovrà essere tenuto in conto nel coefficiente di attrito di interfaccia μ dell'equazione (2.5), in quanto la quantificazione dell'aliquota $\Delta\sigma'_v$ è praticamente impossibile se non in complesse sperimentazioni di laboratorio.

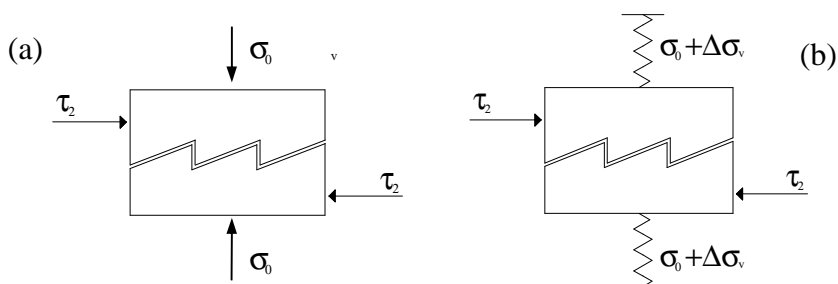


Figura 2.8: Schema analogico di dilatanza consentita (a) e contenuta (b).

Prove su ancoraggi hanno mostrato che l'aumento di $\Delta\sigma'_v$, nelle immediate vicinanze del punto di applicazione del tiro sull'ancoraggio può arrivare ad essere pari a circa quattro volte il valore della pressione normale iniziale σ'_v (Fig.2.9).

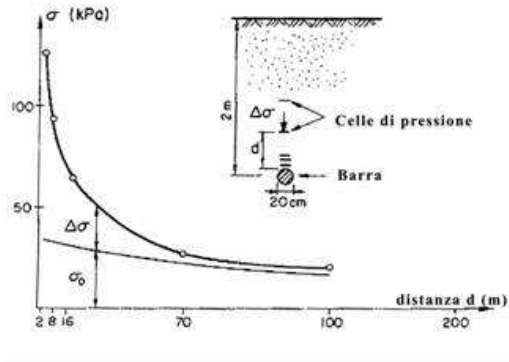


Figura 2.9: Incremento della tensione efficace verticale all'interfaccia terreno rinforzo causata dalla dilatanza contenuta in prove di trazione (Plumelle, 1979)

Risultati sperimentali in sito su terreni granulari a comportamento dilatante (Schlosser, 1983, vedi Fig. 2.10), hanno dimostrato che la resistenza unitaria allo sfilamento q_s (equazione 2.5) resta costante con la profondità per effetto di un meccanismo combinato di diminuzione della dilatanza contenuta con la profondità e un aumento della pressione litostatica.

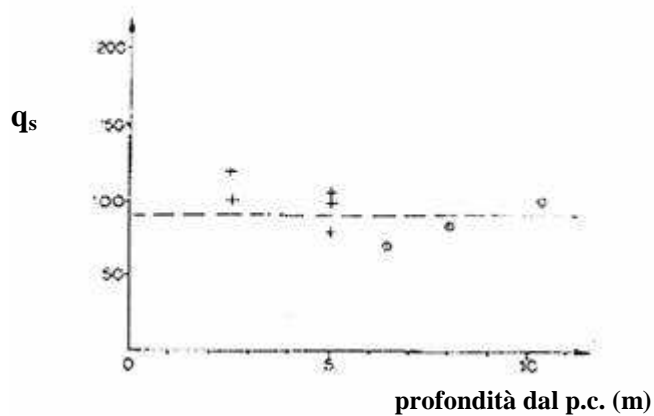


Figura 2.10: Andamento della resistenza unitaria allo sfilamento con la profondità (Schlosser, 1983)

Per i terreni invece a comportamento contraente non è disponibile alcuna informazione in letteratura, tuttavia dal punto di vista meccanico ci si può attendere che l'accoppiamento distorsionale volumetrico giochi in questo caso un ruolo decisamente negativo: se lo sfilamento del chiodo induce all'interfaccia una riduzione del volume del terreno, infatti, ciò si rifletterà in una riduzione della tensione normale di contatto e dunque in una riduzione della resistenza allo sfilamento.

2.3 Fattori che influenzano le caratteristiche dell'interfaccia

In linea di principio, come detto, per una corretta stima della resistenza allo sfilamento che si mobilita all'interfaccia terreno chiodo a seguito di una sollecitazione di trazione indotta nel chiodo è necessario conoscere oltre che la reale distribuzione della tensione normale all'interfaccia anche le sue caratteristiche meccaniche.

Per i chiodi a diretto contatto con il terreno si può considerare che all'interfaccia ci siano delle resistenze esclusivamente di tipo attritivo, mentre per i chiodi cementati si può considerare una resistenza aggiuntiva all'interfaccia, oltre a quella attritiva, chiamata adesione.

Le caratteristiche dell'interfaccia, nel caso in esame, possono essere espresse con un coefficiente d'attrito all'interfaccia in stato critico $\tan\delta$.

Tale coefficiente sarà una funzione delle proprietà intrinseche del terreno, e delle caratteristiche geometriche del rinforzo, in particolare della sua rugosità.

Attraverso prove di sfilamento in laboratorio su rinforzi planari, Wang e Richwien (2002) hanno ricavato una relazione tra l'angolo d'attrito del terreno in stato critico, ϕ , e l'angolo d'attrito all'interfaccia in condizioni di stato critico, δ , introducendo il coefficiente di Poisson ν e l'angolo di dilatanza del terreno ψ :

$$\tan \delta = \frac{\tan \varphi}{1 - [2(1 + \nu)/(1 - 2\nu)(1 + 2K_0)] \tan \varphi \tan \psi} \quad (2.9)$$

Questa relazione però non è utilizzabile nel caso in cui:

$$[2(1 + \nu)/(1 - 2\nu)(1 + 2K_0)] \tan \varphi \tan \psi \geq 1 \quad (2.10)$$

che darebbe valori di $\tan \delta$ negativi; questo caso corrisponde ad un'interfaccia molto rugosa o ad un terreno estremamente dilatante. L'ulteriore limite di tale relazione risiede nell'ipotesi fatta sullo stato tensionale introducendo una relazione tra tensione verticale ed orizzontale del tipo (2.7) che, come ampiamente discusso precedentemente, è una condizione ideale che si modifica a seguito dell'infissione prima e dello sfilamento poi del rinforzo.

In accordo con la letteratura relativa alla resistenza laterale dei pali, Jewell (1990) suggerisce una relazione per stimare il coefficiente d'interfaccia, μ , dal coefficiente d'attrito in stato critico del terreno, $\tan \varphi$, introducendo un coefficiente correttivo $f_b \leq 1$ variabile in base alla tipologia di rinforzo:

$$f_b \tan \varphi = \mu \quad (2.11)$$

dove f_b vale 0.4-0.5 nel caso di rinforzi lisci e 0.9-1 per rinforzi cementati.

2.3.1 Influenza della forma del chiodo sulle caratteristiche dell'interfaccia

Uno dei parametri più influenti sul coefficiente di attrito all'interfaccia di stato critico è la rugosità del rinforzo. La rugosità superficiale di un chiodo può essere schematizzata con un dente di sega (Fig. 2.11). L'angolo d'attrito in stato critico

dell'interfaccia può essere espresso come $\Phi_r = \delta + i$ (Luo et al. 2000) con δ angolo d'attrito all'interfaccia terreno rinforzo lungo la superficie S-S in Fig.2.11, e i angolo di dilatanza indicato schematicamente con l'inclinazione dei "denti" della superficie rugosa. Tale angolo Φ_r cresce all'aumentare di i , se tale angolo d'attrito rimane $\Phi_r \leq \varphi$ la superficie di rottura tra terreno e rinforzo coincide con l'interfaccia e la massima resistenza al taglio ivi mobilitata sarà funzione proprio di questo angolo Φ_r ; se invece il coefficiente d'attrito di stato critico che si mobilita all'interfaccia terreno rinforzo è superiore a quello del solo terreno la rottura non si verificherà più all'interfaccia ma nel terreno circostante il rinforzo. In questo caso il massimo valore di resistenza al taglio media che si mobiliterà dipenderà dall'angolo d'attrito in stato critico del terreno e dall'estensione della superficie di rottura.

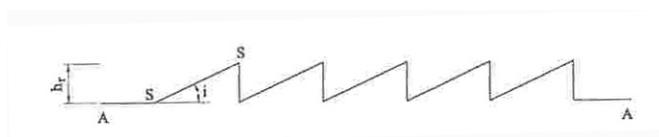


Figura 2.11: Schematizzazione della scabrezza di un rinforzo (da Luo et al, 2000)

Alcune indagini sperimentali (Schlosser et al.,1979, Fig.2.12) hanno mostrato che il coefficiente d'attrito tra il terreno e il rinforzo μ cresce all'aumentare della rugosità superficiale del chiodo, e per rinforzi a superfici rugose e per alte profondità d'infissione tende a $\tan\varphi$, coefficiente d'attrito del terreno in condizioni di stato critico, mentre per rinforzi lisci tende a $\tan\delta$, coefficiente d'attrito di stato critico all'interfaccia. Questo perché per alte profondità di infissione, nei rinforzi rugosi viene a mancare l'effetto della dilatanza "i", ridotto per l'elevata tensione litostatica e l'angolo d'attrito all'interfaccia in stato critico risulta essere proprio $\Phi_r = \varphi$.

Quanto più un rinforzo è rugoso tanto più ampia è la zona di taglio intorno ad esso, e dunque è tanto più ampia la superficie di rottura lungo cui si mobilita la resistenza al taglio, che può raggiungere anche spessori di 10÷40 volte D_{50} del terreno (Tei, 1993).

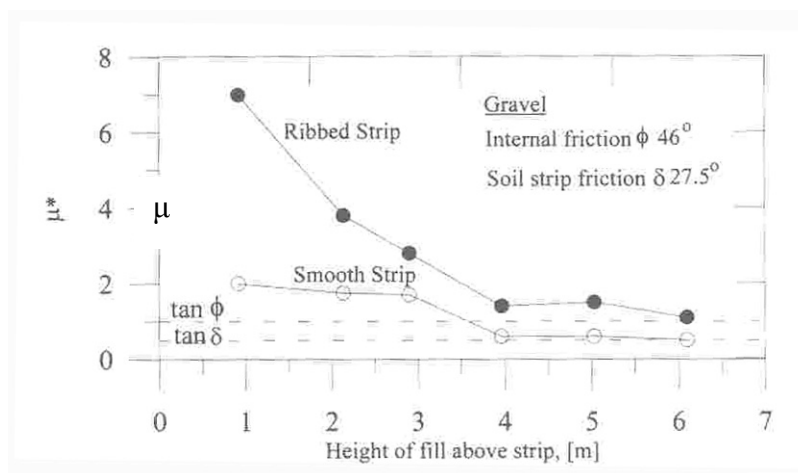


Figura 2.12: Influenza della superficie del rinforzo sul coefficiente d'attrito all'interfaccia ricavato da prove di sfilamento (Schlosser et al, 1979).

2.4 Altri fattori che contano nella stima della resistenza allo sfilamento

Nei paragrafi precedenti è stato analizzato il problema della semplificazione della formula della resistenza allo sfilamento mobilitata all'interfaccia chiodo terreno in una forma del tipo di eq (2.5).

Alla base dell'equazione 2.5 c'è l'ipotesi che il diametro del rinforzo sia noto e che sia costante per tutta la sua lunghezza.

Questo è vero per i chiodi direttamente infissi con bassa rugosità superficiale, per i quali la superficie a contatto con il terreno è proprio la circonferenza del chiodo, mentre per i chiodi molto rugosi, quando cioè l'angolo d'attrito di stato critico all'interfaccia è superiore rispetto a quello di stato critico del terreno, le cose non sono così semplici perché la rottura si avrà lungo una superficie che si svilupperà nel terreno intorno al chiodo e avrà un diametro incognito; tale la superficie di rottura però sarà omogenea per lo sviluppo longitudinale del chiodo. Più problematica è invece la situazione per i chiodi cementati, per i quali quanto

maggiore è la pressione di iniezione della malta tanto più la superficie finale del rinforzo cementato può non rispettare il diametro della perforazione ed essere disomogenea, così come accade nelle colonne di *jet grouting*.

E' da considerare dunque nell'ottica di una buona stima della resistenza allo sfilamento, la necessità di determinare la reale superficie del chiodo a contatto con il terreno.

Per i chiodi cementati la granulometria del terreno influenza la dimensione finale del rinforzo in quanto la malta, se iniettata a bassa pressione, andrà a riempire i vuoti intergranulari; Winterkorn et al. (1991) consigliano l'adozione di questa tecnica per terreni poco assortiti, suggerendo di utilizzare questo tipo di iniezione

pre valori del rapporto $\frac{d_{15}}{d_{85}} = N < 24$.

Logicamente il raggio di espansione della malta sarà maggiore nel caso di un basso coefficiente di uniformità del terreno, minore per un terreno eterogeneo, che ha vuoti più piccoli.

Anche le caratteristiche della malta giocano un ruolo nella determinazione della superficie finale del *soil nail*; con un alto rapporto acqua/cemento, la malta essendo molto fluida va a riempire tutte le irregolarità della perforazione, ma nelle sabbie non accade lo stesso perché a contatto con il terreno la malta perde una parte dell'acqua e diventa più densa e meno fluida tanto da non riuscire a riempire i vuoti. Per limitare la quantità di malta da utilizzare in ogni perforazione si utilizza una malta più densa che non vada a penetrare i vuoti ma solo a compattare il terreno; per un compromesso tra economicità e qualità è consigliato un rapporto acqua/cemento di 0.4-0.6 (Schlosser et al. 1991).

Oltre alla fluidità della malta anche la pressione di iniezione gioca un ruolo fondamentale; alte pressioni logicamente producono gradi di penetrazione del terreno alti e una grande superficie finale del *soil nail*.

Nell'ipotesi generale di voler utilizzare un'espressione del tipo (2.5) tutti questi fattori devono essere portati in conto nella stima di μ .

Gli unici a tenere in conto questa ulteriore variabile nella definizione del coefficiente d'interfaccia sono stati Milligan e Tei (1998), che alla luce di risultati sperimentali ed elaborazioni teoriche, per la stima di μ propongono la seguente relazione:

$$\mu = \mu \cdot \left(\frac{G}{\sigma_m}, \frac{D_{50}}{D}, \psi, \tan \phi_{ds} \right) \quad (2.12)$$

con ψ angolo di dilatanza del terreno, D_{50} diametro medio delle particelle di terreno, G modulo di rigidezza a taglio del terreno, D diametro della barra e σ_m è definita dall'equazione:

$$\sigma'_m = \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v \quad (2.13)$$

Sebbene anche questa espressione sia poco rigorosa in quanto parte dall'ipotesi che le condizioni nell'intorno del rinforzo siano di tipo edometrico, essa permette di tenere conto dell'effetto della granulometria e della dimensione del rinforzo sulla resistenza al taglio mobilitata all'interfaccia. La (2.12) indica come la resistenza al taglio che si mobilita all'interfaccia diminuisce all'aumentare del diametro del rinforzo per i chiodi cementati in quanto una perforazione di dimensioni maggiori causa uno scarico tensionale molto più forte e riduce anche l'effetto della dilatanza (Yazici e Kaiser, 1992). Il limite principale della formula è che l'effetto del D/D_{50} è significativo nell'intervallo di valori 1-35, mentre si riduce per valori del D/D_{50} maggiori che è poi la condizione che si ha di più in sito.

2.5 Possibilità di correlazioni empiriche?

Data la grande varietà di fattori che influenzano la resistenza allo sfilamento di un *soil nail*, determinare una corrispondenza rigorosa e completa tra caratteristiche del terreno e del rinforzo e resistenza allo sfilamento sembra essere un'impresa ardua. Per tale motivo, così come in altri settori dove la tecnologia gioca un ruolo decisivo (ad esempio per i pali), sono state proposte in letteratura alcune correlazioni empiriche.

Alcune stime della resistenza allo sfilamento sono state fornite come frutto di sperimentazioni con prove di sfilamento in sito e possono essere utili in fase di progetto. Schlosser et al. (1991; Fig. 2.13) hanno proposto una correlazione tra la resistenza allo sfilamento e la pressione limite del terreno ricavata da prove pressiometriche.

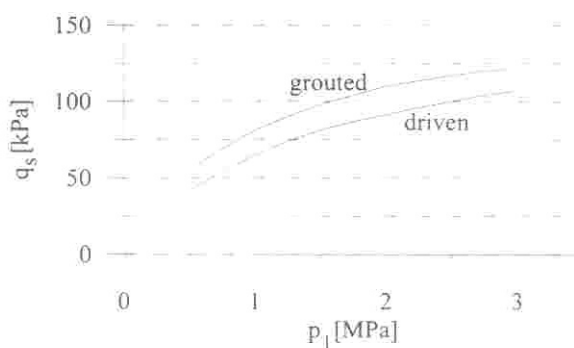


Figura 2.13: Correlazione tra la resistenza allo sfilamento q_s e la pressione limite del terreno p_l . (Schlosser et al.,1991)

Heyman (1992) ha condotto una campagna di prove su terreni residuali per cercare di trovare delle correlazioni tra resistenza allo sfilamento e i risultati di prove di laboratorio, senza tuttavia trovare alcuna correlazione se non con l'angolo di attrito ricavato da prove di taglio diretto; mentre una certa correlazione è stata evidenziata tra la resistenza allo sfilamento e i valori SPT, sia pure variabile da terreno a terreno.

Le ricerche sperimentali descritte in letteratura (Fig. 2.14) evidenziano in generale come le caratteristiche geometriche e meccaniche delle barre e la tecnica di installazione giochino un ruolo determinante sull'efficacia del rinforzo, insieme, evidentemente, a tutti i parametri intrinseci (distribuzione granulometrica e mineralogia) e di stato (stato tensionale, indice dei pori, grado di saturazione) del terreno.

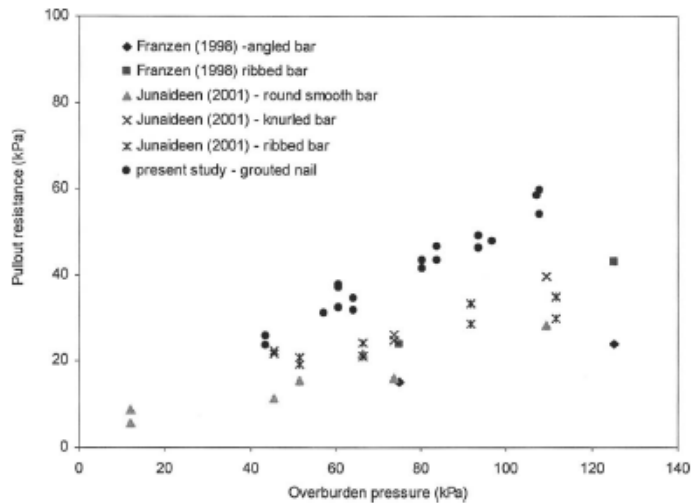


Figura 2.14: Resistenza allo sfilamento per chiodi cementati (*grouted nails*) e differenti tipi di barre in acciaio; da Pradhan et al. 2006

Chu e Yin (2005), eseguendo delle prove di sfilamento su chiodi cementati in graniti alterati, hanno rilevato una correlazione di tipo esponenziale tra la resistenza allo sfilamento e il grado di saturazione del terreno valida solo però nel caso in cui la pressione di confinamento sia di 300 kPa; l'esiguo numero di prove non ha permesso una generalizzazione. Gli autori hanno distinto due correlazioni (Fig.2.15), una per la resistenza di picco,

$$\tau_{ult} = 3 \times 10^8 \times S_r^{-3.3203} \quad (2.14)$$

e un'altra per la resistenza allo sfilamento residua, corrispondente ad uno spostamento di 200mm,

$$\tau_{ult} = 1 \times 10^{15} \times S_r^{-7.0788} \quad (2.15)$$

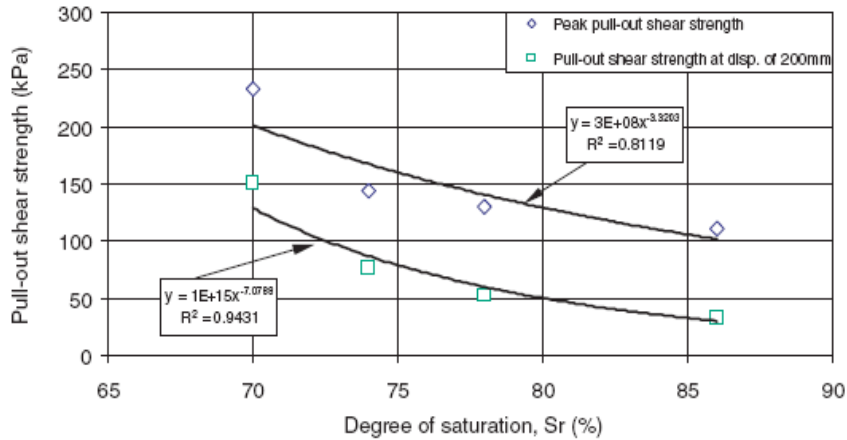


Figura 2.15: Correlazione tra la resistenza allo sfilamento e il grado di saturazione, $S_r > 70\%$, sotto una pressione di confinamento verticale di 300 kPa (da Chu e Yin ,2005)

Analoga sperimentazione è stata recentemente condotta da Su et al. (2007): i chiodi oggetto di prova sono sempre cementati in graniti alterati e i risultati ottenuti sono complementari in quanto le prove sono state fatte a diversi gradi di saturazione (Fig.2.16).

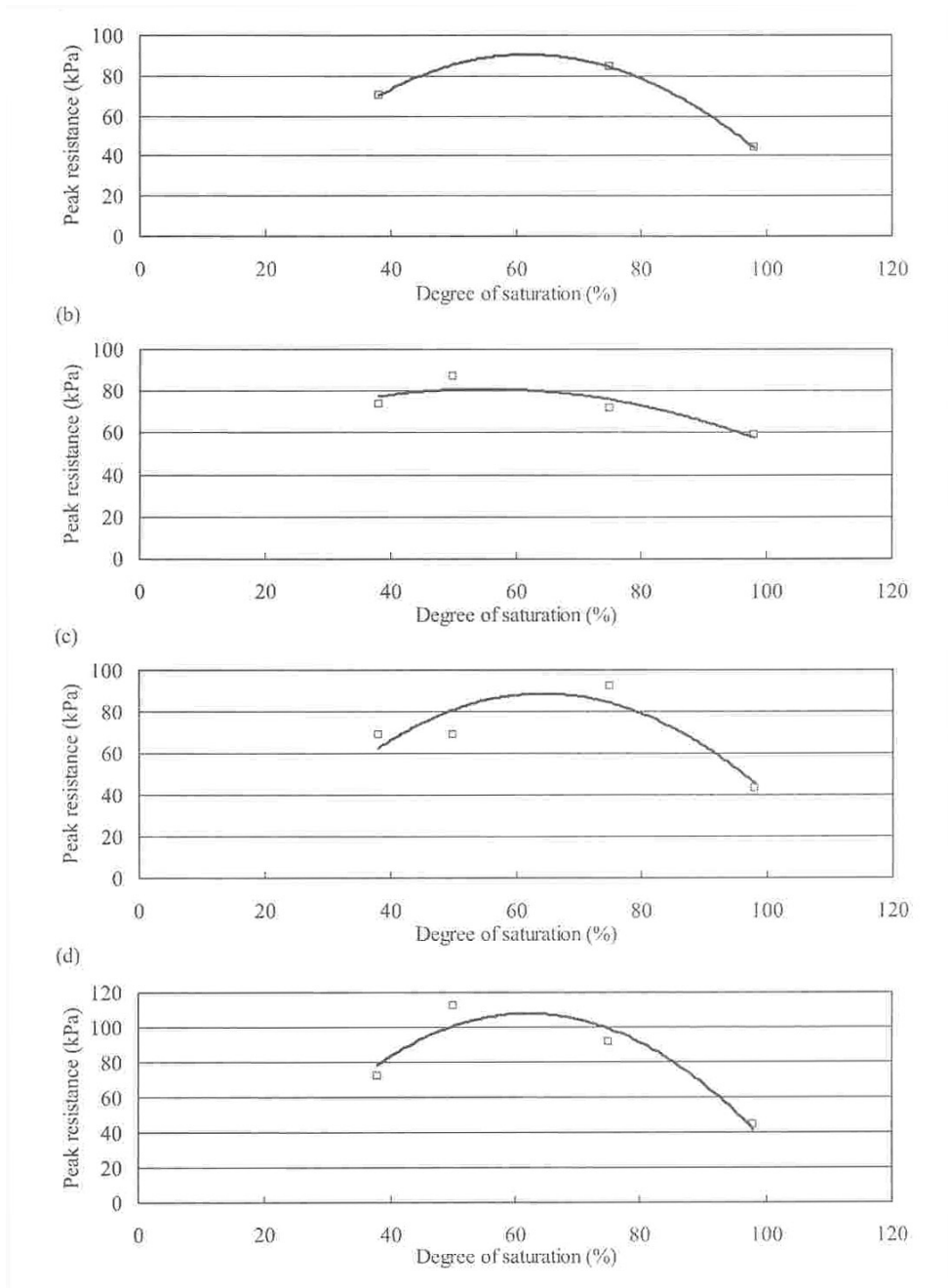


Figura 2.16: Relazione tra la resistenza allo sfilamento in condizioni di pizzo e il grado di saturazione del campione a diverse pressioni di confinamento verticale: a) 40 kPa, b) 120 kPa, c) 200 kPa e d) 300 kPa.

In sintesi, in Tabella II.a, riportiamo le espressioni del fattore d'interfaccia μ utilizzato in relazioni semplificate del tipo (2.5), di natura prevalentemente empirica, presentate da diversi autori e ricavate con prove di sfilamento sia in sito che in laboratorio

Autori	Equazione
Autorità stradale inglese (HA68/94 (1994))	$\mu = \left(\lambda \cdot \tan \phi' \cdot \frac{1 + K_0}{2} \right)$
Jewell (1990)	$\mu = 0.87 f_b \tan \phi'$
Mecsi (1997)	$\mu = \tan \delta \cdot \frac{1}{2} (\cos^2 \varepsilon + K_0 \sin^2 \varepsilon + K_0)$
Milligan e Tei (1998)	$\mu = \frac{1 + K_0}{2} \tan \phi_{ds} + \frac{2G \tan \phi_{ds}}{\sigma'_v} \cdot \frac{\Delta h / D_{50}}{D / D_{50} + h / D_{50}}$

Tabella II.a: La resistenza allo sfilamento media lungo il perimetro: alcune delle principali espressioni presenti in letteratura.

in cui:

ϕ' è l'angolo di attrito di stato critico del terreno;

ϕ_{ds} è l'angolo d'attrito del terreno ricavato nelle condizioni di taglio piano;

λ è un fattore che tiene conto della geometria del chiodo e delle variazioni all'interfaccia dei parametri di resistenza del terreni;

f_b è un coefficiente correttivo che vale 0.4-0.5 nel caso di rinforzi lisci; 0.9-1 per rinforzi cementati;

ε angolo compreso tra l'asse del chiodo e la direzione orizzontale

K_0 è il coefficiente di spinta a riposo;

$\tan \delta$ è il coefficiente d'attrito all'interfaccia terreno rinforzo.

D è il diametro del rinforzo;

D_{50} è il diametro corrispondente al 50% di passante in peso della curva granulometrica del materiale;

h è lo spessore della banda di taglio;

G è il modulo di rigidezza al taglio del terreno.

La maggior parte di queste espressioni si basa sull'ipotesi di cavità cilindrica, cosa che non si verifica per i chiodi direttamente infissi nel terreno per i quali deve essere presupposto e quantificato uno spostamento radiale del terreno all'interfaccia, e quindi possono essere applicate solo ai chiodi cementati. Inoltre in alcuni casi nell'espressione di μ compare il coefficiente K_0 , indice che si ipotizza uno stato tensionale intorno al chiodo del tipo indicato in figura 2.3a, che come abbiamo visto è molto lontano dall'essere quello reale.

2.6 Indicazioni di letteratura sulla modellazione numerica del problema

Per approfondire la conoscenza sulle modalità di interazione terreno-rinforzo è stato fatto largo impiego delle tecniche di modellazione e analisi numerica con metodi agli elementi finiti o alle differenze finite.

Uno dei primi esempi di simulazione numerica di prove di laboratorio inerenti la tecnica del *soil-nailing* è stata condotta da Juran et al. (1983) con l'assunzione che per la stabilizzazione di pendii o scavi le barre di rinforzo fossero posizionate in maniera perpendicolare alla potenziale superficie di scorrimento. Per studiare il meccanismo di interazione tra barre di rinforzo e terreno circostante (quindi la mobilitazione della resistenza al taglio) vennero condotte delle prove di taglio diretto su campioni di terreno limoso ricompattato in laboratorio e rinforzando con delle barre d'acciaio disposte in direzione perpendicolare al piano di scorrimento. Successivamente, per studiare l'influenza di fattori come la tensione normale sulla superficie di rottura, la rigidezza, la densità e il numero di rinforzi è stato sviluppato un modello agli elementi finiti con il codice di calcolo ROSALIE (Guellec, 1976); quindi sono stati confrontati i risultati delle analisi numeriche con quelle sperimentali. Il problema è stato modellato costruendo una "mesh" bidimensionale in ipotesi di stato piano di deformazione; una fila di barre di

rinforzo è modellata come una lastra equivalente caratterizzata da un legame costitutivo elastico perfettamente plastico associato al criterio di resistenza di Von Mises. Le proprietà equivalenti di tali elementi sono calcolate nelle seguenti ipotesi:

$$\text{comportamento elastico} \left\{ \begin{array}{l} E^{plate} I^{plate} = E^{bar} I^{bar} \\ E^{plate} A^{plate} = E^{bar} A^{bar} \\ \nu = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{comportamento plastico} \quad M_p^{plate} = M_p^{bar}$$

dove: E è il modulo elastico del materiale, I è il momento di inerzia, A è l'area della sezione trasversale, ν è il coefficiente di Poisson, M_p è il momento di prima plasticizzazione

Il terreno è trattato come un mezzo elastoplastico associato al criterio di resistenza di Coulomb, le caratteristiche di resistenza sono determinate sperimentalmente con prove triassiali consolidate non drenate.

Inoltre si ipotizza un meccanismo di perfetta aderenza all'interfaccia tra terreno e parte superiore e inferiore della scatola di taglio. Per simulare la prova di laboratorio sono stati considerati i due seguenti passi:

1. applicazione di un carico uniforme in testa alla scatola di taglio, i bordi esterni dell'apparecchiatura sono vincolati ad assumere spostamenti verticali ed orizzontali nulli;
2. vengono imposti spostamenti orizzontali alla parte superiore della scatola, la corrispondente forza orizzontale è il risultato dell'integrazione delle tensioni tangenziali mobilizzate nel terreno e nelle barre di rinforzo lungo la superficie di scorrimento. Questo passo viene ripetuto in maniera incrementale per quattro valori dello spostamento 0,8 ; 2,0 ; 4,0 ; 6,0cm.

I principali parametri analizzati sono le tensioni normali sulla superficie di rottura, la rigidezza flessionale delle barre di rinforzo, il numero delle barre di rinforzo.

La differenze tra i risultati delle analisi agli elementi finiti e quelli delle prove sperimentali sono principalmente dovute alle ipotesi restrittive coinvolte nella

modellazione delle file di barre di rinforzo attraverso piastre equivalenti. Le forze di taglio calcolate nelle piastre equivalenti sono paragonabili a quelle misurate nelle barre di rinforzo d'acciaio; ad ogni modo si osserva che il modello di piastre equivalenti conduce a sovrastimare l'effetto dei rinforzi su tensioni e spostamenti del terreno e quindi a sottostimare la resistenza a taglio mobilizzata lungo la potenziale superficie di rottura. In virtù di quanto appena detto, la resistenza a taglio complessiva di un terreno rinforzato, calcolata con il metodo degli elementi finiti, risulta inferiore a quella reale; in altre parole la resistenza calcolata agli elementi finiti è paragonabile a quella misurata in laboratorio usando barre di rinforzo di rigidità inferiore.

Chu e Yin (2005) hanno fatto ricorso ad una modellazione agli elementi finiti (FLAC 2D) per verificare l'uniformità delle tensioni normali agenti sulla superficie del *nail* in direzione longitudinale mostrando che la lunghezza del *nail* rispetto alle dimensioni del modello condiziona la distribuzione delle tensioni soprattutto ai bordi, anche se il valore medio della tensione normale agente ottenuto dalla simulazione resta lo stesso indipendentemente dalla lunghezza (Fig.2.17).

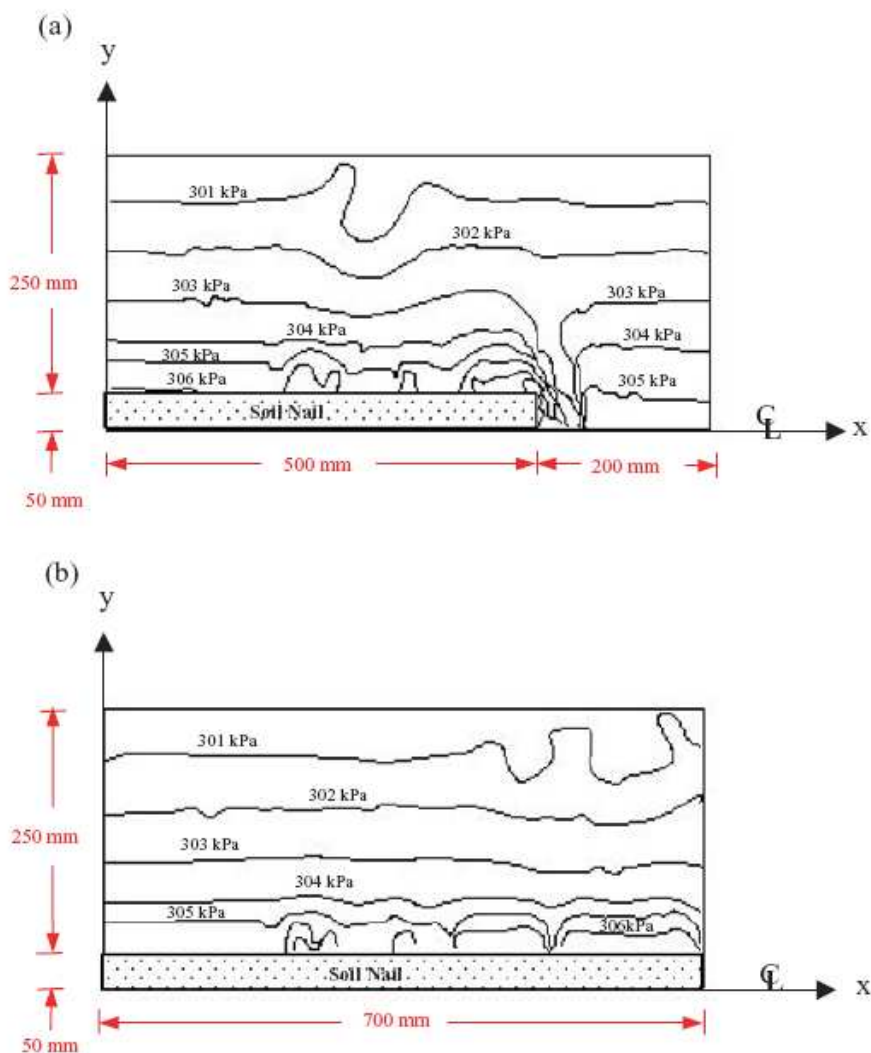


Figura 2.17: Tensioni verticali intorno alla barra in una apparecchiatura per l'esecuzione di prove di sfilamento, simulazione con FLAC 2D (da Chu e Yin, 2005).

A distanza di circa venti anni dalle prime simulazioni numeriche condotte da Juran et al.(1985), Pradhan et al. (2006) hanno sviluppato un modello numerico la cui accuratezza può essere migliorata e raffinata confrontando i risultati forniti dallo stesso con quelli sperimentali. Il corpo del *nail* viene diviso in elementi da n nodi ($0, \dots, i-1, i, i+1, \dots, n$), ogni elemento di lunghezza l si deforma assialmente (Fig.2.18). Il nodo 0 rappresenta la “*testa del nail*” cui è applicato il tiro P ,

evidentemente il nodo n rappresenterà l'estremità opposta a quella cui viene applicata il tiro, rendendo pertanto la forza agente su di esso nulla. In condizioni di equilibrio la somma delle forze agenti sui nodi interni deve essere nulla; in virtù di ciò la forza agente sull' i -esimo nodo sarà

$$\sum F_i = P_i - k_{e,i-1}(-d_i + d_{i-1}) + k_{e,i}(-d_i + d_{i+1}) - k_{s,i}d_i = 0$$
 dove $k_{e,i}$ è il coefficiente di rigidezza dell'elemento i -esimo mentre $k_{s,i}$ è il coefficiente di rigidezza del nodo d'interfaccia terreno-*nail*.

È possibile scrivere la precedente equazione sotto forma matriciale $[K_g]\{d\} = \{P\}$

dove $\{P\}$ è il vettore di forza nodale

$\{d\}$ è il vettore di spostamento generalizzato

$[K_g]$ è la matrice di rigidezza globale del *nail*.

Dall'equazione sopra riportata appare evidente che i parametri d'input fondamentali per il corretto funzionamento del modello sono i coefficienti di rigidezza del *nail* e all'interfaccia tra terreno e *nail*. Per quanto riguarda il *nail* (modellato con un legame costitutivo elastico lineare) si assume che esso si comporti come una sezione composta di malta di cemento e acciaio, anche se i due elementi agiscono insieme.

Il modulo elastico equivalente della sezione composta può essere calcolato come:

$$E_{eq} = \frac{E_g \times A_g + E_s \times A_s}{A_g + A_s} \quad (2.16)$$

dove E_g ed A_g e E_s ed A_s sono rispettivamente il modulo elastico e l'area della malta cementizia e delle barre d'acciaio.

Dalla legge di Hooke ricaviamo il coefficiente di rigidezza dell'elemento

$$k_{e,i} = \frac{E_g \times A_g + E_s \times A_s}{l} \quad (2.17)$$

Per determinare la rigidezza all'interfaccia tra terreno e *nail* si sfruttano i risultati delle prove di taglio diretto per determinare la resistenza offerta dal terreno; differenziando la relazione iperbolica proposta da Clough e Duncan nel 1971

$$\tau = \frac{\delta_s}{\frac{1}{k_i} + \frac{\delta_s}{\tau_{ult}}} \quad (2.18)$$

rispetto a δ_s che è lo spostamento relativo, $k_i = k(\sigma)^m$ è la rigidezza tangenziale iniziale e τ_{ult} è la resistenza a taglio ultima, otteniamo la rigidezza tangenziale istantanea

$$k_{sf} = \left(1 - \frac{R_f \tau}{c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_f} \right)^2 k_i \quad (2.19)$$

in cui R_f è un coefficiente inferiore all'unità che tiene conto del fatto che τ_{ult} è sempre maggiore della tensione tangenziale a rottura.

In definitiva la rigidezza tangenziale dell'*i*-esimo nodo all'interfaccia può essere espressa come segue: $k_{s,i} = \pi D l k_{sf}$ dove D è il diametro del *nail*.

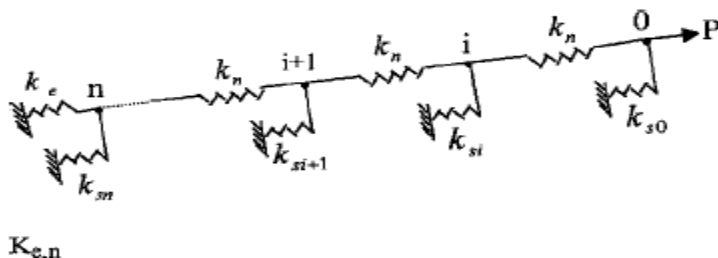


Figura 2.18: Modello a molle equivalenti (Pradhan et al.2006)

Siccome il coefficiente di rigidezza all'interfaccia dipende dal livello tensionale, il sistema proposto precedentemente in forma matriciale è un sistema di equazioni non lineare risolvibile con metodi incrementali; la sua soluzione fornisce i seguenti risultati:

- spostamenti nodali;
- distribuzione dello sforzo assiale lungo il *nail*;
- distribuzione delle tensioni tangenziali lungo il *nail*.

Questo modello, che potremmo chiamare a molle equivalenti, funziona piuttosto bene se la resistenza allo sfilamento risulta leggermente sovrastimata in virtù dell'ipotesi che la rottura si verifichi solo all'interfaccia del *nail*. Introducendo dei coefficienti correttivi si ottengono risultati ancor più soddisfacenti.

L'analisi tramite modellazione numerica del comportamento dell'interfaccia terreno rinforzo è un passaggio di fondamentale importanza non solo nella comprensione del fenomeno ma anche per una più corretta modellazione di opere in *soil nailing*.

I programmi di analisi numerica sia agli elementi finite che alle differenze finite sono soprattutto impiegati nello studio del comportamento in esercizio di scavi rinforzati con *soil nailing* e nelle analisi parametriche; in queste modellazioni numeriche fino ad ora, ad esclusione di pochi casi, si è prestata poca attenzione alla modellazione dell'interfaccia terreno rinforzo che soprattutto nell'analisi 2D risulta di particolare importanza, riducendosi alla semplice assegnazione di parametri meccanici all'interfaccia scalati rispetto alle proprietà del terreno circostante.

Appare dunque necessario giungere ad una buona modellazione dell'interfaccia chiodo terreno, da *back analysis* di prove di laboratorio, per applicare quanto appreso sulle caratteristiche e sul comportamento dell'interfaccia al caso generale di uno scavo rinforzato in modo da ottenere un modello tanto più simile alla realtà che dia dei risultati il più affidabili possibile.

CAPITOLO 3. Programma sperimentale

3.1 Il terreno oggetto di sperimentazione.

Il terreno scelto per la sperimentazione è una pozzolana prelevata sulla collina del Vomero (Na), che è un materiale piroclastico sciolto o debolmente cementato la cui genesi è legata al III Ciclo dell'attività vulcanica dei Campi Flegrei, che risale a circa 10000-18000 anni fa.

La scelta è ricaduta su questo tipo materiale per la sua diffusione sul territorio urbano tale da presentare un forte interesse tecnico, oltre che per la disponibilità di dati sperimentali per quanto riguarda la definizione delle sue proprietà meccaniche. Le pozzolane sono costituite da particelle di dimensioni comprese fra il micron e il centimetro allo stato vetroso e con struttura vacuolare; di conseguenza la plasticità è nulla e la porosità elevata.

La tessitura e la forma dei singoli elementi costituenti questi terreni, dipendenti a loro volta dal chimismo e dal magma allo stato dell'eruzione oltre che dal tipo di attività eruttiva, influenzano molto il comportamento meccanico. La classificazione di questi materiali piroclastici sciolti è piuttosto difficile a causa della variabilità dei tipi, delle differenti condizioni di genesi e inoltre per l'intervento di numerosi fattori (soprattutto di carattere esterno) che possono averne modificato le caratteristiche d'origine.

Estese indagini sperimentali (Pellegrino, 1967; Nicotera 1998, 2000; Evangelista et al. 2002; Picarelli et al. 2007) hanno permesso di ottenere dei risultati rappresentativi delle caratteristiche medie delle pozzolane del napoletano. All'interno di un singolo banco di pozzolana, (per esempio il banco della zona di Secondigliano (Na) in Fig.3.1) le caratteristiche fisiche di tale materiale sono molto variabili con la profondità di prelievo: da notare i bassi gradi del valore del grado di saturazione. Quest'ultimo aspetto è legato al fatto che in molti casi le pozzolane del napoletano si trovano al di sopra del pelo libero della falda e dunque in condizioni di parziale saturazione che comporta difficoltà teoriche e sperimentali (Nicotera M.V. 1998).

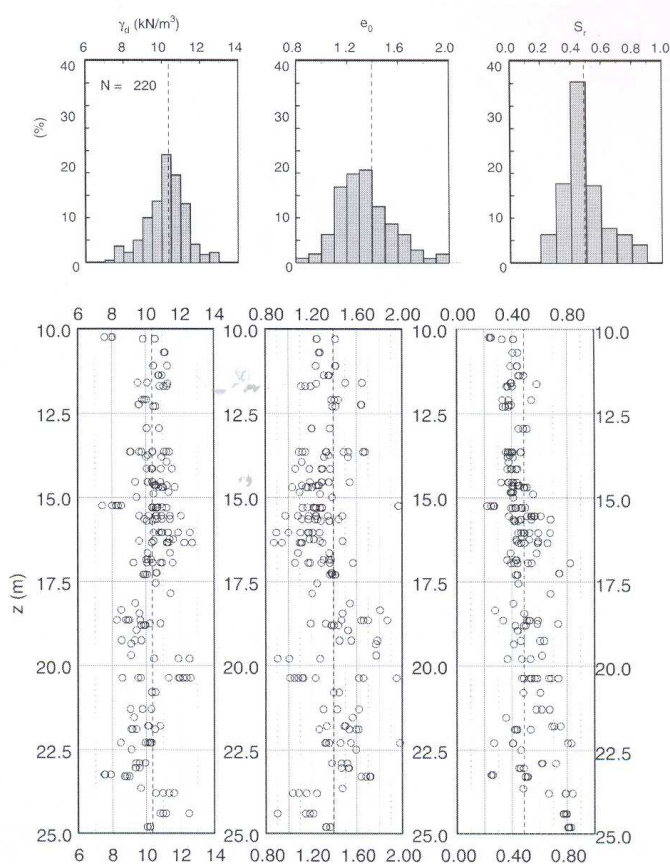


Figura 3.1: Proprietà fisiche della pozzolana del tufo giallo, variabilità con la profondità (Picarelli et al.,2007)

Prove edometriche standard condotte sul materiale a contenuto d'acqua naturale hanno mostrato che in queste condizioni di prova il materiale presenta una curva di compressione fortemente non lineare, e come la retta vergine non sia ben definita; di contro, le curve di scarico e ricarico sono praticamente orizzontali. I risultati sperimentali mostrano inoltre come la saturazione di un provino ne aumenti di molto la compressibilità, e ne accentui il comportamento collassante del materiale (Figure 3.2 e 3.3). In tempi più recenti sono state eseguite delle prove edometriche in edometro non saturo che hanno mostrato come l'effetto della suzione sul collasso del materiale non sia né progressivo, né lineare (Nicotera 1998).

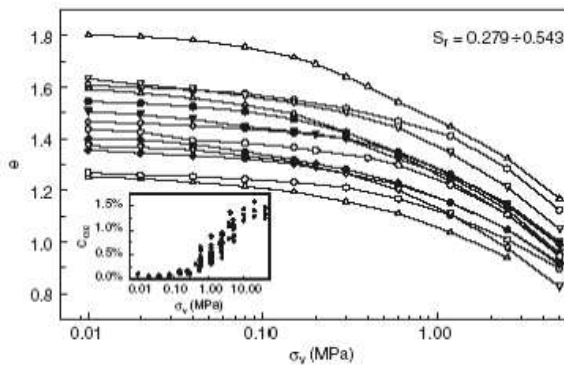


Figura 3.2: Risultati di prove edometriche standard su una pozzolana non satura (Nicotera, 1998)

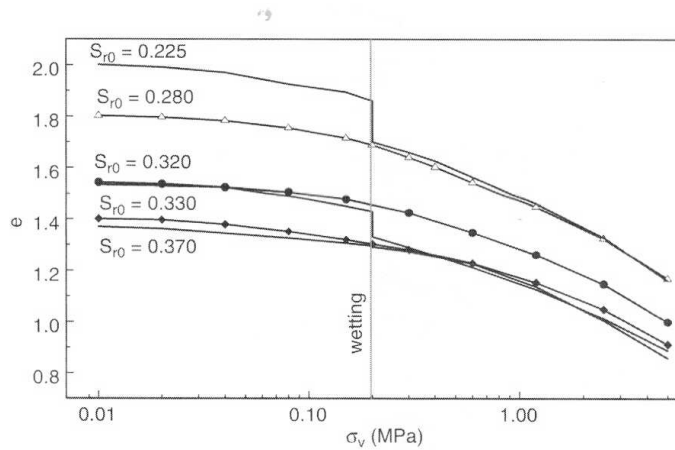


Figura 3.3: Risultati di prove di compressione edometrica su una pozzolana non satura con una fase di saturazione (Nicotera, 1998)

Per quanto riguarda invece la resistenza al taglio di tali materiali, per le pozzolane con grado di saturazione inferiore al 70%, i valori dei parametri dell’involuppo di rottura in termini di tensioni totali sono:

	Pozzolana
Φ [°]	32÷38
c [kPa]	0÷40

Tabella III.a : Intervalli di variabilità dei parametri di resistenza in termini di tensioni totali per pozzolane del napoletano (Pellegrino, 1967)

I campioni non saturi (Fig. 3.4) mostrano un comportamento a rottura di tipo fragile, mentre quelli saturi un comportamento incrudente; inoltre agli stati tensionali oggetto di sperimentazione e per un fissato peso dell’unità di volume secco del terreno γ_d , i provini non saturi mostrano un comportamento dilatante mentre quelli saturi di tipo contraente. La suzione di matrice sembra influenzare solo l’angolo di attrito di picco e non quello di stato critico, e quindi appare

possibile assumere un solo angolo di attrito di stato critico indipendentemente dalle condizioni di saturazione.

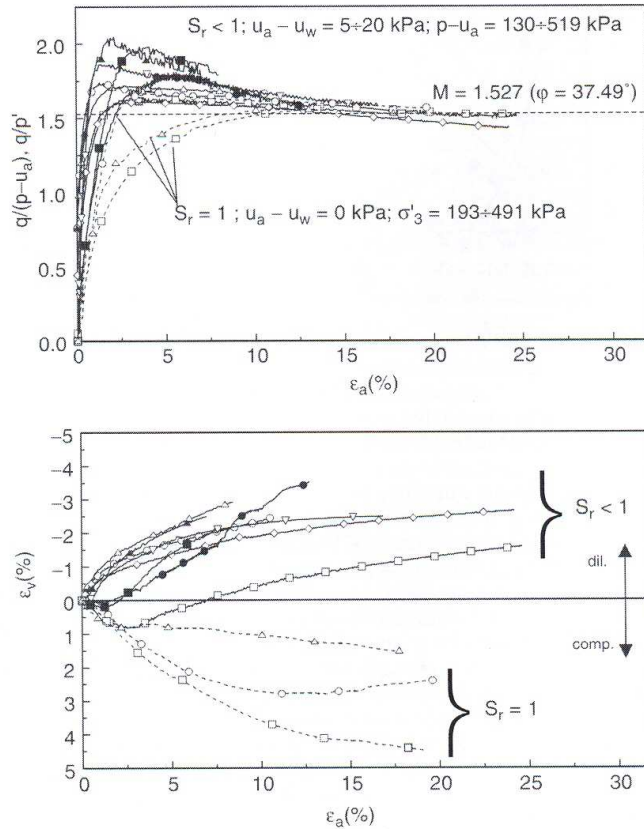


Figura 3.4: Confronto tra i risultati di prove di compressione triassiale a suzione controllata su pozzolane non sature e prove triassiali standard su campioni saturi (Nicotera, 1998).

La pozzolana del tufo giallo napoletano a contenuto d'acqua naturale mostra un comportamento contraente sotto sollecitazioni di taglio a basse e medie pressioni di confinamento verticale e un comportamento incrudente sotto tensioni verticali alte o in condizioni di completa saturazione.

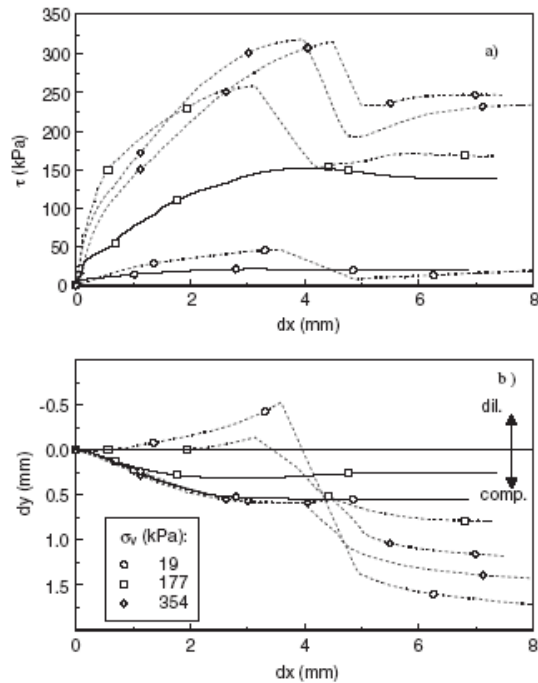


Figura 3.5: Risultati di prove di taglio diretto su una pozzolana del tufo giallo (Nicotera, 1998)

3.2 Caratterizzazione meccanica del terreno scelto per la sperimentazione

In questa sperimentazione si è deciso di utilizzare come terreno una pozzolana rimaneggiata non satura. La pozzolana è stata prelevata ad una profondità di circa 20m dal piano campagna sul versante ovest della collina del Vomero; in figura 3.6 sono riportate le tre curve granulometriche del materiale ($\gamma_s=24,7$ kN/m³) nel fuso granulometrico ottenuto da sperimentazioni passate (Picarelli et al.2007).

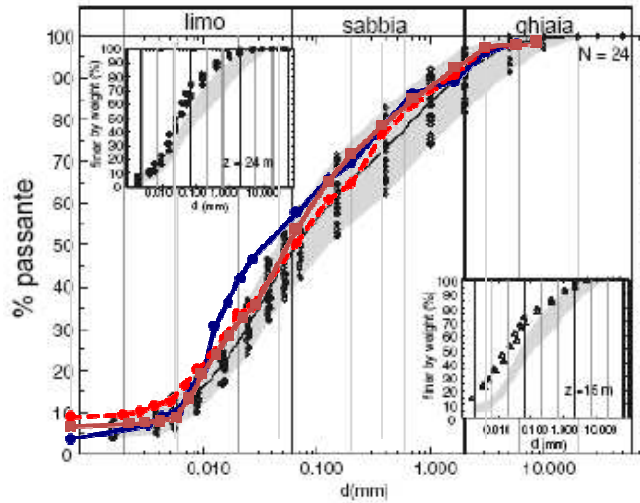


Figura 3.6: Curve granulometriche della pozzolana del Vomero oggetto della sperimentazione in confronto ai dati presenti in letteratura tratti da Picarelli et al.2007.

3.2.1 Resistenza a rottura

Il comportamento meccanico, in condizioni di completa saturazione, è stato indagato mediante prove di compressione triassiale standard, consolidate e drenate. I risultati delle prove sono sintetizzati in figura 3.7 dove sono riportati i valori di q/p' e della deformazione volumetrica in funzione della deformazione assiale. Tutti i provini mostrano un comportamento duttile e contraente nell'intervallo tensionale investigato ($\sigma'_3 = 31-201$ kPa); i valori di q/p' sembrano convergere in condizioni di stato critico ad un valore simile di $M=1.491$ da cui

$$M = \frac{6 \text{sen} \phi'_{cv}}{3 + \text{sen} \phi'_{cv}} \Rightarrow \phi = 36.7^\circ \quad (3.1)$$

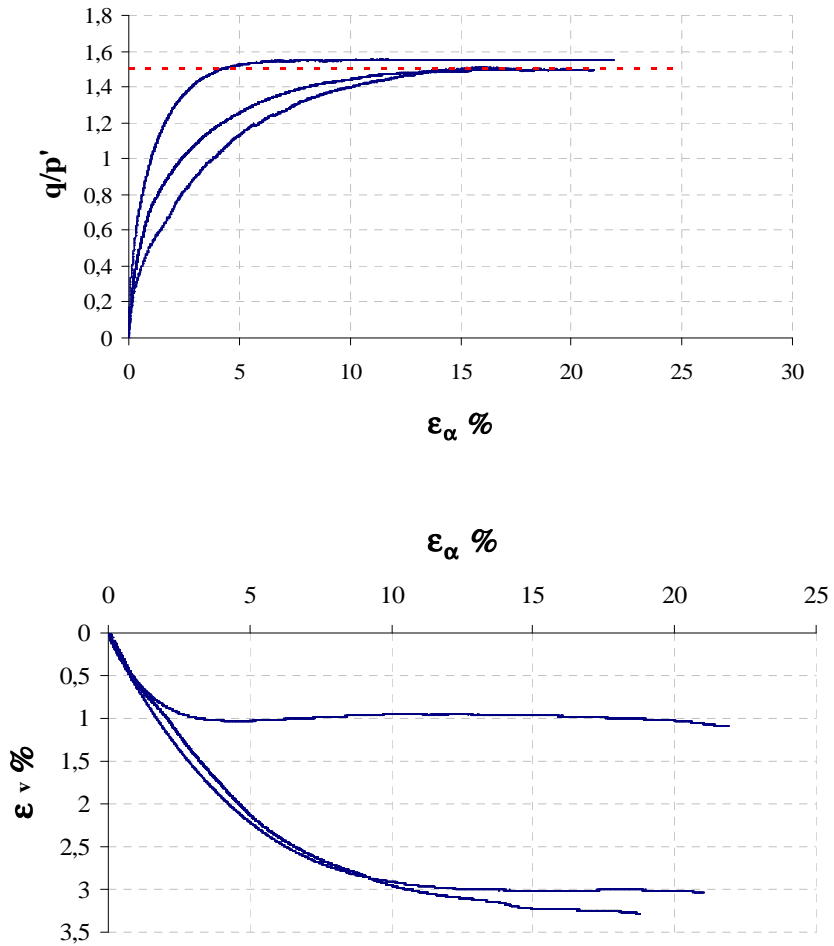


Figura 3.7 : Risultati di prove di compressione triassiale standard su provini sturi.

3.2.2 Compressibilità

La sperimentazione condotta su provini sia saturi sia a contenuto d'acqua naturale ha confermato quanto già noto su questi terreni in letteratura: la curva di compressione edometrica è fortemente non lineare ma questa non linearità sembra attutirsi per alti indici dei pori maggiori di 1.5 (Fig. 3.8); le curve di scarico sono lineari.

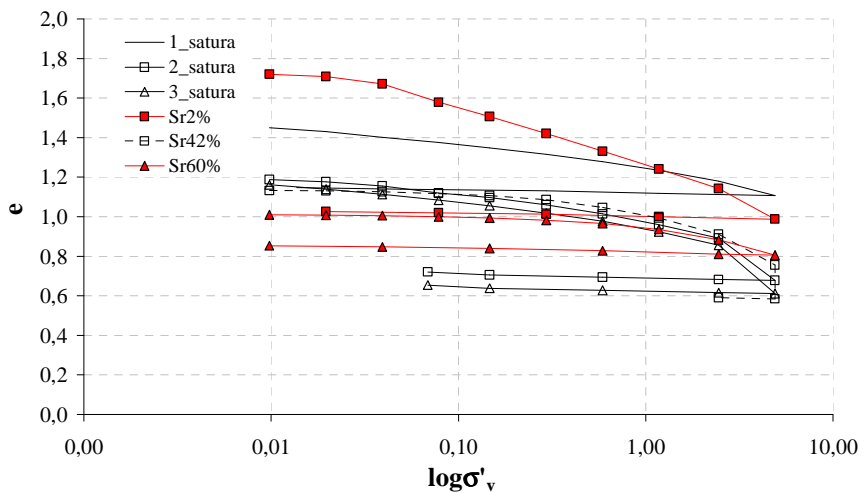


Figura 3.8: Curve di compressione edometrica standard per provini saturi, indicate in legenda con il numero progressivo della prova e la dicitura “satura”, e quelli a contenuto d’acqua naturale, indicate in legenda con il grado di saturazione Sr di partenza espresso in percentuale.

Sono state condotte anche alcune prove edometriche per verificare l’effetto della saturazione sul comportamento del materiale in esame.

Alcuni provini (Fig. 3.9) sono stati sottoposti ad una linea di carico edometrico a contenuto d’acqua naturale e giunti al carico massimo sono stati saturati; a seguito della saturazione l’indice dei pori diminuisce. In particolare si può notare come il valore dell’indice dei pori che si ottiene a seguito della saturazione in corrispondenza del carico massimo corrisponda al valore di indice dei pori che un provino saturo e sottoposto ad una linea di carico edometrico ha in corrispondenza dello stesso livello di carico.

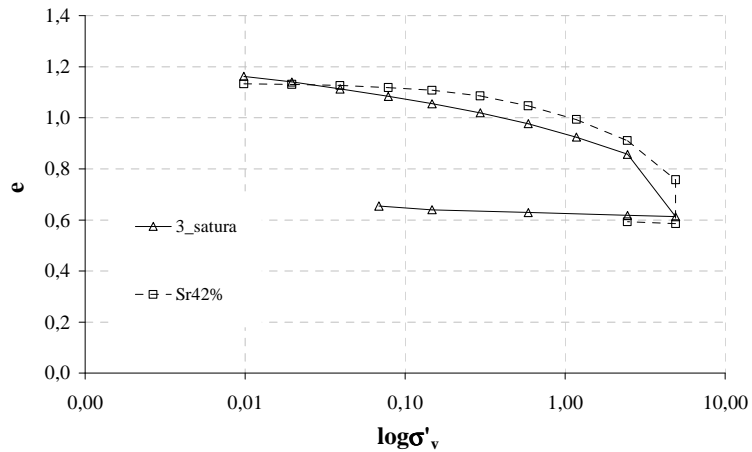


Figura 3.9: Curva di compressione edometrica standard per provini saturi e a contenuto d'acqua naturale saturati in corrispondenza del carico massimo. Le prove sono rispettivamente indicate in legenda con il numero progressivo della prova e la dicitura “satura”, e con il grado di saturazione Sr di partenza espresso in percentuale.

Ulteriori prove edometriche sono state eseguite con un edometro di grandi dimensioni strumentato con *strain gauges* per la misura del coefficiente di spinta a riposo K_0 .

Le dimensioni dell'edometro ($D=49\text{cm}$; $H=35\text{cm}$) sono notevolmente maggiori di quelle dell'edometro standard ($D=5.6\text{ cm}$; $H=2\text{cm}$). L'anello edometrico è strumentato in tre sezioni di misura con in ciascuna una coppia di estensimetri resistivi a nastro ad $\frac{1}{4}$ di ponte Wheatstone: tale strumentazione permette una misura della deformazione circonferenziale dell'anello ϵ . Imponendo l'equilibrio nel piano orizzontale, è possibile calcolare la tensione orizzontale σ_o e dunque K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma'_o}{\sigma'_v} = \frac{2 \cdot s \cdot E_s \cdot \epsilon}{\sigma'_v \cdot D} \quad (3.2)$$

in cui s e D sono rispettivamente lo spessore dell'anello edometrico (5 mm) e il diametro D , E_s è il modulo di Young dell'acciaio (210GPa) e σ'_v è la tensione verticale.

La tensione verticale usata per calcolare K_o (Lirer e Flora,2008) è diversa dalla tensione nominale σ'_{nom} applicata in testa al campione (forza applicata diviso l'area del campione) e pari a:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v,nom} (1 - \alpha) \quad (3.3)$$

α è un coefficiente correttivo calcolato assumendo che la variazione di forza verticale a metà altezza del campione è dovuto a sforzi di taglio che possono essere calcolati in funzione dell'angolo d'attrito all'interfaccia terreno acciaio (Φ_i) e della tensione orizzontale.

Il coefficiente α può dunque essere ottenuto dalla seguente relazione:

$$\alpha = \frac{H \cdot s \cdot E_s \cdot \varepsilon \cdot \tan(\phi_i)}{\sigma'_{v,nom} \cdot D^2} \quad (3.4)$$

in cui H è l'altezza del campione; nelle elaborazioni è stato assunto che $\tan(\Phi_i) = 0.5 \tan(\Phi')$.

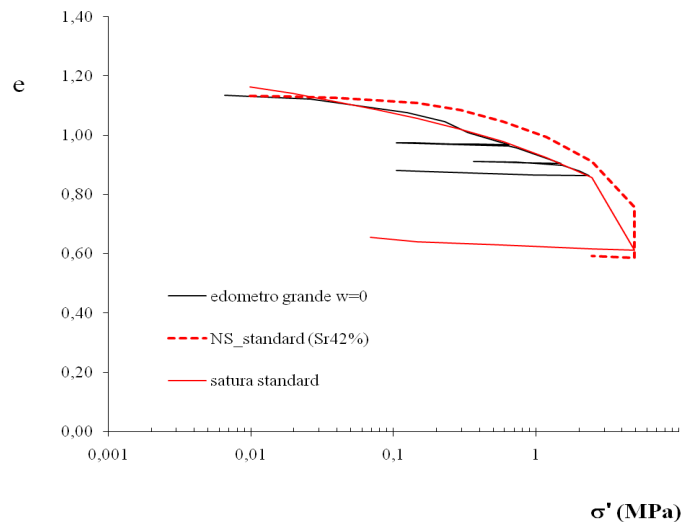


Figura 3.10 : Confronto tra prove di compressione edometrica nell'edometro di grandi dimensioni (in nero) e nell'edometro standard (rosso)

La prova (vedi Fig. 3.10), a contenuto d'acqua praticamente nullo, segue lo stesso andamento della prova satura in edometro piccolo che parte dallo stesso indice dei pori, anche se con l'edometro di grandi dimensioni si applica una tensione verticale massima minore rispetto alla prova standard.

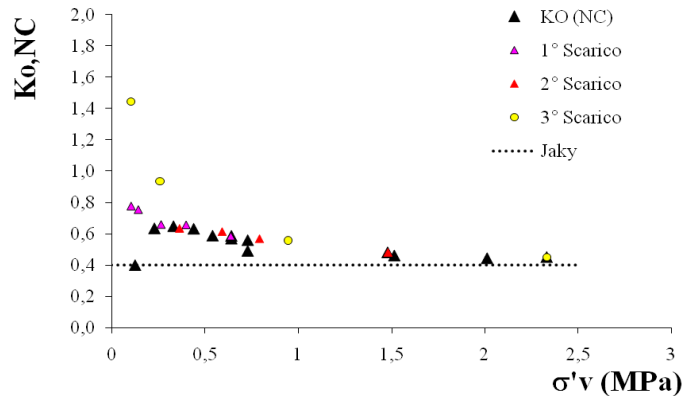


Figura 3.11 : Valori di K_0 in condizioni di normal consolidazione (NC) misurati nel corso della prova in carico e scarico (indicati in legenda); è riportato anche il valore di K_0 calcolato per $\phi=36.7^\circ$ con la formula di Jaky (1944).

I valori misurati di K_0 (vedi fig.3.11) per basse tensioni verticali risultano superiori al valore teorico proposto da Jaky (1944), $K_0=1-\sin\phi$ con $\phi=36.7^\circ$, così come i valori ottenuti in fase di scarico.

3.2.3. Prove di taglio.

Tenendo conto che nelle prove di sfilamento il terreno a contatto con il rinforzo è prevalentemente soggetto a sforzi di taglio, è sembrato opportuno eseguire prove di taglio d'interfaccia per stimare le caratteristiche meccaniche dell'interfaccia terreno rinforzo.

Tali prove sono state eseguite con una scatola di taglio diretto di grandi dimensioni ($L=15$ cm, $H=7$ cm), disponibile presso il laboratorio di meccanica delle terre e delle rocce del DIGA.

Le prove sono state eseguite su di un campione costituito da uno strato superiore di pozzolana, ricostituito in modo da avere un indice dei pori pari a 1, e posizionando una piastra d'acciaio ricoperta di resina nella parte inferiore della scatola di taglio in modo tale che il contatto tra la piastra ed il terreno coincida con il piano di scorrimento della scatola di taglio. La piastra ha le dimensioni in pianta della scatola di taglio ($L=15$ cm) ed uno spessore di 0.5 cm ed è interamente ricoperta della stessa resina usata per rivestire la barra d'acciaio. Complessivamente sono state eseguite 3 prove a tre differenti pressioni tensione di confinamento verticale (50, 100 e 150 kPa); nel corso della prova la tensione verticale applicata è stata mantenuta costante.

L'involuppo di rottura, riportato in Fig. 3.12, permette di ricavare la tangente dell'angolo d'attrito di stato critico dell'interfaccia che risulta pari a 0.733, per cui l'angolo d'attrito di stato critico è pari a 36.2° praticamente uguale all'angolo d'attrito di stato critico del terreno (36.7°).

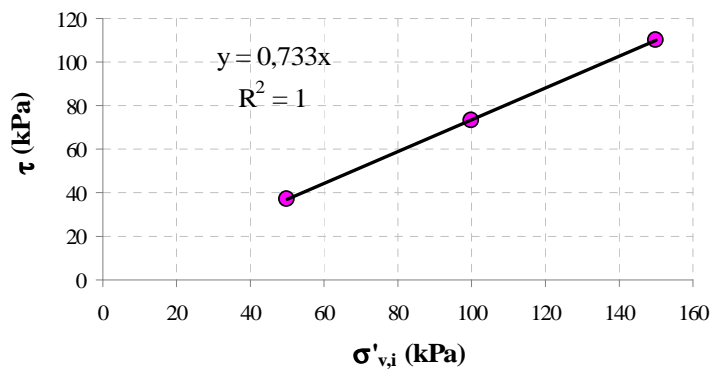


Figura 3.12 : Involuppo di rottura per le prove di taglio.

3.2.4 Modalità di preparazione del campione

Esistono diversi metodi per riprodurre in laboratorio campioni di terreni incoerenti: essi sono individuati in funzione sia del tipo di terreno che del tipo di sperimentazione.

In genere tutti i metodi possono essere definiti “a densità controllata” nel senso che permettono di preparare i campioni stabilendo la densità (secca) che si vuole raggiungere. In questo modo, noto il volume, è possibile quantificare il peso del campione.

Una classificazione di queste tecniche può essere ottenuta raggruppandole in base alle procedure previste. E’ possibile distinguere le seguenti categorie:

- *Moist Tamping* - compattazione di tipo statico: il materiale viene addensato per strati in un formacampione a mezzo di un pistone che viene lasciato cadere da un’altezza predefinita;
- *Water Pluviation* - sedimentazione pluviale in acqua: il materiale saturo viene depositato sul fondo di un formacampione pieno d’acqua, e poi lasciato sedimentare;
- *Dry Pluviation* - deposizione pluviale in aria: il materiale secco o con contenuto d’acqua modesto viene fatto cadere all’interno del formacampione mediante un tubo interponendo o meno uno o più stacci;
- *Moist Vibration* - vibrazione: il materiale, secco o umido, viene depositato per strati e poi vibrato.

Nei processi di compattazione sia di tipo statico sia di tipo dinamico non interessa quantificare l’energia fornita ma il valore di densità secca raggiunta.

A volte per ottenere il valore massimo di densità si fa ricorso a procedure accoppiate; ad esempio, qualora si vogliano ottenere densità molto alte viene effettuata una fase di vibrazione a valle dei processi di sedimentazione pluviale in acqua e di deposizione pluviale a secco.

Tutte le tipologie sopra descritte possono essere comunque utilizzate per campionature di piccola e grande scala. Vi sono, però, alcune problematiche che

possono verificarsi usando l'una o l'altra tecnica. I problemi più spesso ricorrenti sono:

1. segregazione e/o frantumazione delle particelle;
2. i tempi necessari per la preparazione;
3. la difficoltà di realizzare campioni uniformi in termini di densità e peso secco.

Nel nostro caso il campione di terreno, è stato ricostituito per *moist tamping* costipando in successione 4 strati di terreno ognuno di spessore pari a 20cm.

La procedura prevede che ogni strato sia costipato con un numero di colpi pari a 5 per unità di superficie. I colpi sono stati imposti a mezzo di una massa battente di 10.5 kg e area di 226 cm², lasciata cadere da circa 5 cm d'altezza; dopo un numero di colpi pari a 40 per unità di superficie non si ha più variazione dell'indice dei pori. Questa procedura di costipamento è stata dapprima provata su un campione di dimensioni ridotte che ha permesso di ottenere delle curve (w, γ_d ; Fig.3.13).

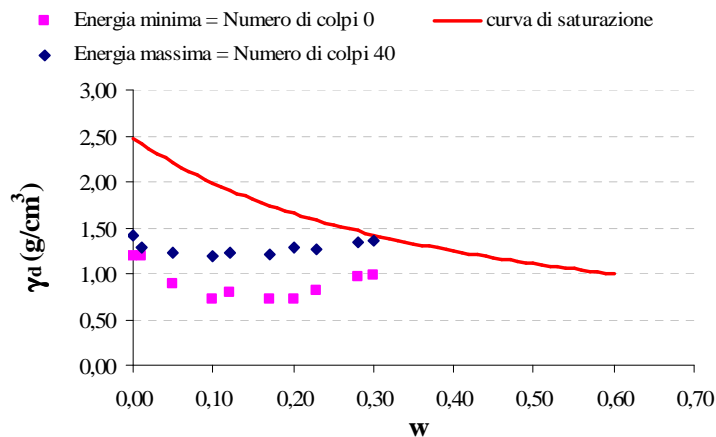


Figura 3.13 Curva di costipamento del terreno ottenuta per compattazione statica con un campione di dimensioni ridotte.

Con tale procedura si riesce ad ottenere nel campione ricostituito all'interno dell'apparecchiatura per le prove di sfilamento un grado di addensamento massimo

pari all'85% del massimo ottenuto da prove di costipamento in piccola scala ($\gamma_{dopt} = 13.6 \text{ kN/m}^3$).

La forma delle curve non si discosta molto da quelle ricavate da prove di costipamento secondo lo standard ASTM da Pellegrino (1967) (Fig.3.14).

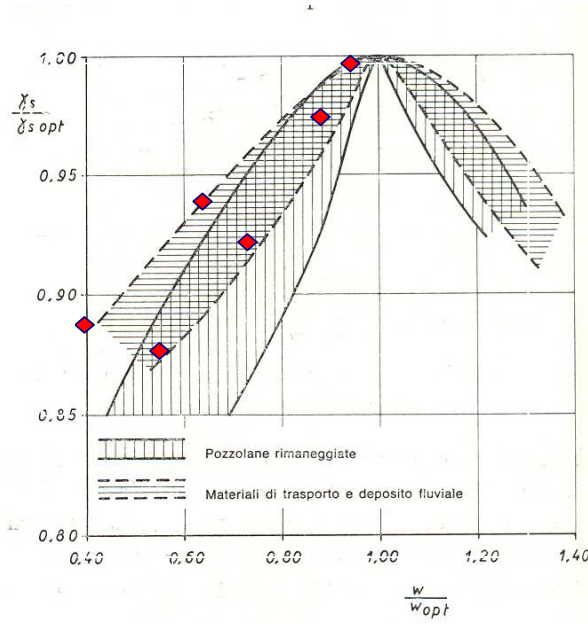


Figura 3.14: Relazione $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d,opt}} = f\left(\frac{w}{w_{opt}}\right)$: confronto tra i risultati ottenuti e quelli ricavati da Pellegrino (1967)

3.2.5 Caratteristiche di ritenzione

Per caratterizzare idraulicamente i terreni studiati è stata utilizzato il *ku-pF Apparatus* che permette di determinare la curva di ritenzione del terreno. Il provino inizialmente non saturo viene sottoposto prima a saturazione per filtrazione a carico costante e poi ad essiccamento per evaporazione libera o forzata. I dati ottenuti dalle prove di evaporazione possono essere direttamente utilizzati e forniscono

l'andamento della curva caratteristica nel solo intervallo di suzione in cui sono state eseguite le misure (Fig. 3.15). Così facendo, al trascorrere del tempo di prova, si assume che la suzione nel campione è costante e pari al valore medio misurato dai tensiometri alla quale corrisponde un determinato valore di contenuto d'acqua, determinato dalla misura della variazione del peso del campione.

Generalmente, così come è stato fatto nel nostro caso, però i dati ottenuti dalla prova (misura della suzione in ogni tensiometro e misura della variazione di peso del campione) vengono analizzati per determinare i parametri di un modello teorico della curva di ritenzione (van Genuchten, 1980) che ha la seguente espressione:

$$S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot (u_a - u_w))^n} \right]^m \quad (3.5)$$

con S_e contenuto d'acqua adimensionalizzato pari a:

$$S_e = \frac{S_r - S_{rr}}{S_{rs} - S_{rr}} \quad (3.6)$$

La migliore regressione, in rosso in Fig.3.15, lo si ottiene per i seguenti parametri: $S_{rs} = 0.81$, $S_{rr} = 0.1$, $m=0.387$, $n=1.631$; $\alpha=0.109$, per cui nel nostro caso la curva di ritenzione ha la seguente espressione:

$$\frac{S_r - 0.1}{0.81 - S_r} = \left[\frac{1}{1 + (0.109 \cdot (u_a - u_w))^{1.631}} \right]^{0.387} \quad (3.7)$$

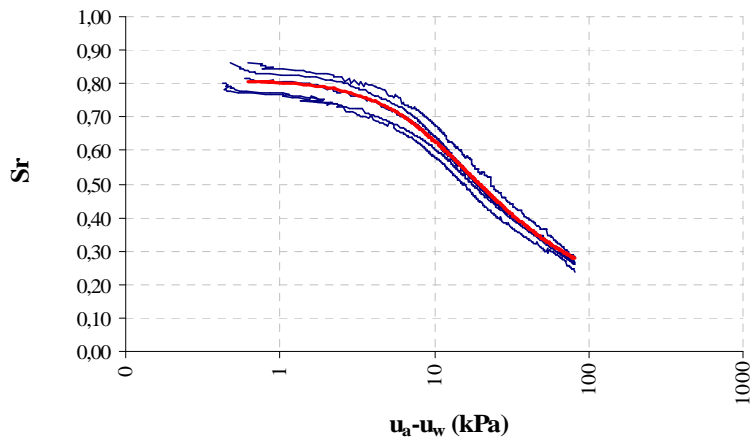


Figura 3.15: Curve di ritenzione per la pozzolana oggetto di sperimentazione: in rosso la regressione con l'equazione di Van Genuchten (1980).

3.3 L'attività sperimentale

3.3.1 L'apparecchiatura utilizzata per le prove di sfilamento

L'apparecchiatura (Fig. 3.16 e 3.17) consiste in un contenitore parallelepipedo rigido a sezione verticale quadrata di grandi dimensioni (misure interne 1.60*0.80*0.80 m) sulla cui sommità viene applicato il carico verticale a mezzo di 4 martinetti indipendenti centrati su altrettante piastre rigide (0.40*0.80*0.11 m).



Figura 3.16: L'apparecchiatura per l'esecuzione delle prove di sfilamento in laboratorio, vista laterale.

La massima tensione verticale applicabile è 200 kPa. Se la pressione fornita ad ogni martinetto è uguale, si determinano nel terreno condizioni tensionali di tipo edometrico; l'indipendenza dei martinetti consente anche di applicare carichi variabili in superficie per simulare diverse possibili condizioni di funzionamento del rinforzo. L'apparecchiatura è forata su uno dei lati corti verticali, e da questo foro fuoriesce il chiodo da sottoporre a prova.



Figura 3.17: L'apparecchiatura per l'esecuzione delle prove di sfilamento in laboratorio, vista frontale.

I due lati corti sono rimovibili, sia per comodità di montaggio e smontaggio, sia per consentire se desiderato prove con fronte del terreno non confinato. Il tiro viene applicato alla barra con un meccanismo controllato da una vite senza fine, a velocità di spostamento controllata. Il meccanismo di serraggio della barra è snodato per non indurre sollecitazioni flettenti, ed è strumentato con una cella di carico da 10 kN (sostituibile con una da 200 kN nel caso in cui nel chiodo si prevedano sforzi di trazione maggiori) per la misura del tiro applicato. Lo spostamento della barra in prossimità della sezione di serraggio e gli spostamenti verticali delle piastre superiori sono misurati con LVDT o comparatori millesimali. Nel volume di terreno sono anche immersi miniassessimetri a piastra per la misura degli spostamenti verticali di punti non appartenenti al limite superiore del campione di terreno.

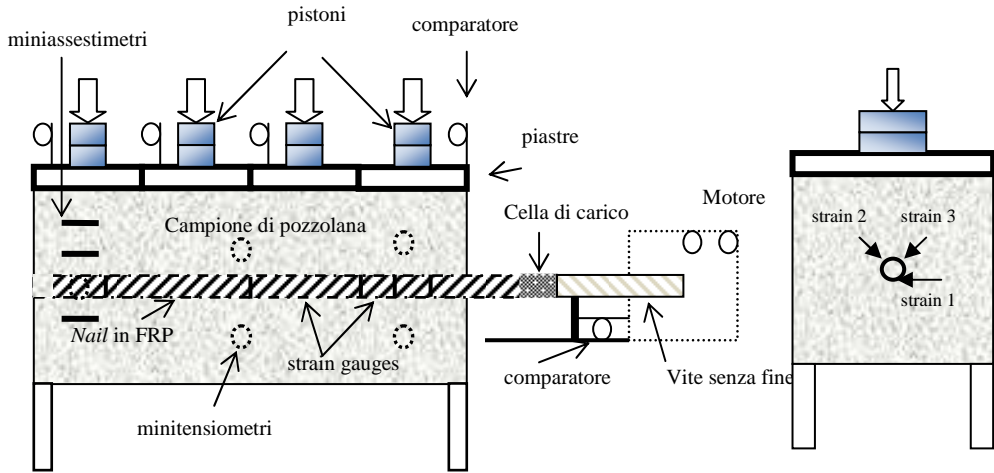


Figura 3.18 : Descrizione semplificata dell' apparecchiatura per le prove di sfilamento (silometro)- sezione longitudinale e trasversale e della strumentazione.

Le dimensioni dell'apparecchiatura sono state scelte in modo da ridurre al minimo gli effetti di bordo, cioè dell'influenza delle pareti della scatola sulla distribuzione delle tensioni nel campione di terreno, e sono state verificate con delle simulazioni numeriche effettuate con il codice di calcolo Plaxis2D.

Le analisi numeriche sono state mirate a valutare a quale distanza dal rinforzo in una prova di sfilamento si possa considerare dissipata la sollecitazione di taglio indotta dall'inserimento e dallo sfilamento del rinforzo stesso. Sono state simulate delle prove di sfilamento in cui è tenuta costante la sollecitazione di trazione indotta nel rinforzo, pari a 10 kN, ed è stata variare la distanza tra il rinforzo ed il limite del modello, che simula la parete dell'apparecchiatura.

Partendo da una distanza di 10 cm ed incrementandola da simulazione a simulazione è stato possibile ricavare il valore minimo per cui agli estremi del modello non si risente della variazione di sollecitazione di taglio indotta nel terreno a seguito della sollecitazione di trazione applicata al rinforzo.

I risultati hanno mostrato che già ad una distanza di 40 cm dal punto di applicazione dello sforzo di trazione nel campione di terreno non si risente più della variazione di stato tensionale indotta.

Tali misure sono inoltre non inferiori a quelle minime suggerite dalla letteratura: si è tenuto conto che nelle prove su pali l'influenza delle forze applicate si risente ad una distanza dal palo pari a 4÷10 volte il raggio del palo (Ekström, 1989); tale indicazione è stata verificata per garantire tra *nails* e bordo dello sfilometro una distanza tale da assicurare la non interferenza delle pareti rigide della scatola sul comportamento dell'interfaccia e sull'esito della prova. Inoltre per minimizzare l'effetto della parete frontale rigida, è stata rispettata la corrispondenza geometrica

$$L_n/DT \geq 2 \quad (\text{Palmeira et al. (1989)}) \quad (3.8)$$

in cui L_n è la lunghezza del rinforzo (210 cm) e DT è la distanza tra il livello in cui è posizionato il *nails* e la superficie superiore della macchina (40 cm).

3.3.2 Sistemi di carico

3.3.2.1 Sistema di applicazione dello spostamento controllato.

Per applicare alla barra uno spostamento in orizzontale è stato utilizzato un motore dotato di una vite senza fine capace di imporre alla barra uno spostamento a velocità controllata.

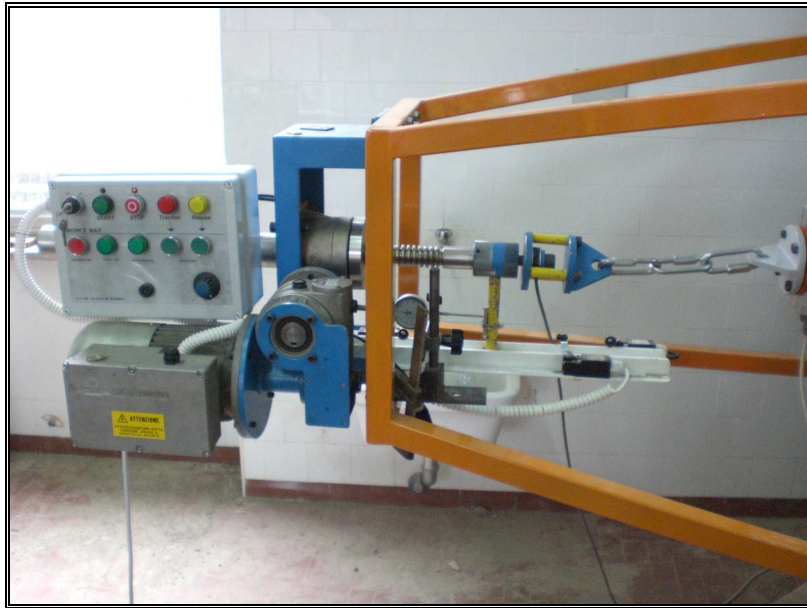


Figura 3.19 : Sistema di applicazione dello spostamento controllato.

La vite senza fine ha una corsa utile di 40 cm e può muoversi sia in avanzamento che in arretramento: il motore è dotato di un pannello di controllo attraverso cui si può imporre il verso e la velocità di avanzamento.

E' stata per prima cosa trovata la corrispondenza tra i numeri da 0-10 presenti sul regolatore di velocità e la velocità di spostamento della vite: la taratura è stata fatta solo nella fase di carico, cioè quando la vite si muove in modo tale da imporre uno sforzo di trazione alla barra, con un micrometro centesimale per la misura dello spostamento e un cronometro per il tempo. Sono stati fatti più cicli di taratura, e la corrispondenza è riportata in Fig.3.20.

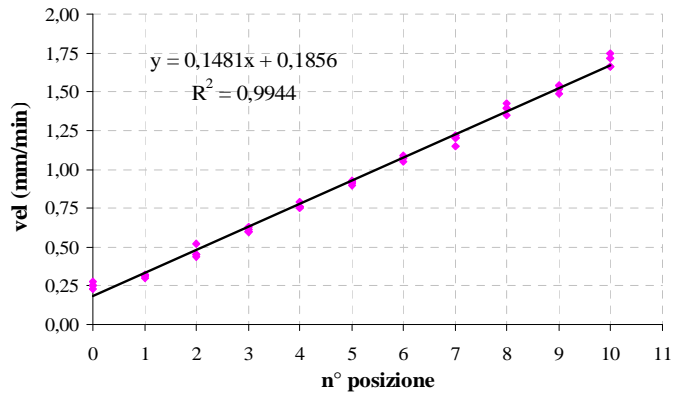


Figura: 3.20: Velocità con cui si può applicare il tiro alla barra.

3.3.2.2 Stato tensionale applicato

Per simulare l'installazione dei chiodi a diverse profondità, sono state applicate tre diverse tensioni verticali di confinamento : 50, 100 e 150 kPa. Assumendo un valore medio di peso dell'unità di volume per il terreno di 18 kN/m^3 , queste tensioni corrispondono a profondità di scavo rispettivamente di 2,8, 5,5 e 8,3 m. Le tensioni di confinamento vengono applicate al campione a mezzo dei pistoni idraulici e successivamente si controlla l'abbassamento delle piastre e la variazione di pressione sul pistone.



Figura: 3.21: Il sistema di applicazione del carico verticale.

Dopo meno di 24h il cedimento primario dovuto all'applicazione del carico può essere considerato del tutto esaurito, come evidente anche dai risultati delle prove di compressione con carico uniformemente distribuito sullo stesso terreno (Fig.3.22).

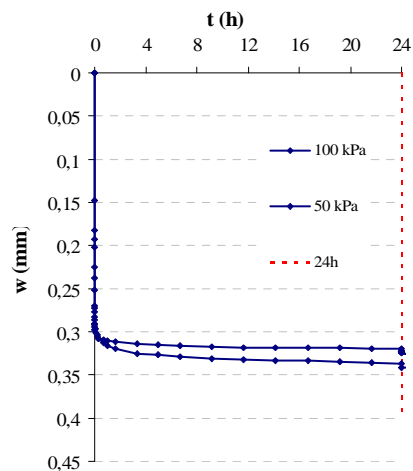


Figura 3.22: Andamento del cedimento (w) nel tempo in due prove in cui un carico uniformemente distribuito, di 50 e 100 kPa, è stato applicato ad un campione di pozzolana.

3.3.3 Sistemi di misura

3.3.3.1 Sistema di misura della sollecitazione di trazione

Per misurare lo sforzo di trazione necessario allo sfilamento della barra viene utilizzata una cella di carico toroidale strumentata con due *strain gauges* a ponte intero.

La cella è disposta all'interno di un particolare gancio costruito in modo da contenerla e metterla in trazione ancorandola con un perno alla vite senza fine, e nello stesso tempo dotato di uno snodo e di ganci necessari al collegamento tra la vite e la barra.

La cella ha una capacità di 1000 kg è stata tarata mediante un anello dinamometrico campione da 500 kg (Fig.3.23): è stata misurata la corrispondenza tra la variazione di tensione al ponte, mV/V e il carico applicato, espresso in kN.

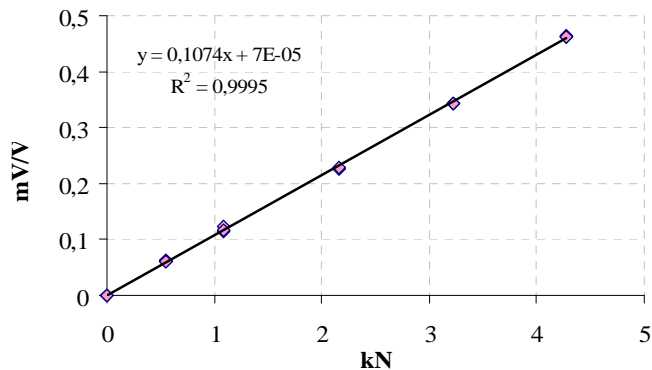


Figura 3.23: Retta di regressione relativa alla taratura della cella di carico.

3.3.3.2 Misura della suzione

Per misurare i valori della suzione all'interno del campione di terreno sono stati utilizzati 8 minitensiometri disposti in quattro punti su ognuno dei lati lunghi della macchina (Fig.3.24).

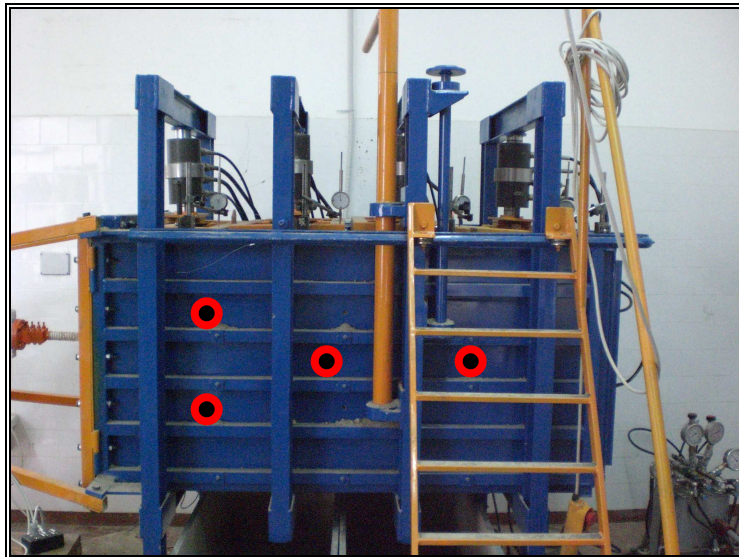


Figura 3.24: Punti in cui sono installati i minitensiometri.

I minitensiometri, precedentemente saturati, vanno disposti all'interno del terreno dopo l'applicazione del carico verticale in quanto la pietra porosa si rompe sotto alte pressioni, inoltre è necessario attendere almeno 6h affinché si equalizzino (Fig.3.25).

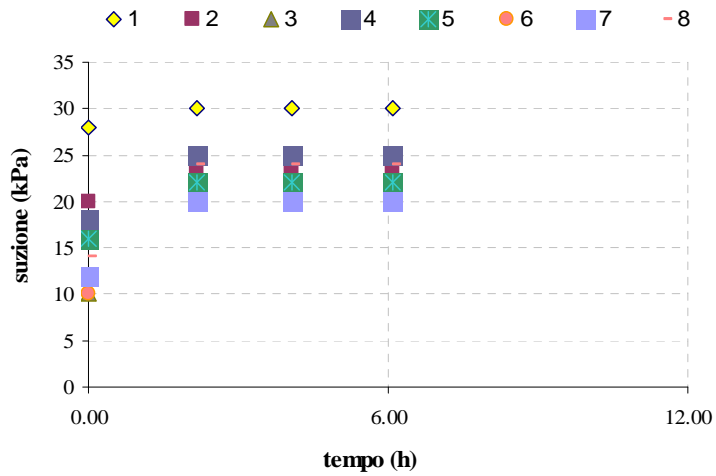


Figura 3.25: Tempo di equalizzazione della suzione nel nostro campione di pozzolana.

3.3.3.3 Misura dei cedimenti

In fase di preparazione del campione sono disposti nel terreno anche degli assestimetri a piastra a 20, 40 e 60 cm dal fondo dell'apparecchiatura lungo 4 verticali (Fig.3.26).



(a)

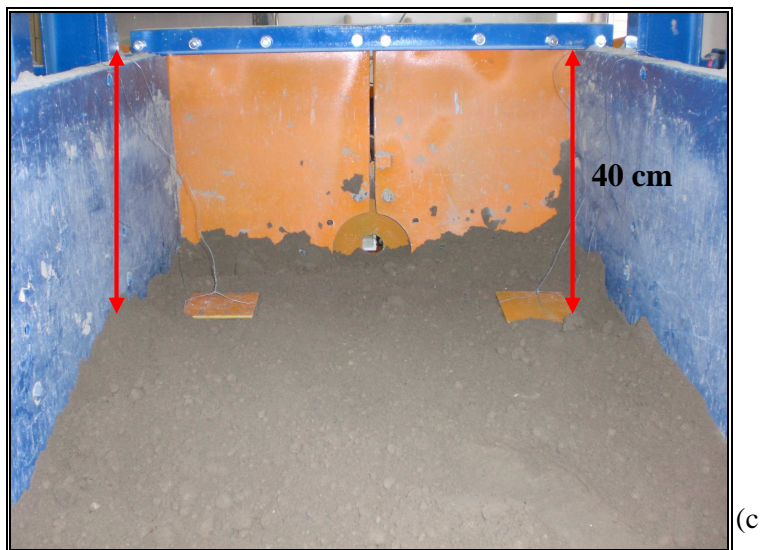
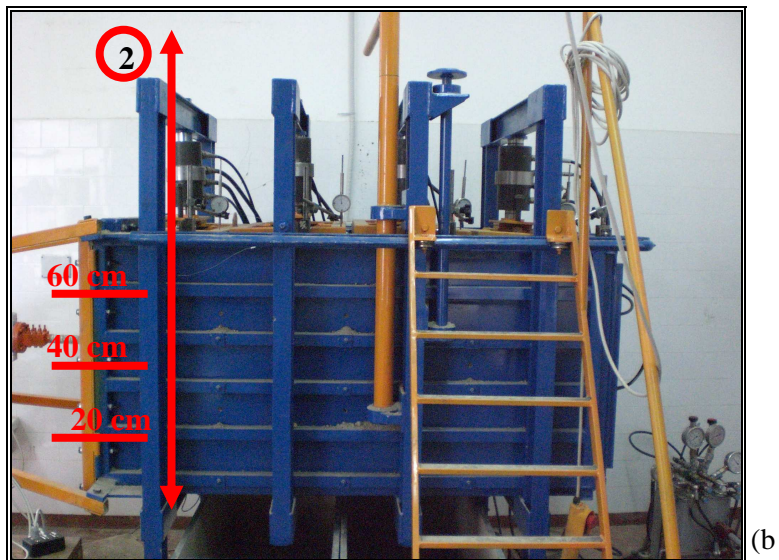


Figura 3.26: Verticali lungo cui sono stati disposti gli assestimetri a piastra (a vista dall'alto, b vista frontale); due degli assesti metri disposti all'interno del campione di terreno (c)

Tali assestimetri costituiscono dei punti all'interno del campione che permettono la misura del cedimento a seguito dell'applicazione del carico verticale. La prima misura viene eseguita durante la loro messa in sede, come punto fisso di

riferimento sono stati scelti i traversi che sormontano la macchina; la seconda misura viene effettuata in fase di scarico dell'apparecchiatura.

Ipotizzando un'applicazione edometrica del carico verticale, la differenza tra le due misure rappresenta il cedimento w del terreno in quel punto, da cui è possibile ricavare il modulo edometrico corrispondente:

$$E_{ed} = \frac{qh_i}{w} \quad (3.9)$$

noto lo spessore i -esimo dello strato deformabile relativo ad ogni singolo assestimento (h_i) e il carico applicato, q .

Se si raggruppano i valori E_{ed} così calcolato per diverse prove di sfilamento in base all'indice dei pori finale, possiamo notare che i valori dei moduli E_{ed} relativi a prove con stesso indice dei pori, si allineano lungo delle curve subparallele alla curva edometrica ricavata per lo stesso materiale mediante una prova edometrica standard (Fig.3.27); inoltre i valori del modulo di rigidezza così ricavati risultano minori a parità di carico all'aumentare dell'indice dei pori.

Ciò permette di poter ipotizzare delle condizioni di compressione edometrica nell'apparecchiatura quando il carico verticale applicato è uguale per tutti i 4 martinetti.

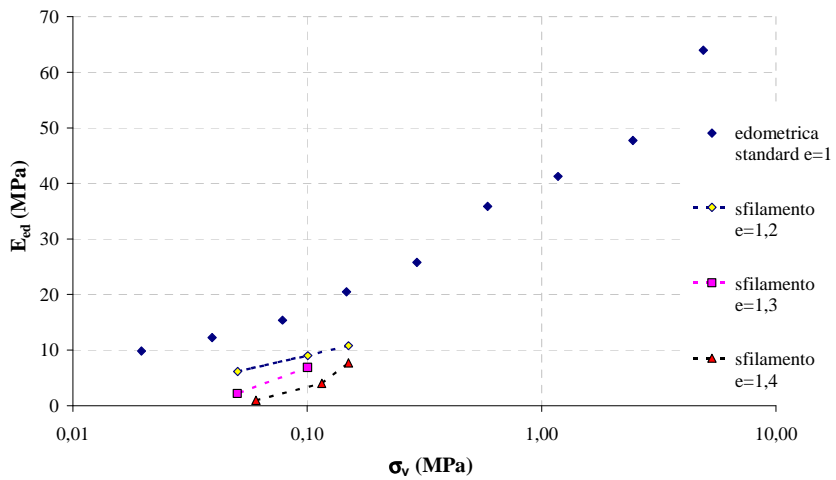


Figura 3.27: Valori calcolati con l’eq.(3.9) per prove di sfilamento con diverso indice dei pori finale, confrontati con una curva edometrica standard della stessa pozzolana.

3.3.4 Le barre oggetto di sperimentazione

3.3.4.1 La barra in vetroresina: FRP

La barra in fibra di vetro rinforzata (FRP) è a sezione circolare cava con $d_i=11\text{mm}$ e $d_e=34\text{mm}$, $L=2\text{m}$ e filettatura elicoidale esterna, sempre di vetroresina con passo 0.5 cm e spessore di 2mm per migliorare l’aderenza con il terreno (Fig.3.28).



Figura 3.28: Barra in vetroresina

La tensione di rottura garantita per questa barra è di 671 MPa, e il suo modulo elastico vale 44,7 GPa.

Per calcolare lo sforzo di taglio all'interfaccia terreno-barra, quest'ultima è stata strumentata in 5 sezioni, ponendo in ogni sezione 3 estensimetri equidistanti (a 120°), del tipo ERSG 120 Ω (*Electric Resistance Strain gauges*) (Fig. 3.29)

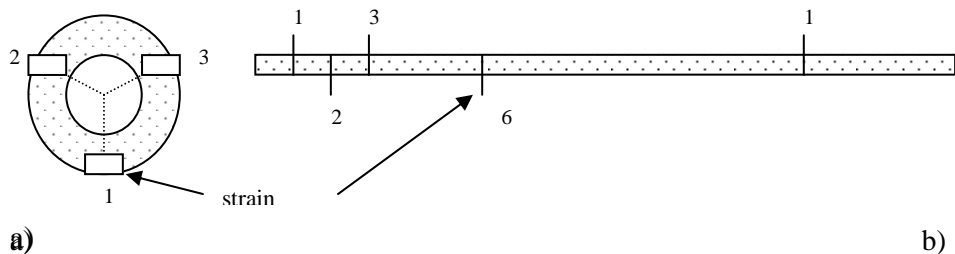


Figura 3.29: Sezione trasversale (a) e longitudinale (b) del *nail*: particolare delle sezioni strumentate con gli *strain gauges*

Dalle deformazioni che la barra subisce localmente a seguito dell'applicazione dello sforzo di trazione, misurate con questi *strain gauges*, è possibile ricavare lo sforzo di taglio all'interfaccia che si mobilita lungo la barra.

Per disporre gli *strain gauges* sulla barra, in corrispondenza delle sezioni in cui si è voluta eseguire la misura delle deformazioni locali, la barra è stata modificata: sono state create delle piccole incisioni in modo tale da ricavare delle insenature al cui interno incollare lo *strain gauges*. Subito dietro questi incavi sono stati eseguiti dei fori per permettere il passaggio ai cavi dello *strain gauges* all'interno della barra, che ricordiamo essere cava; i cavi vengono fatti passare lungo il fusto della barra e convergono tutti in una centralina disposta in corrispondenza della testa di tiro.

I cavi sono raccolti e collegati in modo che, ognuno dei tre connettori di uscita presenti sulla centralina corrisponda a una direzione di misura lungo il fusto della barra (posizioni indicate dai punti 1, 2 e 3 in figura 3.29a): i cavi collegati ad ogni singolo connettore sono 4 corrispondenti ognuno ad una sezione di misura (figura 3.29b).

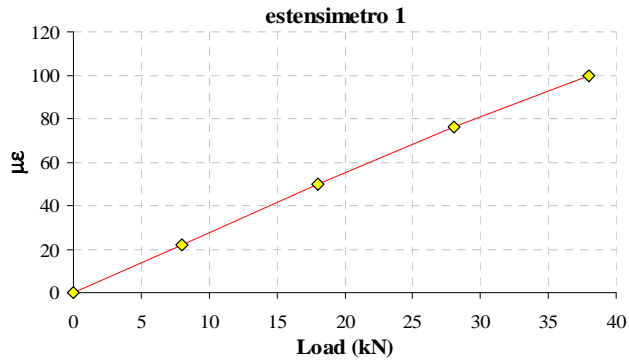
Problemi sperimentali legati alla barra in FRP

La barra in vetroresina dopo una serie di prove ha riportato dei danni irreversibili. Durante la prova di sfilamento la barra è stata soggetta non solo ad uno sforzo di trazione, ma anche ad una sollecitazione di flessione per effetto del sovraccarico applicato al campione. L'aliquota di flessione non influenza significativamente l'esito della prova di sfilamento ma a lungo andare ha arrecato dei danni alle fibre della barra, nelle sezioni di misura tali fibre, indebolite per le operazioni di installazione degli *strain gauges*, si sono spezzate rendendo impossibile la misura delle deformazioni locali.

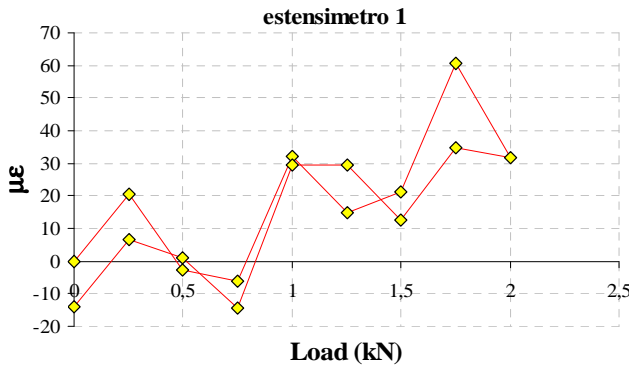
Se si confrontano le tarature degli *strain gauges* prima e dopo un ciclo di prove di sfilamento si nota come i risultati differiscano enormemente tra di loro.

In particolare mentre prima della prova la relazione tra carico applicato, espresso in kg, e risposta dell'estensimetro (DR) era lineare (Fig.3.30a) e i valori per il ciclo di carico e di scarico erano perfettamente coincidenti, la taratura dello stesso estensimetro (Fig. 3.30b) effettuata dopo delle prove di sfilamento, e condotta anche a livelli di carico superiori mostra una marcata isteresi e una evidente

instabilità (cavi e cuspidi fisicamente non reali né significativi): la diminuzione della deformazione misurata dall'estensimetro all'aumentare del carico è indice di un danneggiamento dell'estensimetro stesso o del contatto barra estensimetro.



a)



b)

Figura 3.30: Taratura dell'estensimetro 1:a) prima delle prove; b) dopo alcune prove.

Lo stesso accade anche per altri estensimetri: in Figura 3.31 si riporta qualche diagramma in qualità di esempio.

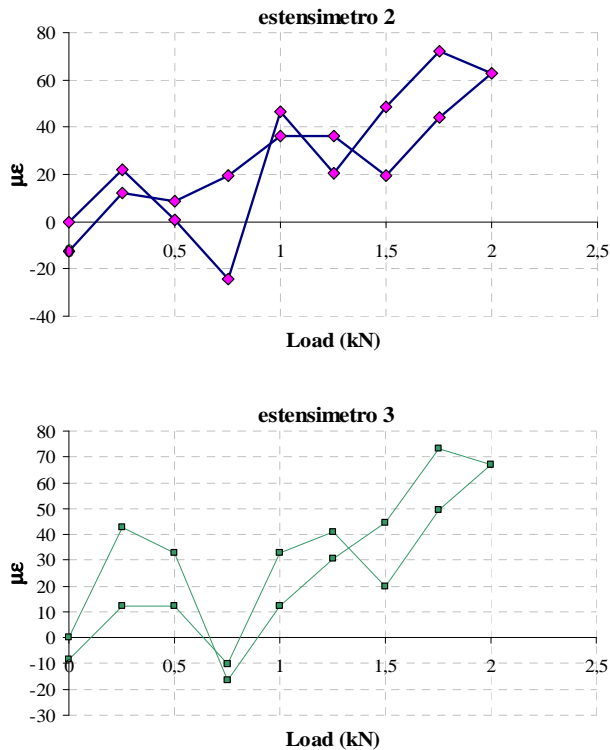


Figura 3.31: Risposta di alcuni estensimetri della barra in frp cicli di taratura dopo diverse prove di sfilamento.

Per evitare di incorrere nello stesso problema, e nello stesso tempo testare un materiale diverso, le barre successive sono state realizzate in acciaio.

3.3.4.2 La barra in acciaio

La barra in acciaio ha una sezione circolare cava con $d_i=25\text{mm}$ e $d_e=35\text{mm}$, è lunga 2 metri e ha filettatura elicoidale esterna realizzata mediante saldatura di un tondino in acciaio, con passo 1 cm, per migliorare l'aderenza con il terreno (Fig.3.32); la barra è interamente coperta di resina epossidica per proteggere l'acciaio dalla corrosione.

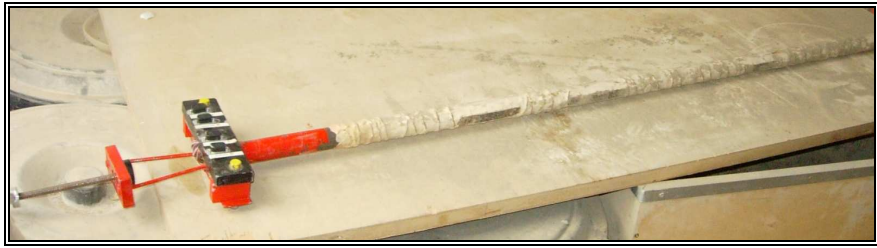


Figura 3.32: La barra in acciaio

La barra è stata strumentata in 4 sezioni (Fig.3.33), ponendo in ogni sezione 2 estensimetri uno a 0° e l'altro a 180° , del tipo ERSG 350Ω (*Electric Resistance Strain gauges*); gli *strain gauges* anche in questo caso sono stati inseriti in $\frac{1}{4}$ di ponte di Wheatstone.

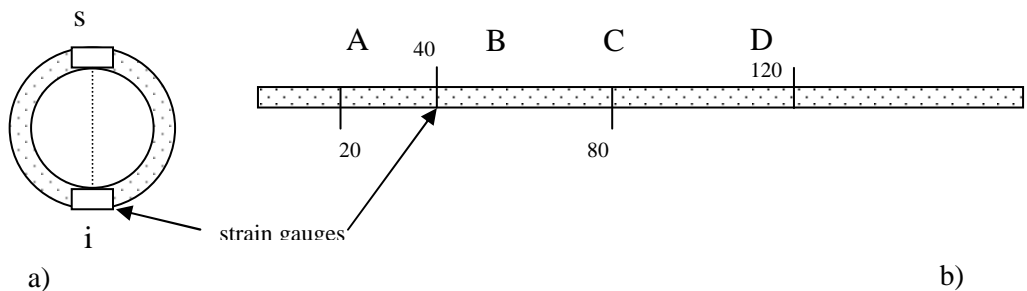


Figura 3.33 . Sezione trasversale a) e longitudinale b) della barra in acciaio: particolare delle sezioni strumentate con gli *strain gauges*

Ad ulteriore protezione degli estensimetri (*strain gauges*) le sezioni strumentate sono state sormontate da ponti di acciaio, realizzati con lamina d'acciaio dello spessore di un paio di mm. Tali ponti, incollati e non saldati alla barra in modo da non creare sezioni a resistenza maggiore, permettono di ripartire su tutto il fusto della barra gli sforzi normali gravanti sulla stessa all'applicazione del carico verticale. In tal modo lo sforzo non agisce puntualmente sull'estensimetro evitando danneggiamenti e rendendo meno incidente sulla deformazione locale l'aliquota legata alla flessione.

Anche in questo caso, come per la barra in frp, dietro il punto il cui sono incollati gli estensimetri sono stati eseguiti dei fori per far passare i cavi all'interno della barra per poi farli convergere in testa dove sono disposti i connettori.

Per questa barra in uscita invece di tre ci sono 4 connettori, ognuno corrispondente ad una sezione di misura, e su ogni connettore vengono collegati due fili, uno per ciascuno dei due estensimetri di ogni disposti in ogni sezione.

Si riporta il risultato di tre cicli di taratura per uno degli otto estensimetri con cui la barra in acciaio è stata strumentata (Fig.3.34); i risultati sono praticamente identici per tutti gli estensimetri sia per i cicli 1 e 2, eseguiti prima dell'esecuzione delle prove, sia per il ciclo 3 successivo ad alcune prove di sfilamento.

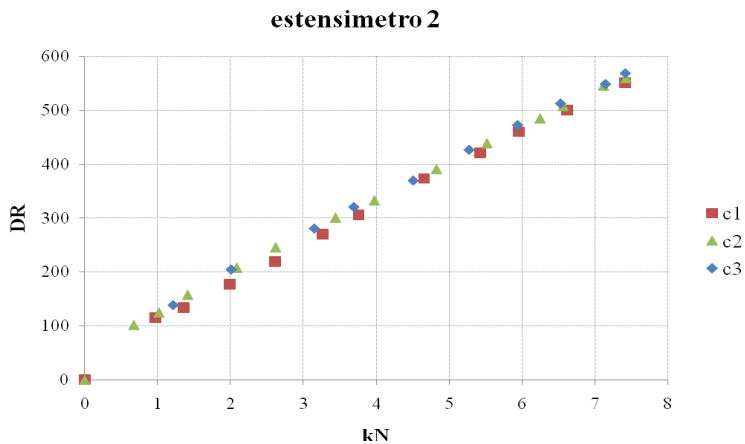


Figura 3.34: Corrispondenza tra variazione della tensione al ponte degli estensimetri ($DR = mV/V$) e carico applicato (kN).

3.3.4.3 L'elica in acciaio

L'elica in acciaio ha un diametro interno di 21mm e una filettatura elicoidale di spessore 13mm rispetto alla quale può essere misurato un diametro esterno di 34mm (Fig.3.35).



Figura 3.35: Coclea in acciaio.

E' costituita da 3 pezzi di $L_i=70$ cm che vengono avvitati l'uno all'altro; in fase di infissione vengono successivamente giuntati in modo da limitare la lunghezza libera di inflessione della barra, che se troppo lunga può inflettersi eccessivamente sotto la forza di infissione.

3.3.5 Procedura di esecuzione della prova

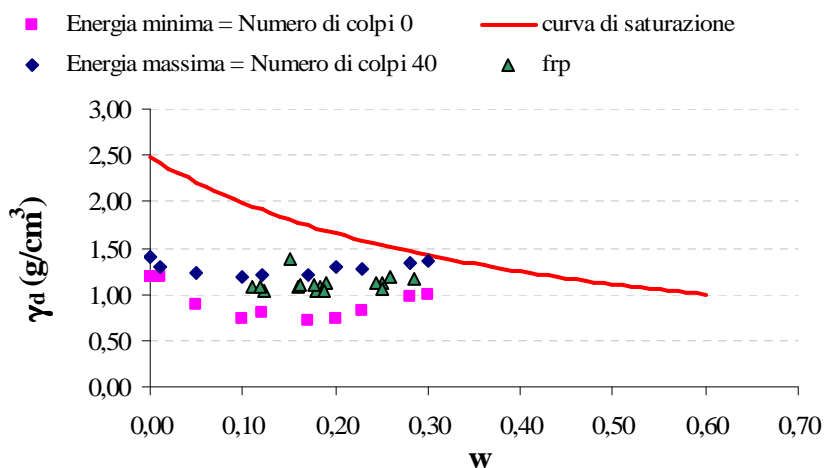
3.3.5.1 Prova di sfilamento con chiodo in sede

La maggior parte delle prove di sfilamento sono state eseguite su un chiodo posto in sede già in fase di preparazione del campione di terreno.

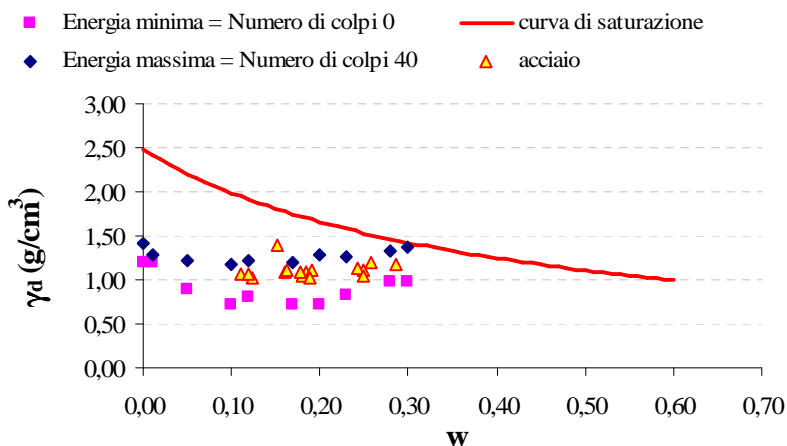
La realizzazione del campione si articola principalmente in tre fasi: vengono costipati i due strati più profondi di terreno, viene posizionato il chiodo e al di sopra di esso vengono costipati altri due strati di terreno.

A conferma dell'uniformità del campione sono disposti al suo interno in fase di preparazione delle piccole fustelle di alluminio per il calcolo dell'indice dei pori e del contenuto d'acqua, nonché i mini assestimetri, già menzionati in precedenza, per il calcolo dei cedimenti. Per le prove con le barre in fibra di vetro (frp) è stato principalmente fissato il contenuto d'acqua w e fatto variare il peso dell'unità di volume secco γ_d aumentando l'energia di costipamento e poi per altre tre prove è stata mantenuta costante l'energia di costipamento e fatto variare il contenuto d'acqua (Fig.3.36a.).

Nelle prove con il chiodo in acciaio è stata tenuta costante l'energia di costipamento e fatto variare il contenuto d'acqua (Fig.3.36b).



(a)



(b)

Figura 3.36: Condizioni finali delle prove con la barra di frp (a) e in acciaio (b).

Una volta completato il riempimento della scatola viene applicata al campione di terreno la tensione verticale di confinamento, e successivamente vengono inseriti nel terreno i minitensimetri per la misura della suzione. Si ristabiliscono le condizioni di carico, qualora si fossero verificate delle perdite di pressione ai martinetti, e si comincia la prova di sfilamento. Lo sfilamento viene condotto a velocità di spostamento costante e pari a 0.5 mm/min fino ad uno spostamento minimo di 30 mm (raccomandazioni CEN/TC/288/WG9).

Durante la prova sono acquisiti i valori dello spostamento in testa alla barra, della forza di sfilamento nel punto di applicazione del tiro e delle deformazioni degli estensimetri lungo la barra nel caso in cui la prova è condotta con un chiodo strumentato.

3.3.5.2 Prova di installazione e sfilamento del chiodo

Per alcune prove sia con barra in FRP che con la coclea in acciaio, entrambe non strumentate, è stata simulata anche l'infissione. Il campione di terreno è stato ricostituito per strati, è stata applicata la tensione verticale di confinamento e sono stati inseriti i minitensimetri nel terreno. Dopo circa 24h, raggiunta la condizione

di stabilità sia per il carico che per i minitensimetri , si è proceduto all'infissione del chiodo.

Per l'installazione è stato utilizzato un martinetto alimentato da un sistema oleodinamico (Fig. 3.37); nel caso della coclea è stato realizzato uno speciale giunto di connessione per consentire contemporaneamente una forza lavoro di rotazione e compressione.



Figura 3.37: Martinetto idraulico per l'infissione delle barre di prova.

3.3.6 Il programma sperimentale.

Sono stati eseguite in totale n° 31 prove di sfilamento utilizzando due tipologie di chiodi direttamente infissi, che ricordiamo essere a diretto contatto con il terreno, in fibra di vetro rinforzata (FRP) e in acciaio. Inizialmente è stata condotta una sperimentazione rivolta principalmente allo studio dell'influenza sull'esito della prova di sfilamento dei parametri di stato del terreno, per un totale di 26 prove. Sono stati fatti variare il grado di saturazione (S_r) e conseguentemente la suzione ($u_a - u_w$) per diverse tensioni verticali uniformemente distribuite sul campione di

terreno (σ_v) ; per queste prove non è stata simulata la reale procedura di infissione del chiodo che è stato posto direttamente a contatto con il terreno in fase di ricostituzione del campione. Successivamente è stata anche simulata la procedura di infissione, seguita poi dalla prova di sfilamento (n°5 prove): in tale occasione le prove sono state condotte sia con la barra in FRP che con una coclea in acciaio ad aderenza migliorata.

	Prova	σ_v kPa	e medio	W medio	γ_d medio kN/m ³
FRP	F1	100	1,03	0,26	12,25
	F2	100	1,36	0,25	10,53
	F3	100	1,39	0,23	10,39
	F4	100	1,39	0,23	10,45
	F5	50	1,27	0,18	10,96
	F1s	100	1,55	0,23	9,76
	F2s	100	1,62	0,25	9,46
	F3s	100	1,28	0,22	10,93
	F4s	100	1,26	0,23	11,01
ACCIAIO	A1a	100	1,29	0,16	10,88
	A2a	50	1,42	0,12	10,32
	A3a	50	1,31	0,18	10,79
	A4a	100	1,41	0,19	10,32
	A1	100	1,23	0,19	11,17
	A2	50	1,26	0,18	10,97
	A3	100	1,12	0,29	11,75
	A4	150	1,21	0,24	11,25
	A5	150	1,08	0,26	11,95
	A6	150	1,36	0,25	10,53
	A7	100	0,91	0,28	12,96
	A8	100	1,23	0,25	11,15
	A1c	150	1,31	0,12	10,70
	A2c	150	0,9	0,2	13,84
	A3c	150	1,40	0,18	10,4
	A4c	150	1,2	0,2	11,0
	A5c	150	1,31	0,11	10,75
	A6c	150	1,44	0,12	10,20
	A (frp corta)	100	1,5	0,19	10,28
	B (elica)	100	1,2	0,15	11,36
	C (elica)	100	1,2	0,15	11,36
	D (frp corta)	100	1,3	0,14	11,00

Tabella III.b: Elenco delle prove di sfilamento, con le condizioni di stato del terreno a fine prova; in arancio sono indicate le prove di infissione seguite poi dallo sfilamento della barra.

3.4 Elaborazione delle prove di sfilamento

Le prove di sfilamento a deformazione controllata permettono di misurare la sollecitazione di trazione F (espressa in kN) necessaria a far compiere al chiodo un certo spostamento orizzontale (dx).

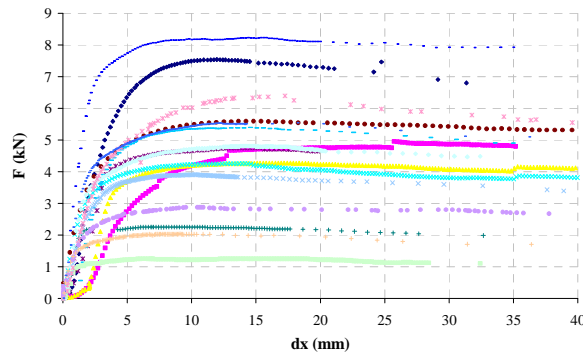


Figura 3.38: Forza di sfilamento, F (kN), in funzione dello spostamento del chiodo, dx (mm) per alcune delle 31 prove di sfilamento.

Le prove di sfilamento permettono di ricavare il valore medio della resistenza allo sfilamento q_s sostituendo nell'eq.(2.4) a T la massima forza di trazione misurata nel corso della prova F_p . Per la mancanza di un picco ben definito in tutte le prove, si è scelto convenzionalmente come forza di sfilamento quella, indicata con F_{20} , corrispondente ad uno spostamento di 20 mm della barra. La resistenza media mobilitata lungo il chiodo in corrispondenza di uno spostamento di 20 mm è stata valutata come:

$$q_s = \frac{T}{\pi DL} = \frac{F_{20}}{\pi \cdot D \cdot (L - 20mm)} = \tau_1 \quad (3.10)$$

in cui D è il diametro del chiodo e L è la lunghezza di chiodo a contatto con il terreno in condizioni iniziali, prima cioè dell'applicazione del tiro.

In tabella III.c si riportano le tensioni verticali applicate al campione di terreno (σ_v) a cui sono state eseguite le 27 prove di sfilamento, i parametri di stato del terreno a

fine prova ed i risultati espressi in termini di massima forza di sfilamento F_p , spostamento orizzontale corrispondente d_{xp} , resistenza allo sfilamento media τ_1 .

FRP	σ_v [kPa]	w	γ_d [kN/m ³]	e	S _r %	u _a -u _w [kPa]	S _r *(u _a -u _w)	γ	F _p [kN]	d _{xp} [mm]	τ_1 [kPa]
F1	100	0,26	12,25	1,02	71	10	7	15	2,07	6,5	11
F2	100	0,25	10,53	1,35	47	23	11	13	2,00	6,4	9
F3	100	0,23	10,39	1,38	43	32	14	13	4,39	8,1	20
F5	50	0,18	10,96	1,25	36	35	13	13	2,59	4,9	10
F1s	100	0,23	9,76	1,53	40	22	9	12	2,17	5,96	10
F3s	100	0,22	10,93	1,26	43	27	12	13	4,14	5,1	19
F4s	100	0,23	11,01	1,26	43	25	11	14	5,23	4,77	24
ACCIAIO	σ_v [kPa]	w	γ_d [kN/m ³]	e	S _r %	u _a -u _w [kPa]	S _r *(u _a -u _w)	γ	F _p [kN]	d _{xp} [mm]	τ_1 [kPa]
A1	100	0,19	11,17	1,21	48	24	12	13	3,91	10,40	23
A2	50	0,18	10,97	1,25	38	30	11	13	3,17	14,32	19
A3	100	0,29	11,75	1,10	64	7	5	15	1,25	13,81	8
A4	150	0,24	11,25	1,19	50	9	5	14	4,81	13,80	28
A5	150	0,26	11,95	1,07	59	2	1	15	5,39	14,08	32
A6	150	0,25	10,53	1,34	46	12	6	13	8,23	15,34	49
A8	100	0,25	11,15	1,21	51	8	4	14	2,25	9,05	13
A1a	100	0,16	10,88	1,27	31	61	19	13	6,40	17,25	34
A2a	50	0,12	10,32	1,39	26	96	25	12	2,87	10,46	23
A3a	50	0,18	10,79	1,29	35	32	11	13	2,04	9,1	12
A4a	100	0,19	10,32	1,39	33	34	11	12	5,54	18,19	34
A1c	150	0,12	10,70	1,31	21	175	37	12	7,54	11,97	45
A2c	150	0,15	13,84	0,78	48	27	13	16	4,95	25,74	29
A3c	150	0,18	10,40	1,38	32	57	18	12	4,28	16,96	26
A4c	150	0,16	11,03	1,24	35	22	8	13	4,26	14,15	25
A5c	150	0,11	10,75	1,30	19	241	46	12	4,75	13,79	28
A6c	150	0,12	10,20	1,44	20	203	41	11	5,60	14,81	31

Tabella III.c: prove di sfilamento eseguite in laboratorio. In tabella sono riportate le proprietà di stato del terreno a fine prove, massima sollecitazione di trazione misurata F_p, lo spostamento del rinforzo d_{xp} corrispondente alla sollecitazione F_p e resistenza media mobilitata τ_1 calcolata con l'eq.(3.10).

3.4.1 Misura dei parametri di stato del terreno

Per la misura del contenuto d'acqua del terreno e del peso dell'unità di volume secco, sono stati disposti all'interno del campione di terreno dei formacampione cilindrici a diverse profondità, poi estratti a fine prova.

Tendenzialmente si può notare come il contenuto d'acqua del terreno (Tabella III.d), come ovvio, diminuisca negli strati più superficiali del campione di terreno.

I valori invece del peso dell'unità di volume secco del terreno presentano una dispersione diversa da prova a prova: molto bassa per il terreno in cui sono state eseguite le prove con la barra in frp (Tabella III.d1; più alta per il terreno in cui sono state effettuate le prove con la barra in acciaio (Tabella III.d2 ed III.d2 bis).

La maggiore variabilità, in ogni singola prova, del peso dell'unità di volume secco rispetto al contenuto d'acqua è dovuta alla ricostituzione del campione per *tamping* manuale: mentre infatti l'acqua si infiltra nel terreno e tende ad accumularsi principalmente negli strati più bassi del campione distribuendosi in maniera quanto più uniforme possibile, la compattazione del terreno per *tamping* manualmente eseguita dall'operatore può creare delle zone di maggior disturbo in cui il terreno è meno costipato che in altre. La variabilità del peso dell'unità di volume secco nel campione di terreno, che ricordiamo ha dimensioni notevoli (circa 1 m³), è inoltre legata anche alla granulometria del terreno stesso.

Il terreno utilizzato è (crf.Fig.3.6) una sabbia limosa che presenta intercalazioni ghiaiose e pomici, sono proprio queste singolarità che, sebbene presenti in scarsa percentuale, distribuendosi in maniera casuale nel terreno creano delle differenze in termini di peso dell'unità di volume secco.

Nell'analisi dei risultati si è scelto di fare riferimento alla media dei valori misurati di queste grandezze, riportati in tabella III.c.

Tabella III d1: Misure del contenuto d'acqua e del peso dell'unità di volume secco per le prove di sfilamento con la barra in frp.

Prova	h_{prelievo} (cm)	w	media	dev.st	γ_d (kN/m³)	media	dev.st
1	20	0,28	0,26	0,02	12,591	12,19	0,84
	20	0,27			12,400		
	40	0,27			13,076		
	40	0,27			12,800		
	60	0,24			11,096		
	60	0,24			11,200		
2	20	0,26	0,25	0,01	9,833	10,53	0,49
	20	0,26			10,802		
	40	0,24			10,928		
	40	0,23			10,549		
3	20	0,24	0,23	0,01	10,170	10,39	0,31
	40	0,23			10,612		
4	20	0,23	0,23	0,02	10,149	10,45	1,04
	20	0,26			9,265		
	40	0,22			11,749		
	40	0,21			10,633		
5	20	0,16	0,18	0,02	11,587	10,79	0,58
	20	0,18			10,833		
	40	0,18			10,448		
	40	0,20			10,300		
1s	20	0,20	0,23	0,03	10,275	9,76	0,45
	20	0,21			10,002		
	40	0,26			9,370		
	40	0,26			9,391		
2s	20	0,26	0,25	0,01	9,475	9,44	0,03
	20	0,26			9,433		
	40	0,24			9,454		
	40	0,24			9,412		
3s	20	0,22	0,22	0,02	12,002	10,93	0,87
	20	0,25			10,065		
	40	0,21			11,265		
	40	0,21			10,402		
4s	20	0,22	0,23	0,03	10,802	11,01	0,68
	20	0,28			11,686		
	40	0,21			11,412		
	40	0,21			10,149		

Tabella III.d2: Misure del contenuto d'acqua e del peso dell'unità di volume secco per le prove di sfilamento con la barra in acciaio.

Prova	$h_{prelievo}(cm)$	w	media	dev.st	$\gamma_d(kN/m^3)$	media	dev.st
1a	20	0,18	0,16	0,02	10,210	10,88	0,61
	40	0,15			11,008		
	60	0,15			11,410		
2a	20	0,13	0,12	0,01	9,159	10,32	1,11
	40	0,12			11,381		
	60	0,11			10,431		
3a	20	0,22	0,18	0,02	10,505	10,79	0,73
	20	0,19			10,023		
	40	0,18			10,886		
	40	0,16			11,739		
4a	20	0,17	0,19	0,02	9,854	10,32	0,47
	20	0,22			10,505		
	40	0,18			10,886		
	40	0,19			10,023		
1	20	0,16	0,19	0,02	9,917	11,17	0,87
	20	0,20			11,791		
	40	0,18			11,244		
	40	0,22			11,728		
2	20	0,16	0,18	0,02	10,530	10,97	0,35
	20	0,20			10,865		
	40	0,18			11,244		
	40	0,17			11,259		
3	20	0,29	0,29	0,00	10,974	11,75	0,66
	20	0,29			11,730		
	40	0,28			12,596		
	40	0,28			11,682		
4	20	0,25	0,24	0,01	11,307	11,25	0,36
	20	0,25			11,433		
	40	0,24			11,539		
	40	0,24			10,739		
5	20	0,26	0,26	0,00	11,265	11,95	0,83
	20	0,26			13,139		
	40	0,26			11,855		
	40	0,26			11,560		
6	20	0,25	0,25	0,01	10,149	10,53	0,62
	20	0,26			10,065		
	40	0,24			11,412		
	40	0,25			10,507		

7	20	0,29	0,28	0,01	13,114	12,96	0,12
	20	0,29			12,834		
	40	0,28			12,985		
	40	0,28			12,890		
8	20	0,25	0,25	0,01	11,728	11,15	0,46
	20	0,25			10,612		
	40	0,26			11,075		
	40	0,24			11,202		

Tabella III.d2 bis: Misure del contenuto d'acqua e del peso dell'unità di volume secco per le prove di sfilamento con la barra in acciaio.

Prova	h_{prelievo} (cm)	w	media	dev.st	γ_d (kN/m³)	media	dev.st
1c	20	0,13	0,12	0,02	11,054	10,73	0,30
	20	0,14			10,360		
	40	0,11			10,886		
	40	0,09			10,633		
2c	20	0,14	0,15	0,01	15,960	13,84	3,19
	20	0,15			17,182		
	40	0,15			11,202		
	40	0,16			11,033		
3c	20	0,19	0,18	0,01	9,454	10,36	0,88
	40	0,18			11,265		
4c	20	0,16	0,16	0,03	10,696	11,03	0,43
	40	0,16			11,370		
5c	20	0,11	0,11	0,01	11,300	10,78	0,57
	20	0,12			10,500		
	40	0,10			11,200		
	40	0,12			10,100		
6c	40	0,12	0,12	0,00	9,812	10,20	0,51
	40	0,12			10,233		
	60	0,12			9,854		
	60	0,12			10,907		

I valori della suzione misurati con i minitensimetri al termine della prova, variano all'interno del campione di alcuni kPa da punto a punto (Tabella III.e1 e III.e2).

Se si confrontano le misure ottenute di suzione con i risultati di alcune prove di evaporazione (cfr.Fig.3.15), tali valori sperimentali ricadono per lo più al di sotto delle curve di ritenzione ottenute con il *Ku-pf Apparatus* che rappresentano con buona approssimazione la curva di essiccamento principale del materiale.

Tale circostanza è compatibile con l'ipotesi che i punti sperimentali siano situati su delle curve di "scansione" interne al dominio di isteresi del legame suzione contenuto d'acqua. Va tuttavia osservato (Fig.3.39) che i valori di suzione relativi a valori del grado di saturazione più bassi ($S_r < 0.33$) sono con ogni probabilità dovuti ad errori di misura causati dal raggiungimento del limite superiore dell'intervallo di funzionamento dei minitensimetri.

Si è scelto così di considerare rappresentativi i valori della suzione misurati con i minitensimetri quanto il campione di terreno ha un grado di saturazione $S_r > 0.33$. In questo caso infatti si può considerare che i valori misurati della suzione, pur risultando inferiori a quelli che si ottengono dalle prove di evaporazione, possano appartenere ad un ramo di isteresi idraulica dovuta alla parziale saturazione del terreno. Per i valori di suzione corrispondenti a prove con un grado di saturazione del terreno $S_r < 0.33$ il valore della suzione misurato è di molto inferiore a quello che si ricava dalle prove di evaporazione; per questo motivo, in tali circostanze, si ricava il valore della suzione dall'espressione della curva di evaporazione, rappresentata dell'equazione (3.7) riportata precedentemente.

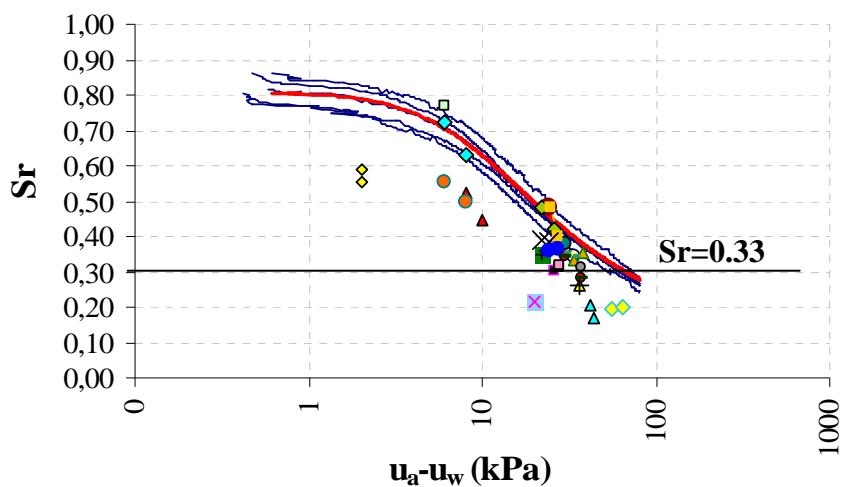


Figura 3.39: Curve di evaporazione, valori di suzione misurati, interpolazione con van Genuchten (1980)

I valori della suzione riportati in Tabella III.c corrispondono, dunque, a quelli misurati per le prove con un grado di saturazione superiore a 0.33 e a quelli calcolati con l'equazione (3.7) per gradi di saturazione inferiori.

Tabella III.e.1: Misure della suzione per le prove di sfilamento con la barra in frp. In tabella per quanto riguarda le misure di suzione con i pedici s e d si indicano rispettivamente le misure legate ad i minitensiometri posti nella parte sinistra e nella parte destra del campione di terreno.

Prova	$u_a - u_w$ (kPa)_s	$u_a - u_w$ (kPa)_d	media	dev.st
2	30	20	23	3,142893
	23	20		
	22	24		
	26	22		
	22	20		
4	25	26	26	0,916125
	27	26		
	26	25		
	24	26		
5	22	36	35	5,316752
	38	35		
	34	36		
	38	38		
1s	20	22	22	1,577621
	24	24		
	24	22		
	22	22		
	24	20		
2s	24	26	26	1,195229
	27	25		
	27	25		
	24	26		

Tabella III.e.2: Misure della suzione per le prove di sfilamento con la barra in acciaio. In tabella per quanto riguarda le misure di suzione con i pedici s e d si indicano rispettivamente le misure legate ad i minitensimetri posti nella parte sinistra e nella parte destra del campione di terreno.

Prova	$u_a - u_w$ (kPa)_s	$u_a - u_w$ (kPa)_d	media	dev.st
1a	36	36	32	3,66
	26	30		
	35	31		
	30	35		
2a	32	34	37	5,37
	36	44		
	34	34		
	37	47		
3a	30	34	31	2,14
	32	30		
	34	30		
	28	30		
4a	30	32	29	4,34
	26	25		
	37	26		
	26	33		
1	20	24	24	3,27
	24	28		
2	28	28	30	1,51
	30	30		
	30	32		
3	6	8	7	2,60
	8	8		
	6	10		
	10	2		
4	8	8	9	0,93
	8	8		
	10	8		
	10	8		
5	2	2	2	0,00
	2	2		
7	6	4	5	1,15
	6	4		

8	6	8	8	1,41
	6	10		
	8	8		
	6	8		

Tabella IIIe.2 bis: Misure della suzione per le prove di sfilamento con la barra in acciaio.

Prova	$u_a - u_w$ (kPa) ^f _s	$u_a - u_w$ (kPa) ^f _d	media	dev.st
1c	20	20	20	0,00
	20	20		
2c	28	20	27	3,33
	28	28		
	29	26		
3c	26	30	24	3,27
	21	22		
	23	24		
4c	22	22	24	3,58
	26	20		
	24	30		
5c	42	30	43	7,01
	50	48		
	44	44		
6c	46	70	62	8,42
	60	70		
	56	60		
	64	70		

3.4.2 Elaborazione delle misure locali

Gli estensimetri resistivi permettono di ricavare tramite una misura elettrica (mV/V) la deformazione ε_x subito dal chiodo in un punto a seguito di una sollecitazione di trazione (vedi appendice A).

Ricordiamo che le quattro sezioni di misura, indicate con le lettere A-D (Fig.3.33), si trovano ad una distanza di 20, 40, 80 e 120 cm dal punto di applicazione del tiro. Se si fa riferimento ad una delle prove di sfilamento eseguite, si può notare come i due estensimetri presenti in ogni sezione in posizione diametralmente opposta talvolta misurano delle deformazioni di segno opposto, Fig.3.40, oppure esclusivamente di segno uguale e di valore diverso, Fig.3.41.

Nel primo caso, quando le deformazioni misurate sono diverse oltre che in modulo anche nel segno, capita sovente che gli estensimetri posti sul lembo superiore del chiodo (indicati dal pedice s) misurino delle deformazioni positive, allungamenti della barra, mentre quelli posti al lembo inferiore (indicati dal pedice i) delle deformazioni negative.

Ciò può essere spiegato considerando che a seguito dell'applicazione del carico verticale sul terreno, il chiodo posto al suo interno, subisce un'inflexione seppur lieve verso il basso; in questo modo le fibre superiori del chiodo risultano tese mentre quelle inferiori compresse rimanendo tali fino a quando gli sforzi di trazione non sono tali da annullare questa deformazione iniziale.

Gli estensimetri di una stessa sezione misurano delle deformazioni differenti solo in modulo quando entrambi i profili del chiodo sono tesi, quindi quando l'applicazione del carico verticale non induce flessione nella barra.

In entrambi i casi la differenza in modulo tra le deformazioni misurate dagli estensimetri è legata sia alla non uniformità dello stato tensionale lungo il perimetro del chiodo che alla differente interazione che, per valori del carico inferiori a quello di sfilamento, si esplica tra il terreno e il chiodo stesso.

Come ovvio, la deformazione è massima nelle sezioni vicino al punto di applicazione del tiro e va diminuendo lungo il chiodo.

In realtà, quindi, la nel corso della prova la barra è soggetta ad una sollecitazione di tensoflessione, con un'aliquota di flessione molto variabile lungo la barra e da prova a prova.

Come si vedrà nel seguito, l'elaborazione delle prove tenendo conto anche dell'aliquota di flessione misurata non modifica sostanzialmente il regime delle sollecitazioni di taglio all'interfaccia, la cui determinazione è lo scopo ultimo delle misure locali (Fig.3.42). Pertanto, nel seguito si prenderà a riferimento il valore medio della deformazione misurata dai due estensimetri in ogni sezione.

Conoscendo l'area A della sezione su cui è installato l'estensimetro, ed il modulo d'elasticità E dell'acciaio si può ricavare lo sforzo normale N_i nell' i -mo punto di misura:

$$N_i = EA \cdot \epsilon_{xi} \quad (3.11)$$

Poiché per ogni sezione ci sono due estensimetri posti tra loro in posizione diametralmente opposta, lo sforzo normale viene ricavato utilizzando come misura di deformazione il valore medio delle due misure.

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale, isolando il tratto compreso tra due successive sezioni di misura, si può ricavare il valore medio degli sforzi di taglio all'interfaccia, nella direzione x , tra le due sezioni strumentate successive:

$$\bar{\tau}(x)_{x_{i+1}} = \frac{N_{i+1} - N_i}{(x_{i+1} - x_i) \cdot \pi \cdot D} \quad (3.12)$$

in cui D è il diametro della barra, N_{i+1} e N_i sono rispettivamente gli sforzi di trazione ricavati applicando l'eq.(3.11) nelle sezioni corrispondenti alle ascisse x_{i+1} e x_i . Come detto nel capitolo 2 e come meglio si vedrà nel capitolo 5, questo valore è medio perché la tensione di taglio non è uniforme lungo il perimetro del chiodo, e nel corso della prova la risultante in ogni singolo punto modifica sia il suo valore che la direzione.

Da questa si può ricavare la resistenza media mobilitata all'interfaccia:

$$\tau_2 = \frac{\sum \tau_{x_{i,i+1}} \cdot \Delta x_{i,i+1}}{L_r} \quad (3.13)$$

in cui L_r è la somma dei tratti della barra in cui avviene la mobilitazione della resistenza tangenziale.

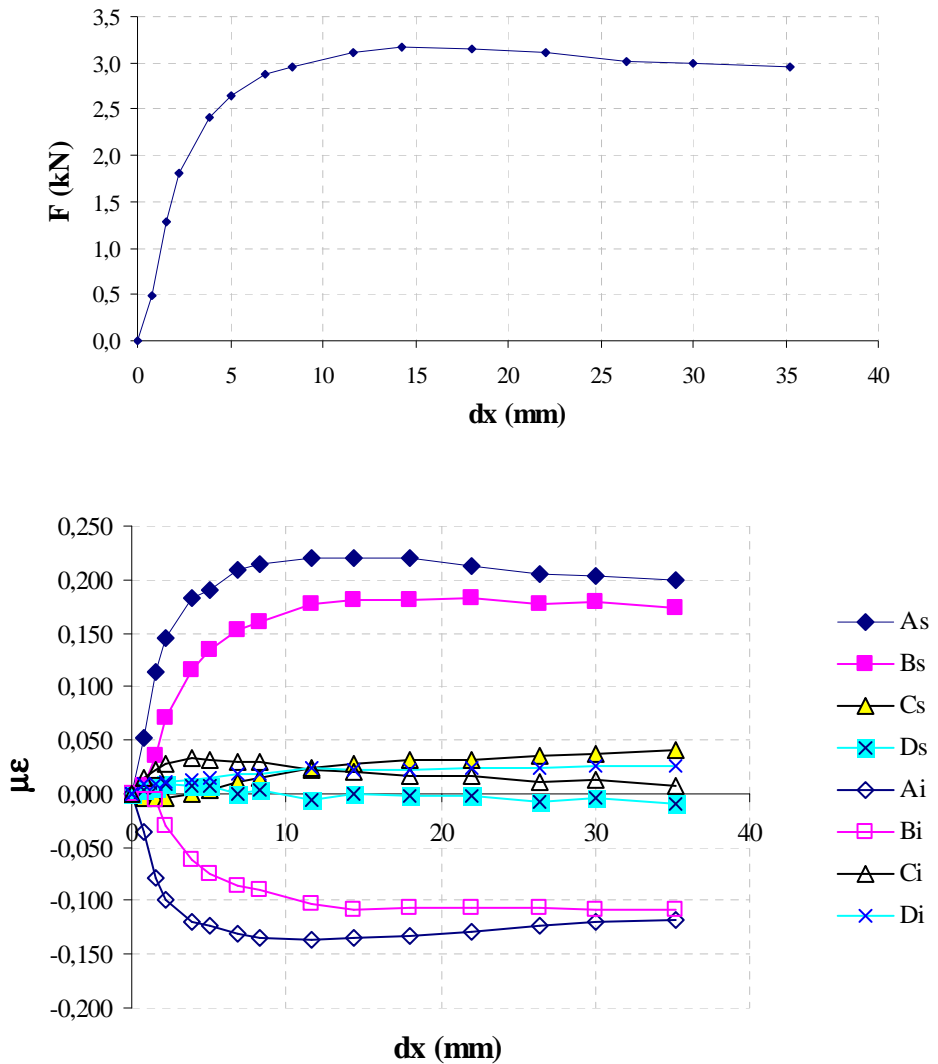


Figura 3.40: Curva forza di trazione spostamento prova 2 Tabella III.d, a); deformazioni locali nel corso della prova b). In legenda le lettere A-D indicano la posizione degli estensimetri lungo la barra (Fig.3.33) ed i pedici indicano la posizione nella sezione: i sta ad indicare il lembo inferiore ed s per indicare il lembo superiore (Fig.3.33)

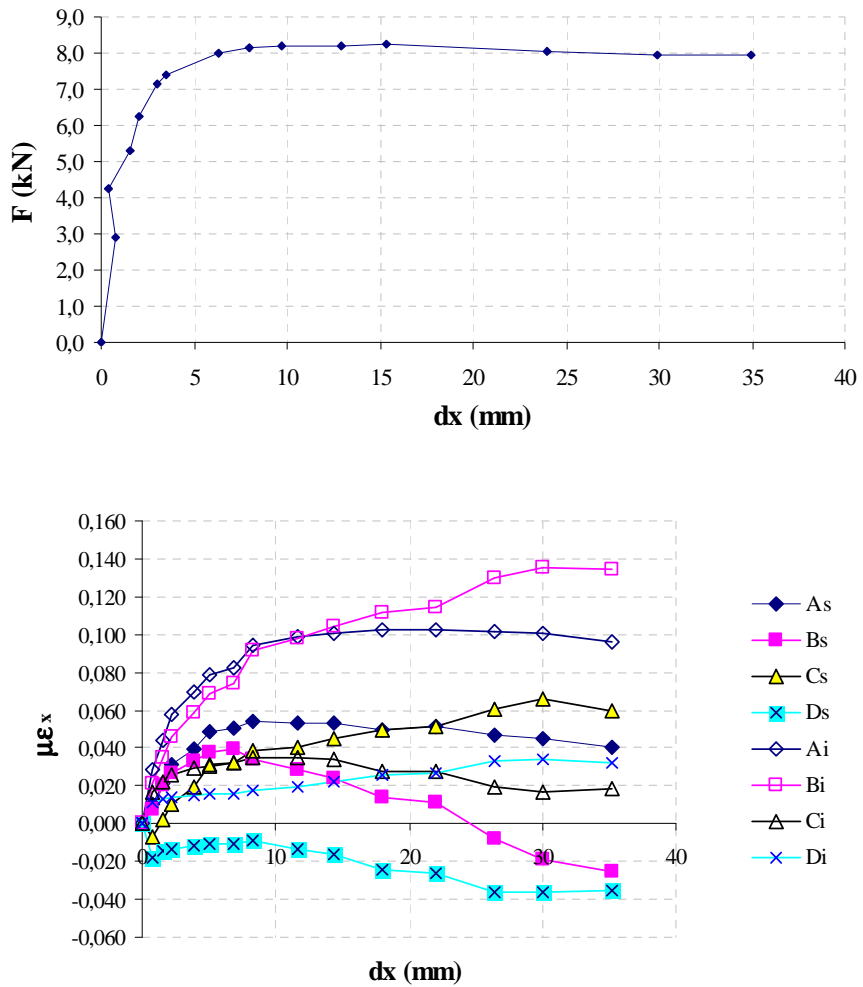


Figura 3.41: Curva forza di trazione spostamento prova 6 Tabella III.d, a); deformazioni locali nel corso della prova b). In legenda le lettere A-D indicano la posizione degli estensimetri lungo la barra (Fig.3.33) ed i pedici indicano la posizione nella sezione: i sta ad indicare il lembo inferiore ed s per indicare il lembo superiore (Fig.3.33)

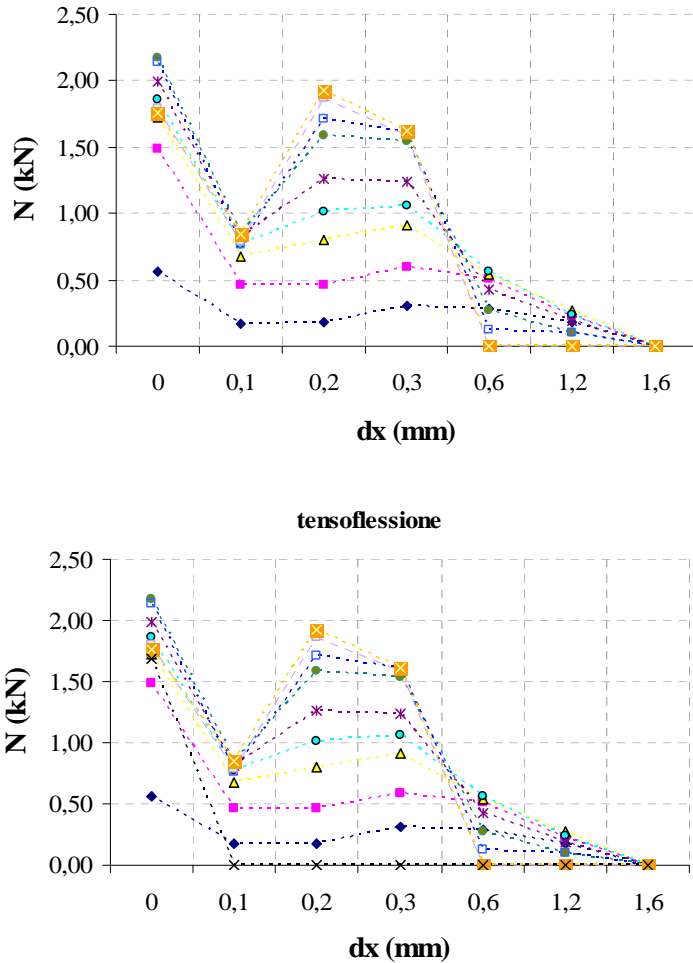


Figura 3.42: Elaborazioni in termini di sforzo normale per la prova F1s (Tab. III.c). Elaborazioni in termini di N calcolata con l'eq. (3.11) considerando come deformazione ε la media delle deformazioni misurate dai due estensimetri posti in ogni sezione di misura a), e considerando agente sulla barra una sollecitazione di tensoflessione b). Come evidente i due grafici sono praticamente identici.

Riportiamo l'elaborazione di una delle prove fatte con la barra in acciaio (prova A2 di Tabella III.c) per mostrare come si è giunti a ricavare il valore della resistenza allo sfilamento τ_2 , mentre il complesso delle elaborazioni è riportato in dettaglio nell'Appendice B.

Lo sforzo normale lungo il fusto della barra, durante la prova di sfilamento, ha l'andamento mostrato in Fig.3.43; l'ascissa $x=0$ è il punto in cui la barra entra nel terreno dove si ipotizza che lo sforzo sia proprio uguale al tiro applicato visto che in questo primo tratto la barra è libera, alle ascisse $x = 0,2; 0,4; 0,8; 1,2$ sono presenti gli estensimetri resistivi, l'ascissa $x=1,6$ corrisponde all'estremo libero posteriore della barra, dove per il rispetto delle condizioni di equilibrio lo sforzo normale deve essere zero.

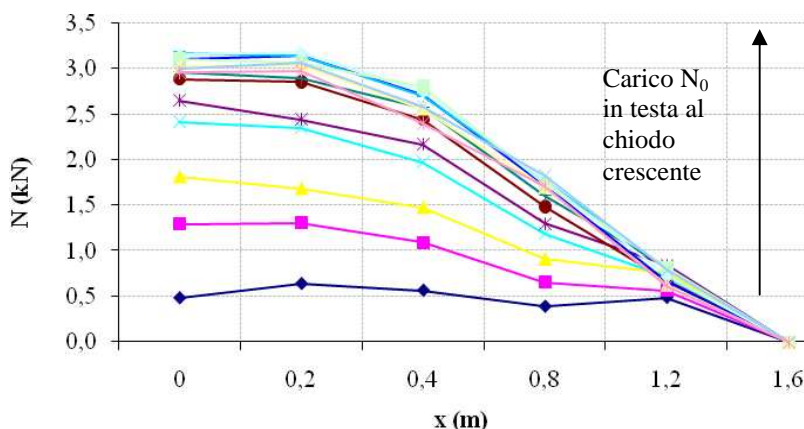


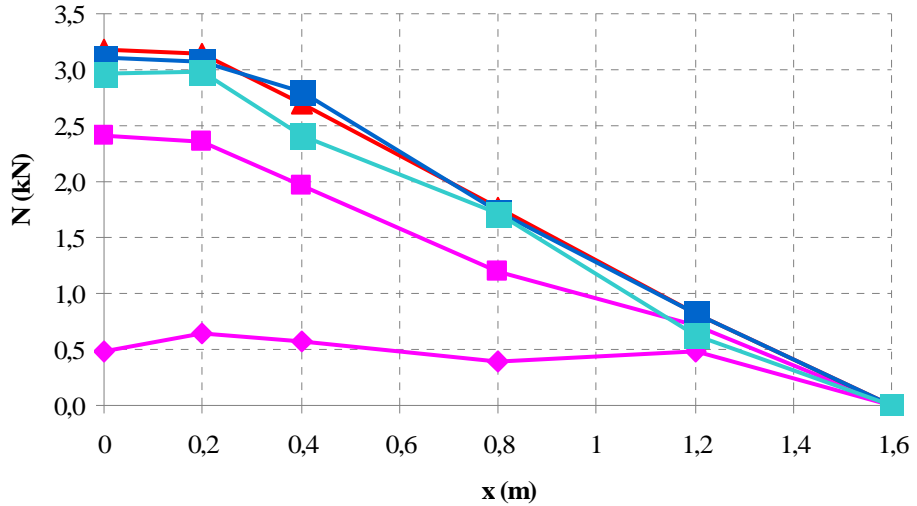
Figura 3.43: Andamento dello sforzo normale N lungo il fusto della barra nel corso di una prova di sfilamento per diversi livelli di carico.

Nel caso in esame nei primi 20 cm tra le ascisse $x=0$ e $x=0,2$ (Fig. 3.43), lo sforzo normale si mantiene costante quasi a tutti i livelli di carico, quindi, a norma della (3.12), la resistenza al taglio mobilitata tra queste due sezioni di misura è nulla.

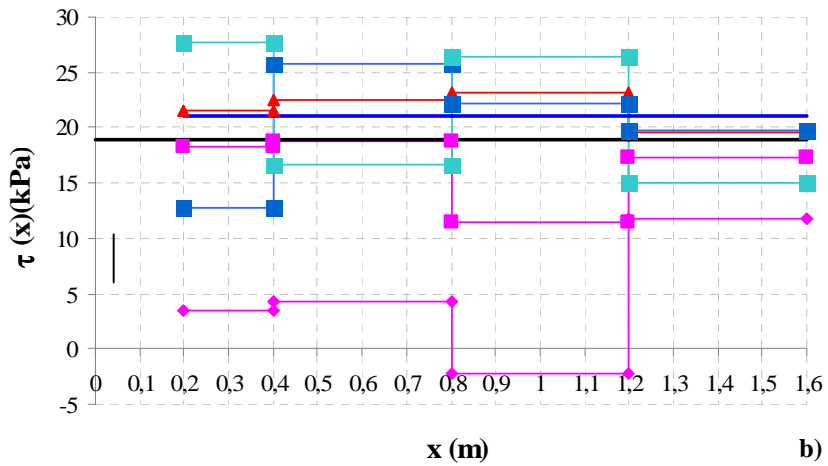
E' ragionevole pertanto assumere un'assenza d'interazione tra la barra ed il terreno in questo tratto che dunque, ai fini del calcolo della resistenza allo sfilamento, può essere considerato non collaborante.

Evidenziando solo 5 livelli di carico: due prima del picco (magenta), il carico di picco (rosso), quello corrispondente a 20 mm di spostamento (blue) e quello corrispondente al carico di fine prova (azzurro) si possono valutare gli andamenti dello sforzo normale e della resistenza tangenziale (Fig. 3.44) che risulta costante a

tratti nell'ipotesi che lo sforzo normale abbia un andamento lineare tra due successive sezioni di misura.



a)



b)

Figura 3.44: Andamento dello sforzo normale N (a), e della resistenza allo sfilamento $\tau(x)$ (b), nel corso della prova di sfilamento per 5 differenti livelli tensionali: prima del picco (Magenta), in corrispondenza della sollecitazione di trazione massima (rosso), in corrispondenza di uno spostamento di 20mm (blue), carico a fine prova (azzurro)

Il valore medio della resistenza allo sfilamento mobilitato ricavato dalla (3.10) è pari a $\tau_1=19$ kPa (linea nera in Fig. 3.44b) mentre quello calcolato escludendo il tratto non collaborante, con l'eq.(3.13) è pari a $\tau_2=21$ kPa. Questa correzione che in questo caso porta ad una differenza di resistenza poco significativa in altre prove fa crescere notevolmente la τ_2 (si veda Tabella III.f).

Tabella III.f: valori della resistenza allo sfilamento calcolati con l'equazione (3.10) e elaborando le misure locali di deformazione eq.(3.13).

ACCIAIO	τ_1[kPa]	τ_2[kPa]
1	23	23
2	19	21
3	8	10
4	28	28
5	32	58
6	49	66
8	13	18
1a	34	68
2a	23	56
3a	12	22
4a	33	59
1c	45	60
2c	29	98
3c	26	26
4c	25	25
5c	28	28
6c	31	31

CAPITOLO 4 Analisi dei risultati sperimentali

Nel corso della sperimentazione effettuata con l'apparecchiatura di grandi dimensioni disponibile presso il laboratorio di Meccanica delle terre e delle rocce (sez Consolidamento) del Dipartimento DIGA dell'Università di Napoli Federico II sono state eseguite prove di sfilamento con chiodi diversi per forma e materiale, utilizzando diverse tecniche di installazione: una sintesi del programma è stata già riportata in Tabella III.b. Il presente capitolo descrive i risultati sperimentali.

Di tutte le prove indicate in tabella III.b, le 27 effettuate con chiodi in frp ed in acciaio, hanno avuto la funzione primaria di aiutare a comprendere la correlazione esistente tra resistenza allo sfilamento ed i parametri di stato del terreno; le restanti 5 prove sono state indirizzate alla valutazione dell'influenza del tipo di materiale e della tecnica di installazione sulla resistenza allo sfilamento offerta dal chiodo. Sono state escluse dall'analisi le prove 2s, perché utile esclusivamente a verificare il funzionamento dell'intera strumentazione, e la 7a effettuata al solo scopo di valutare l'influenza della parete frontale della macchina.

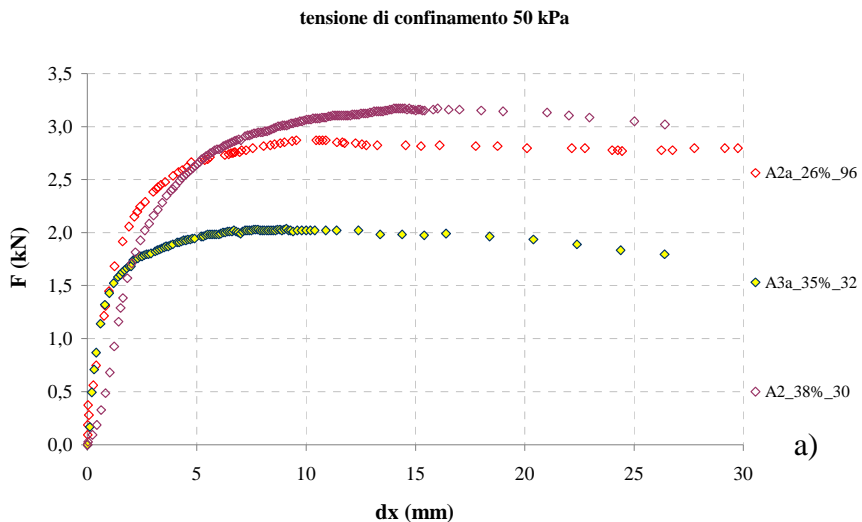
I risultati di tali prove, così come quelli di tutte le altre prove eseguite, sono riportati in dettaglio nell'Appendice B.

4.1 Risultati delle prove di sfilamento

Le prove di sfilamento a deformazione controllata, come precedentemente accennato nel capitolo 3, permettono di misurare la sollecitazione di trazione F (espressa in kN) necessaria ad indurre nel chiodo un certo spostamento orizzontale (dx).

Esaminando i risultati delle prove di sfilamento per le quali non viene variata la tecnica di installazione, e cioè le prove in FRP e quelle in ACCIAIO (Tab.III.b), è possibile notare come a parità di tensione verticale applicata al campione di terreno, la forza necessaria affinché il chiodo si sfilì, e cioè affinché si raggiungano le condizioni di rottura in ogni punto dell'interfaccia terreno chiodo, varia al variare delle condizioni di stato del terreno. Ciò si verifica tanto per le prove eseguite sulla barra in acciaio(Fig.4.1), che su quella di frp (Fig.4.2).

Per quest'ultima tipologia di barra le prove di sfilamento, a meno di una sola prova indicata in figura 4.2 con una differente simbologia, sono state eseguite con una tensione verticale di 100 kPa.



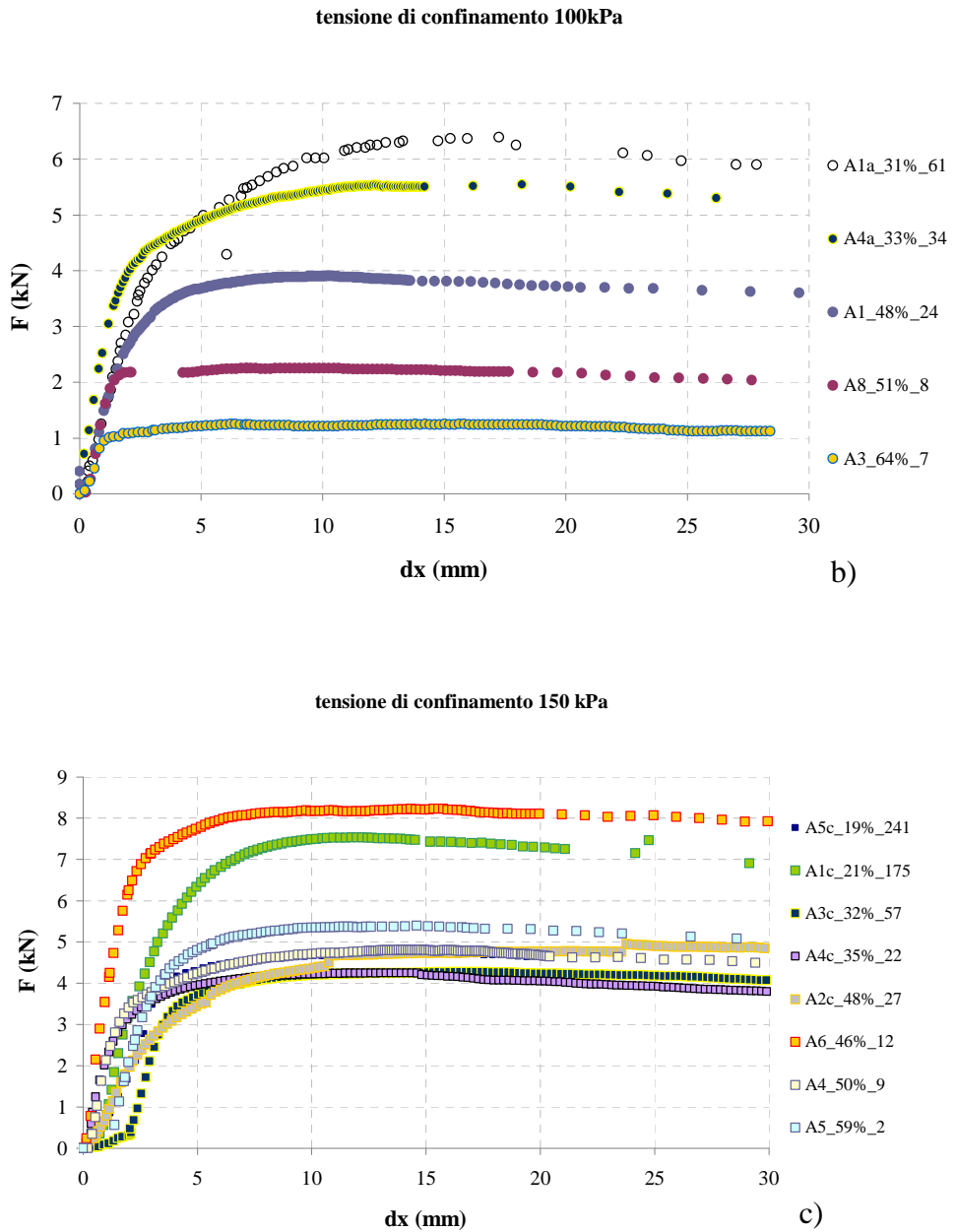


Figura 4.1: Risultati delle prove di sfilamento per chiodi in acciaio per diverse tensioni verticali: a) 50 kPa, b) 100 kPa e c) 150 kPa. Le prove sono indicate con: nome_Sr%_u_a-u_w kPa così come indicati nella tabella III.c.

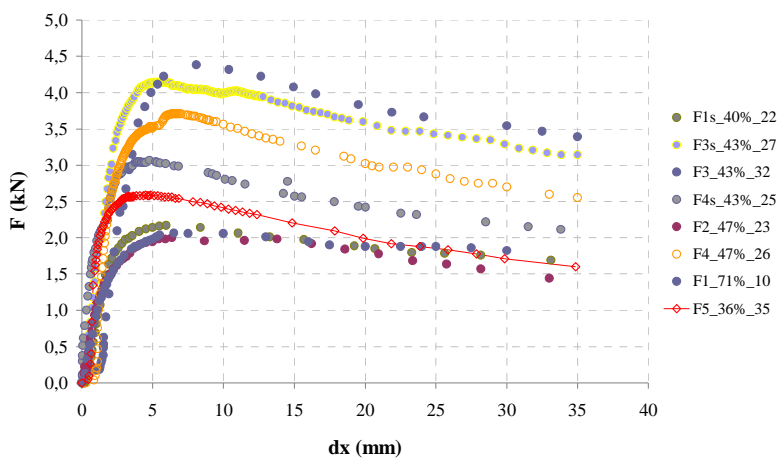


Figura 4.2: Risultati delle prove di sfilamento per chiodi in frp: la prova 36%_35 è l'unica eseguita con una tensione verticale di 50 kPa, mentre per le restanti tale tensione è pari a 100 kPa. Le prove sono indicate con: nome_Sr%_u_a-u_w kPa così come indicati nella tabella III.c.

Per le prove di sfilamento con la barra in acciaio è possibile osservare, come ovvio, che a parità di condizioni di stato del terreno è molto forte l'influenza della tensione verticale applicata sia sulla rigidità che sulla resistenza: all'aumentare dello stato tensionale aumentano entrambe le grandezze (Fig.4.3).

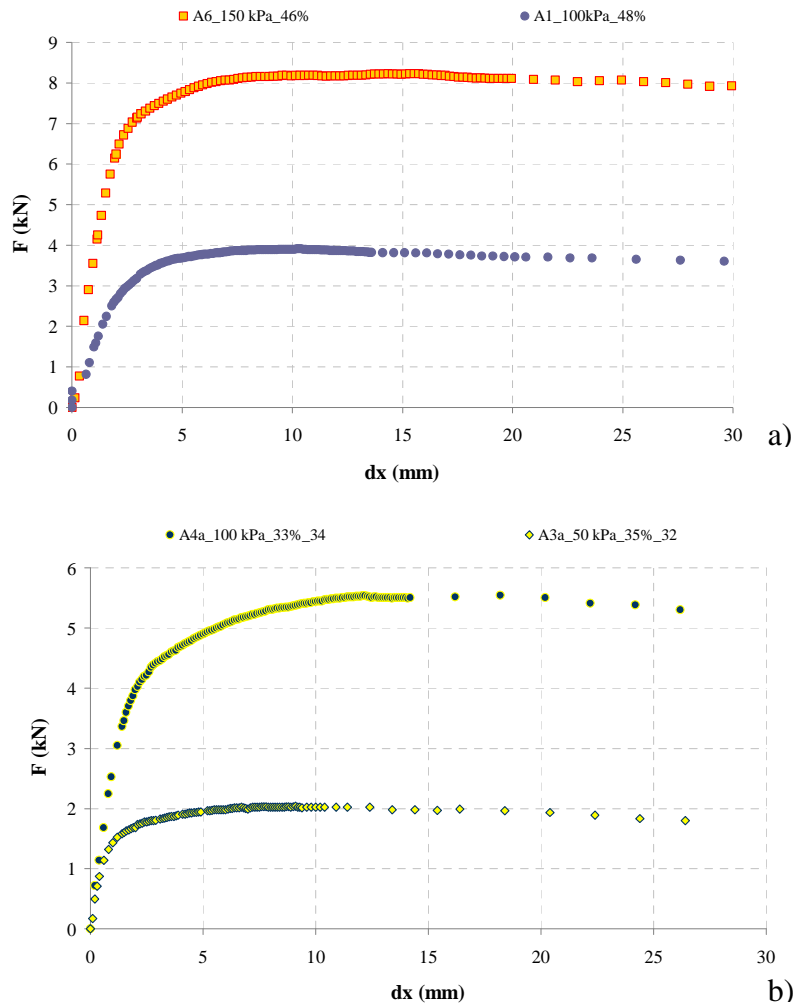


Figura 4.3: Risultati di prove di sfilamento con chiodo in acciaio: confronti a parità di condizioni di stato del terreno tra prove eseguite a tensioni verticali diverse. Grado di saturazione 46% e 48%, confronto tra 100 e 150 kPa di tensione applicata, a). Grado di saturazione 33% e 35%, confronto tra 50 e 150 kPa di tensione applicata, b).

Confrontando le curve forza spostamento relative alle prove con la barra in frp e quelle con la barra in acciaio, è possibile notare come le prime mostrano una forza di picco ed una condizione residua, mentre le seconde non hanno alcun valore di picco della forza di sfilamento, ma tendono asintoticamente al valore massimo.

La presenza di un picco ben definito nelle prove con la barra in frp, può essere giustificata dalla rugosità superficiale della barra che è più accentuata ed uniforme rispetto a quella della barra in acciaio. Il picco di resistenza induce inoltre ad ipotizzare un meccanismo di rottura progressiva all'interfaccia terreno rinforzo, che è confermato dalla misura delle deformazioni locali all'interfaccia. Calcolando infatti la resistenza allo sfilamento media lungo i tratti della barra compresi tra due sezioni di misura successivi, a vari livelli di deformazione, è possibile analizzare la modalità con cui tale resistenza si mobilita lungo la barra nel corso della prova (Fig.4.4 e 4.5). All'inizio della prova la parte più sollecitata di chiodo è quella più vicina al punto di applicazione del tiro e lungo questa interfaccia, prima che si raggiunga la sollecitazione di picco, la resistenza al taglio mobilitata è massima. Successivamente al picco, il valore medio della resistenza mobilitata comincia a decrescere lì dove aveva raggiunto il valore massimo mentre continua ad aumentare nei tratti di barra più lontani dal punto di applicazione del tiro (Fig.4.4b e 4.5b). Questo meccanismo di rottura, per cui si raggiungono le condizioni limiti di resistenza in maniera differita lungo la barra, è detto rottura progressiva.

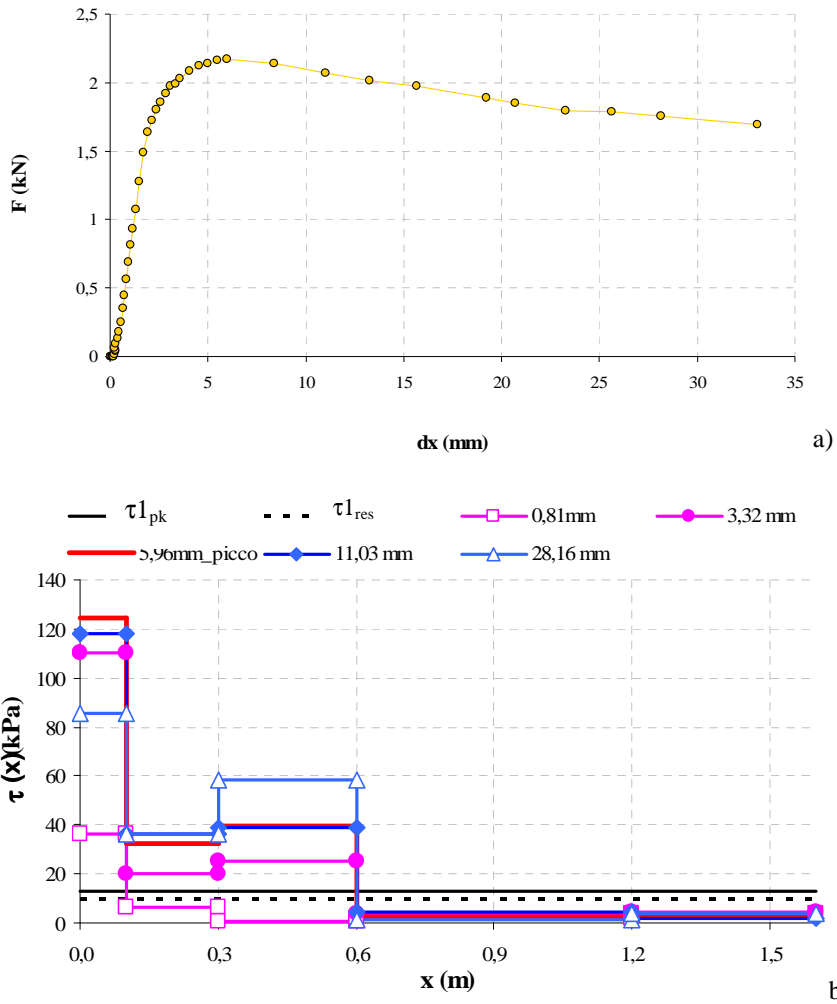


Figura 4.4: Curva forza spostamento (a, e valori della resistenza al taglio media mobilitata lungo la barra nel corso della prova di sfilamento (b per la prova con la barra in frp “F1s”; sono riportati inoltre i valori della resistenza media mobilitata al picco, $\tau_{1_{pk}}$, e in condizioni residue, $\tau_{1_{res}}$.

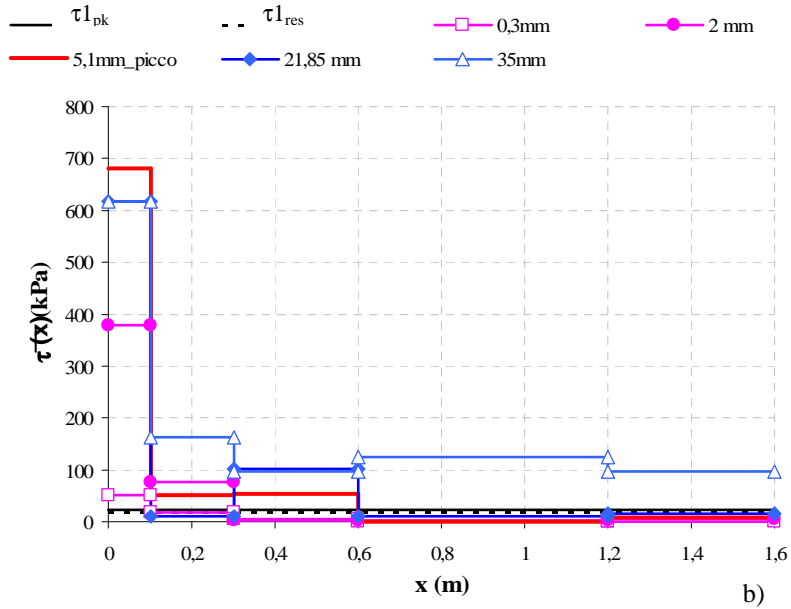
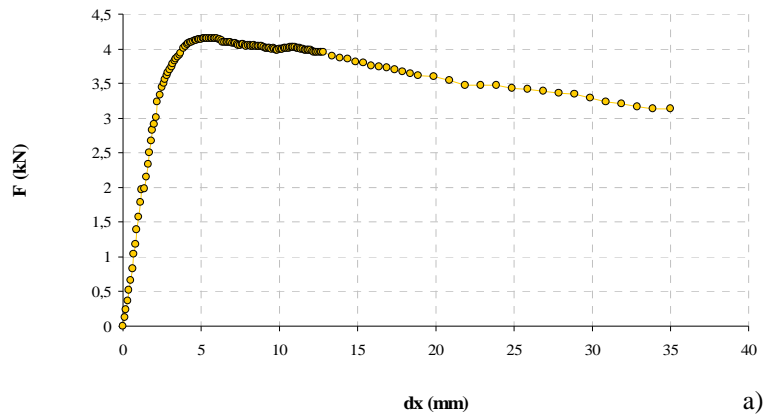


Figura 4.5: Curva forza spostamento (a, e valori della resistenza al taglio media mobilitata lungo la barra nel corso della prova di sfilamento (b per la prova con la barra in frp “F3s” ”); sono riportati inoltre i valori della resistenza media mobilitata al picco, τ_{pk} , e in condizioni residue, τ_{res} .

Inoltre, è da osservare che le prove di sfilamento eseguite con la barra in frp permettono di individuare un valore di resistenza media mobilitata di picco ($\tau_{1_{pk}}$) ed un valore di resistenza media mobilitata in condizioni residue ($\tau_{1_{res}}$), che in alcuni casi risultano anche molto differenti. Nell'analisi parametrica che segue come valore rappresentativo della resistenza media mobilitata all'interfaccia per le barre in frp, è stato scelto quello residuo in modo da poterlo confrontare con la resistenza media calcolata per le barre in acciaio in corrispondenza, ricordiamo, di uno spostamento di 20mm (eq.3.10) per il quale all'interfaccia viene mobilitata la massima resistenza al taglio che per le barre in acciaio coincide con la condizione residua.

Tabella IV.a : Valori della resistenza media mobilitata in corrispondenza della sollecitazione di picco, $\tau_{1_{pk}}$, e della condizione residua $\tau_{1_{res}}$, calcolati con l'eq. (2.4).

Prova	$\tau_{1_{pk}}$ [kPa]	$\tau_{1_{res}}$ [kPa]
1	12	11
2	12	9
3	26	20
4	22	15
5	15	10
1s	13	10
3s	24	19
4s	31	24

Analizzando nello stesso modo una prova eseguita sulla barra in acciaio, con parametri di stato simili a quelli delle prove con la barra in frp (prova 1, tabella III.c), si può notare come l'assenza di un picco marcato nella curva forza spostamento (Fig.4.6a) è legato all'assenza di un meccanismo di rottura progressiva lungo la barra (Fig.4.6b). Così come nella curva forza spostamento la sollecitazione massima tende ad un asintoto orizzontale, allo stesso modo la resistenza media mobilitata tra due sezioni di misura successiva, una volta raggiunto il valore massimo non diminuisce all'aumentare dello spostamento ma resta costante.

Questo accade per tutte le prove eseguite con la barra in acciaio tranne che per la prova 1a (vedi tabella III.c), per la quale è evidente la presenza di un picco nella

curva forza spostamento (Fig.4.7a), che come accade per le prove con la barra in frp è legato ad un meccanismo di rottura all'interfaccia di tipo progressivo (Fig.4.7b).

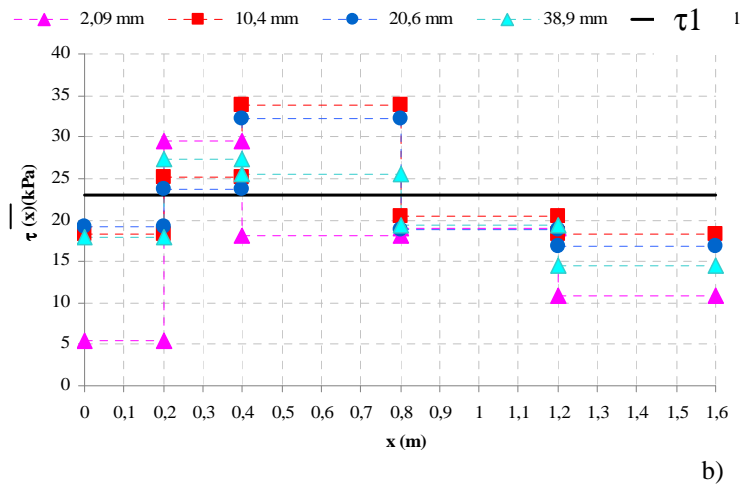
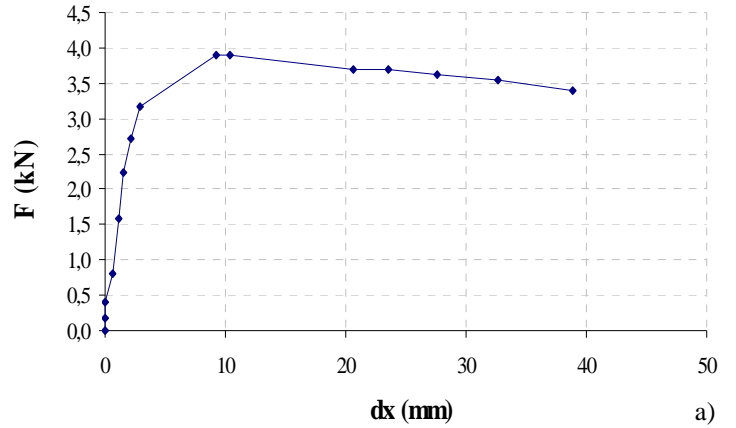


Figura 4.6: Curva forza spostamento (a, e valori della resistenza al taglio media mobilitata lungo la barra nel corso della prova di sfilamento (b per la prova A1 con la barra in acciaio; sono riportati inoltre i valori della resistenza media mobilitata τ_1 .

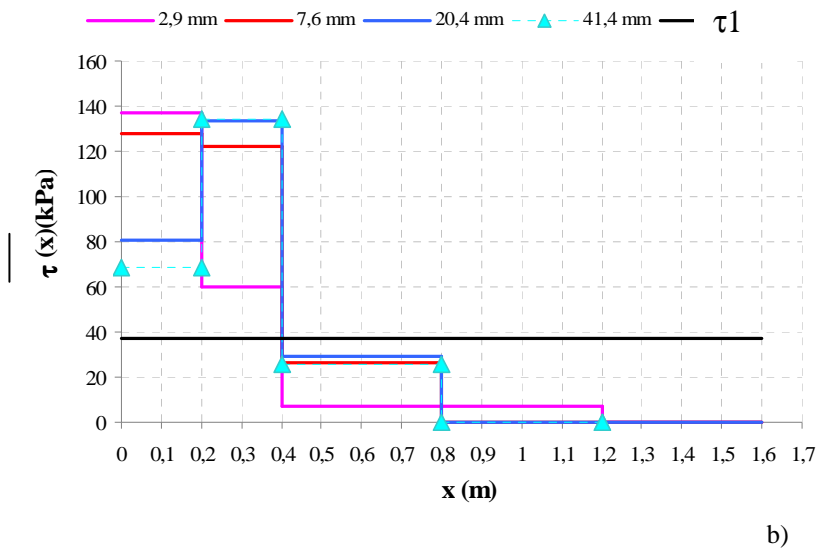
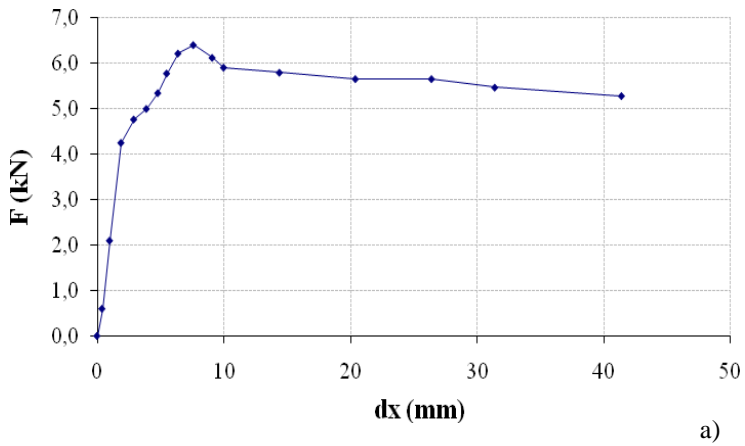


Figura 4.7: Curva forza spostamento (a, e valori della resistenza al taglio media mobilitata lungo la barra nel corso della prova di sfilamento (b per la prova A1a con la barra in acciaio; sono riportati inoltre i valori della resistenza media mobilitata τ_1 .

4.2 Analisi parametrica dei risultati

La resistenza allo sfilamento mobilitata all'interfaccia terreno – rinforzo è funzione, come ampiamente discusso, oltre che della tecnica di installazione e delle caratteristiche del rinforzo anche dai parametri di stato e dalle proprietà meccaniche del terreno.

I risultati qui presentati fanno riferimento a prove di sfilamento eseguite su un solo tipo di chiodo, in acciaio, e seguendo una sola modalità d'installazione: in tal modo si è potuto indirizzare l'attenzione della prova allo studio dell'influenza dei soli parametri di stato del terreno.

Ciò premesso, si è dapprima indagata la dipendenza della τ_1 dallo stato tensionale allo scopo di ricavare una relazione del tipo della (2.5).

Tale formula non è direttamente applicabile nel caso in questione poiché il terreno nel quale è stato installato il chiodo è in condizioni di parziale saturazione; pertanto nella (2.5) la tensione verticale efficace è stata sostituita con la tensione verticale efficace alla Bishop definita come:

$$\sigma'_{v,i} = (\sigma_v - u_a) + S_r (u_a - u_w) \quad (4.1)$$

in cui σ_v è la pressione verticale litostatica di riferimento, u_a è la pressione dell'aria posta pari a quella atmosferica, S_r è il grado di saturazione medio e $u_a - u_w$ è la suzione nel campione di terreno (Tabella III.c).

Si osserva un generale aumento della resistenza allo sfilamento all'aumentare dello stato tensionale, in accordo con quanto noto in letteratura (Fig.4.8).

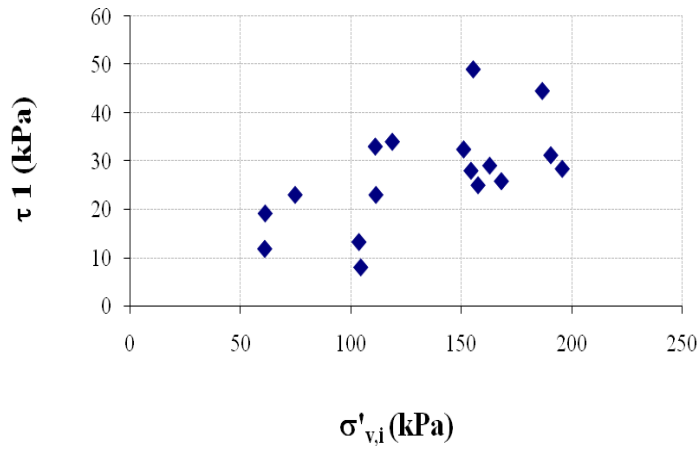


Figura 4.8 : Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione equivalente.

Si è quindi effettuata un'analisi parametrica con lo scopo di analizzare in dettaglio l'influenza dei singoli parametri di stato sulla relazione tra la resistenza allo sfilamento e la tensione verticale di riferimento, e dunque sul coefficiente d'interfaccia.

Le poche analisi parametriche finora presenti in letteratura, e riguardanti chiodi cementati, hanno considerato come parametro il solo grado di saturazione S_r (Chu e Yin, 2005), senza considerare in modo combinato l'influenza dei vari parametri di stato.

Di seguito si discute nel dettaglio dapprima l'influenza dei singoli parametri per la barra in acciaio per poi cercare di applicare gli stessi risultati al caso della barra in frp.

4.2.1 Analisi dell'influenza dei parametri di stato sulla resistenza allo sfilamento.

Analizzando come primo parametro il peso dell'unità di volume secco γ_d , e raggruppando i risultati in due classi γ_d : classe 1 con $\gamma_d= 10-11 \text{ kN/m}^3$; classe 2 con $\gamma_d= 11-12 \text{ kN/m}^3$ si nota che i campioni ricostituiti con un γ_d minore mostrano mediamente il maggior contributo resistente (Fig.4.9).

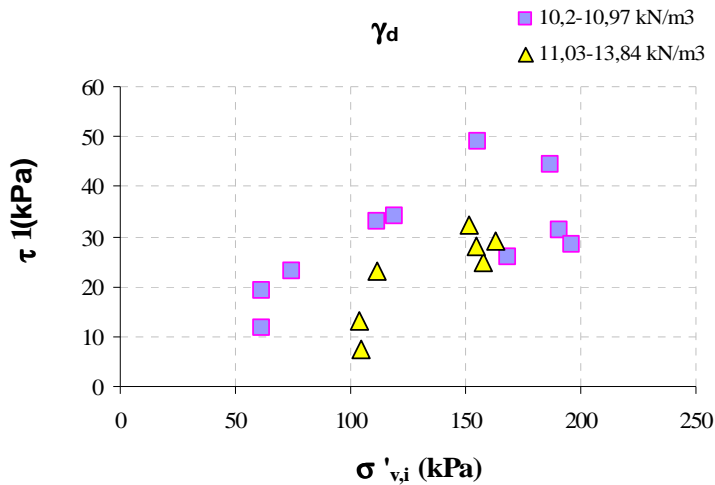


Figura 4.9: Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione efficace verticale di riferimento; divisione in classi di peso dell'unità di volume.

Ovviamente i risultati hanno un andamento del tutto equivalente se raggruppati per classi di indice dei pori corrispondenti ai γ_d considerati in precedenza (Fig.4.10).

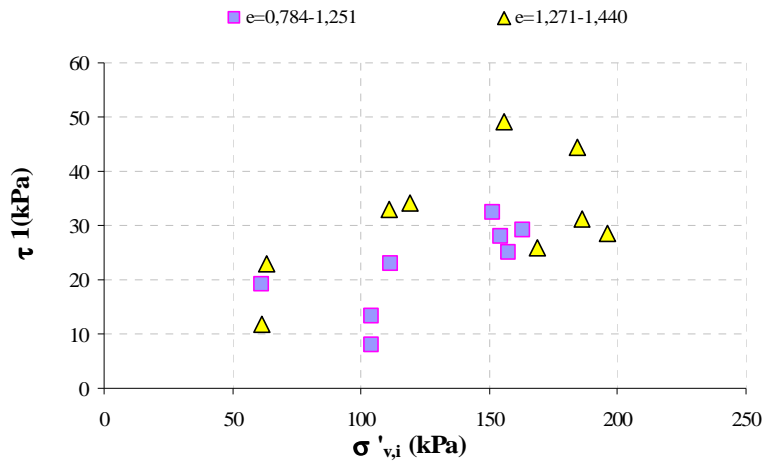


Figura 4.10: Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione efficace verticale di riferimento; divisione in classi di indice dei pori

La relazione indagata cambia se come parametro di stato di riferimento si prende il grado di saturazione S_r , che, come noto, è legato all'indice dei pori e al contenuto d'acqua del terreno:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (4.2)$$

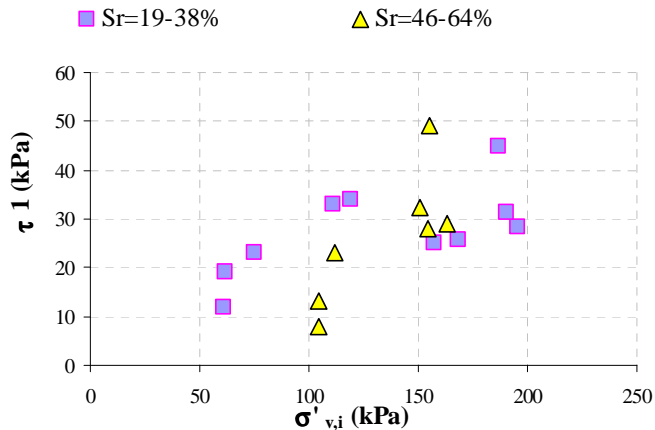


Figura 4.11: Resistenza allo sfilamento corrispondente a 20 mm di spostamento in funzione della tensione equivalente; divisione in classi per il grado di saturazione

Per tensioni efficaci verticali di riferimento comprese tra i 50 e 150 kPa, appare evidente (Fig. 4.11) che all'aumentare del grado di saturazione la resistenza a taglio mobilitata diminuisce; per valori di $\sigma'_{v,i}$ superiori a 150 kPa sembra invece accadere il contrario e cioè che a più bassi gradi di saturazione corrispondano resistenze allo sfilamento maggiori.

Come ovvio dunque, esprimendo la resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione del grado di saturazione per ogni tensione verticale applicata si nota chiaramente (Fig. 4.12) una buona correlazione per i risultati corrispondenti ad una tensione verticale applicata al campione di terreno di 100 kPa, mentre i punti relativi alle prove condotte con altri valori di tensione verticale, risultano molto dispersi.

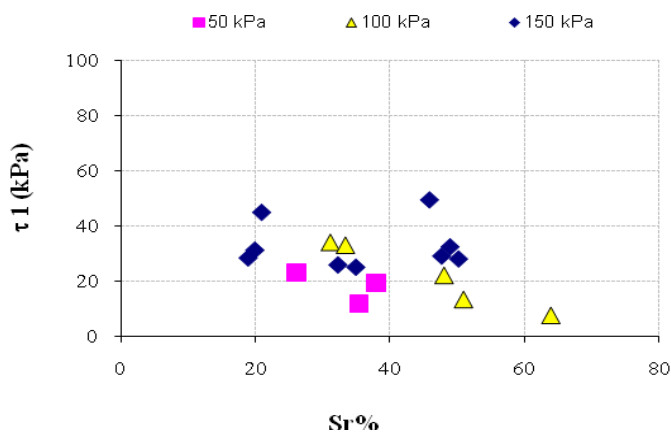


Figura 4.12: Resistenza allo sfilamento τ_1 , in funzione del grado di saturazione raggruppando i risultati in base alle tensioni di confinamento applicate.

Questo risultato, è in linea sia con quanto presentato da Chu e Yin (2005) che con quanto evidenziato da Su et al.(2007), per la resistenza media allo sfilamento mobilitata all'interfaccia di chiodi cementati in graniti alterati (Fig.2.15,Cap.2).

Analizzando l'influenza di un'altra variabile di stato di fondamentale importanza per i terreni non saturi, quale la suzione (Fig.4.13), possiamo notare come a parità di tensione verticale di riferimento, all'aumentare della suzione aumenti la resistenza allo sfilamento, mentre anche in questo caso, niente si può dire per valori

della tensione verticale efficace di riferimento maggiore di 150 kPa, in quanto i risultati sono pochi e dispersi.

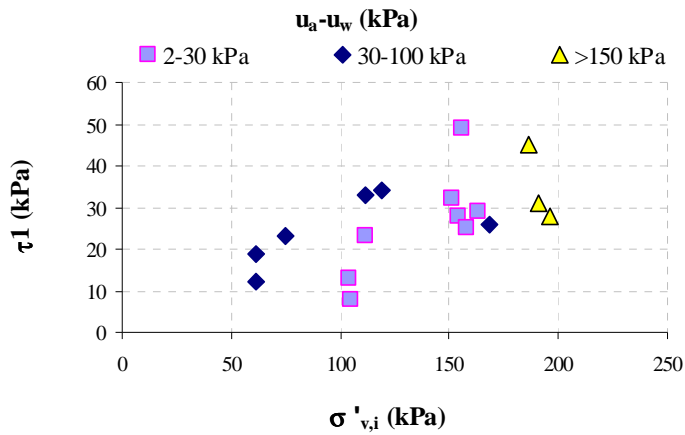


Figura 4.13: Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione equivalente; divisione in classi per il valore di suzione.

Come fatto anche per il grado di saturazione, si può analizzare la dipendenza tra la resistenza allo sfilamento e il parametro di stato suzione per i vari livelli tensionali.

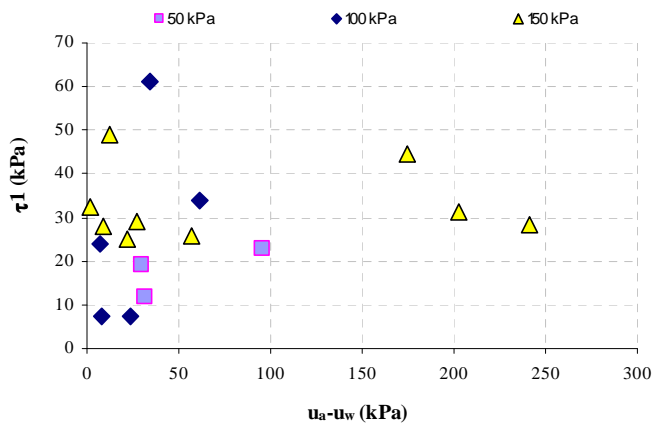


Figura 4.14: Resistenza allo sfilamento in funzione della suzione evidenziando le tre differenti classi relative di tensioni di confinamento applicata

Dato che la dispersione dei dati non è giustificabile neanche tenendo conto delle altre grandezze in gioco, quali i parametri di stato del terreno, è possibile ricavare un unico coefficiente d'interfaccia $\mu_1=0,2$ interpolando tutti i dati; la dispersione dei dati è però significativa e ciò certamente dipende anche dall'inadeguatezza di $\sigma'_{v,i}$ a descrivere il complesso stato tensionale intorno al chiodo.

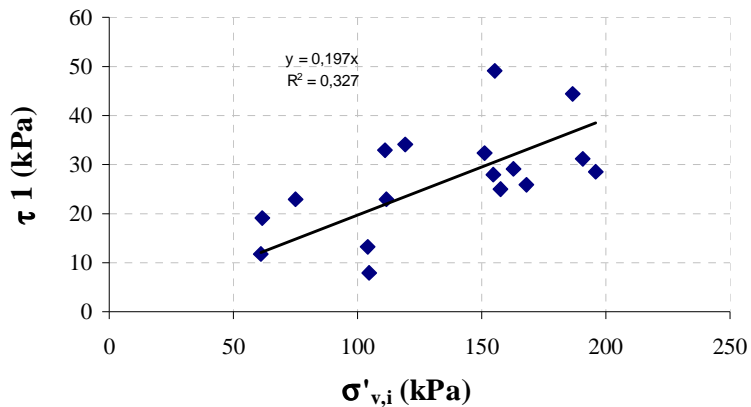


Figura 4.15: Stima di μ_1 nell'ipotesi che : $\tau_1 = \sigma'_{v,i} \cdot \mu_1$.

Tale coefficiente d'interfaccia μ_1 permette di ricavare per tali chiodi e tali terreni un coefficiente correttivo f_b pari a 0,27, definito già precedentemente (eq. 2.11), che risulta inferiore rispetto a quello indicato in letteratura che, come già detto nel capitolo 2, vale 0,4-0,5 nel caso di rinforzi lisci e 0,9-1 per rinforzi cementati (Jewell, 1990).

4.2.2 Le prove con la barra in frp

Le prove con la barra in frp sono state quasi tutte eseguite (a meno di una a 50 kPa) ad una tensione verticale di 100 kPa; cercare dunque una correlazione tra la resistenza allo sfilamento e la tensione equivalente è impossibile (Fig. 4.16). Come preventivamente detto la presenza in queste prove di una condizione di picco e di una condizione residua ben definite e diverse tra loro (Tabella IV.a), ci ha portato a dover scegliere a quale dei due valori di resistenza media al taglio d'interfaccia fare riferimento nelle analisi parametriche. In accordo con questo fatto per le prove sulla barra in acciaio, in cui la resistenza al taglio media mobilitata all'interfaccia per uno spostamento di 20mm corrisponde ad una condizione di resistenza residua all'interfaccia, è stato anche in questo caso scelto il valore di resistenza residua, $\tau_1 = \tau_{1res}$.

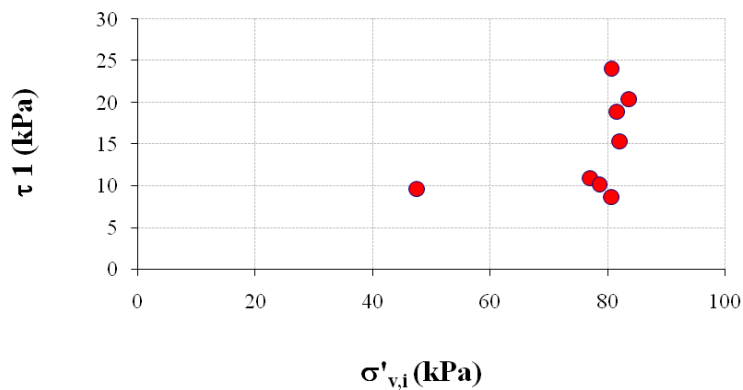


Figura 4.16: Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione verticale efficace di riferimento per le prove con la barra di frp.

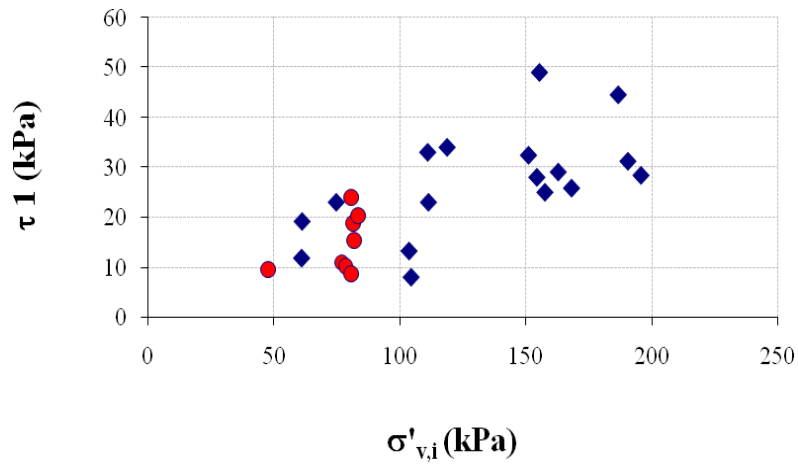


Figura 4.17: Resistenza allo sfilamento τ_1 in funzione della tensione verticale efficace di riferimento per le prove con la barra di frp e in acciaio

I risultati però sono in accordo con quelli ottenuti dalle prove di sfilamento con la barra in acciaio, e ricavando dall'insieme dei dati per interpolazione il coefficiente μ_1 , si osserva come il suo valore resti invariato e pari a $\mu_1=0,2$ ma la correlazione risulta meno dispersa: l'indice di determinazione multiplo passa da $R^2=0,3$ a $R^2=0,5$ (Fig.4.18).

Sembrerebbe dunque, che per queste due tipologie di barra e per questa tecnica di installazione, le caratteristiche meccaniche del rinforzo incidano poco sul coefficiente d'interfaccia μ_1 .

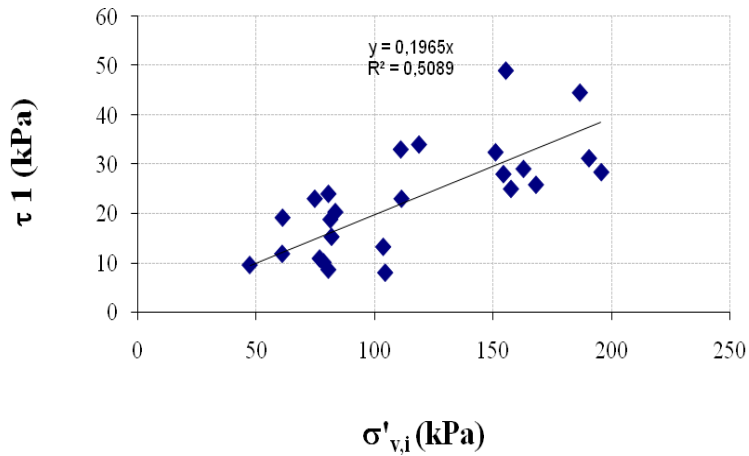


Figura 4.18: Stima di μ considerando come appartenenti ad una sola famiglia sia i risultati con la barra in frp che quelli con quella in acciaio.

Calcolando per ogni singola prova il coefficiente d'interfaccia μ_1 , si può osservare che per ogni singola tensione verticale applicata tale valore varia da prova a prova risultando in alcuni casi molto diverso dal valore unico $\mu_1=0.2$ trovato applicando la (2.5) a tutti i dati (Fig.4.19).

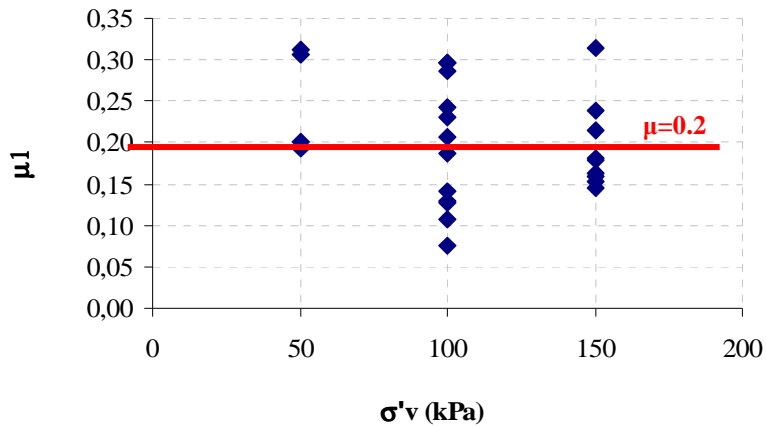


Figura 4.19: Coefficiente d'interfaccia μ_1 (eq.2.5) in funzione della tensione di confinamento verticale applicata al campione di terreno.

4.2.3 Analisi parametrica facendo riferimento alla stima della resistenza allo sfilamento media calcolata dalle misure di deformazione locale della barra.

Come detto la presenza di sezioni strumentate con *strain gauges* permette di calcolare una resistenza allo sfilamento τ_2 dalle misure locali che differisce talvolta anche di molto dalla τ_1 calcolata con la (4.1).

In Figura 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 i dati sperimentali relativi alla resistenza media allo sfilamento τ_2 sono suddivisi, come già precedentemente fatto per la resistenza allo sfilamento τ_1 , in funzione del peso dell'unità di volume secco, dell'indice dei pori, del grado di saturazione medio del campione di terreno sul quale sono state eseguite le prove, ed in funzione della suzione media misurata nel corso di ciascuna prova.

La dispersione dei dati persiste e non è giustificabile neanche per questa stima corretta della resistenza allo sfilamento, tenendo conto delle altre grandezze considerate (la dispersione dei dati, pur in presenza dell'impiego della stima corretta della resistenza, persiste).

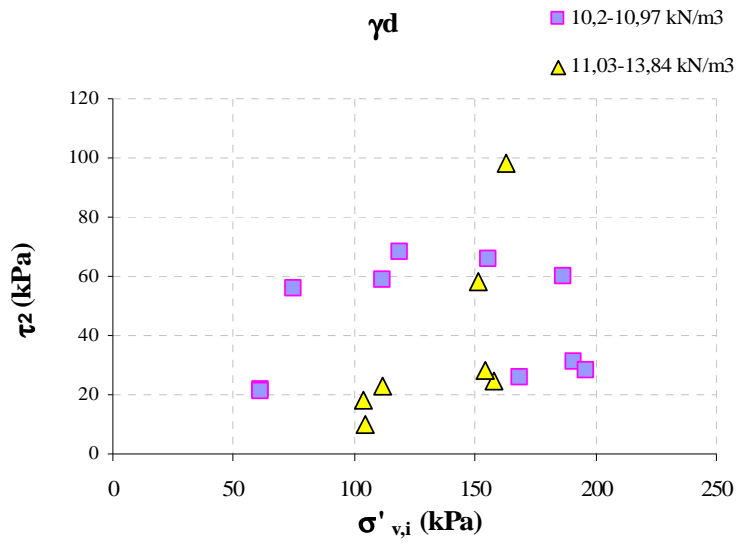


Figura 4.20: Resistenza allo sfilamento τ_2 in funzione della tensione efficace verticale di riferimento; divisione in classi di peso dell'unità di volume.

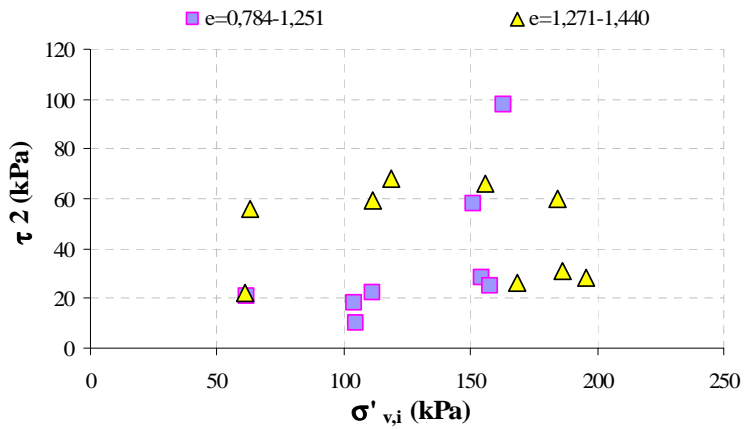


Figura 4.21: Resistenza allo sfilamento τ_2 in funzione della tensione efficace verticale di riferimento; divisione in classi di indice dei pori

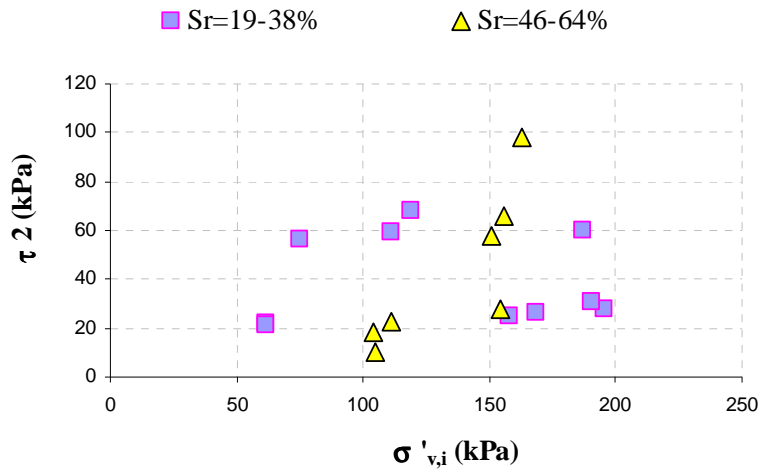


Figura 4.22: Resistenza allo sfilamento corrispondente τ_2 in funzione della tensione equivalente; divisione in classi per il grado di saturazione

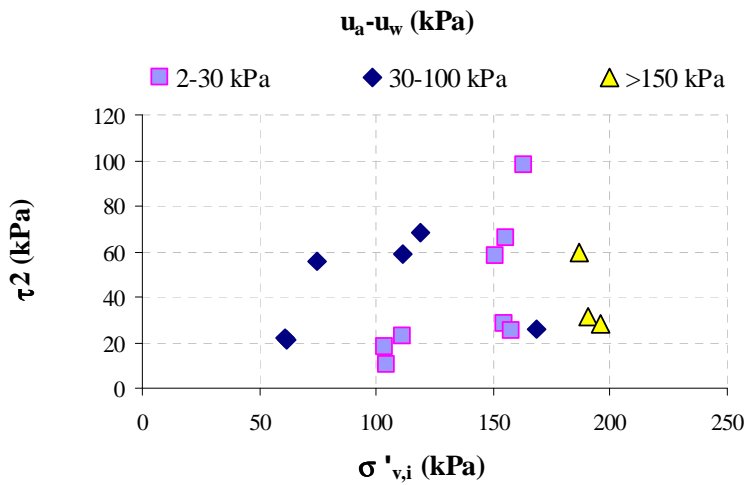


Figura 4.23: Resistenza allo sfilamento τ_2 in funzione della tensione equivalente; divisione in classi per il valore di suzione

Sebbene si noti che la relazione tra la resistenza allo sfilamento così calcolata, e la tensione verticale efficace alla Bishop non migliori, un cambiamento è visibile invece se si considera la relazione della resistenza allo sfilamento τ_2 con il grado di saturazione (Fig.4.24)

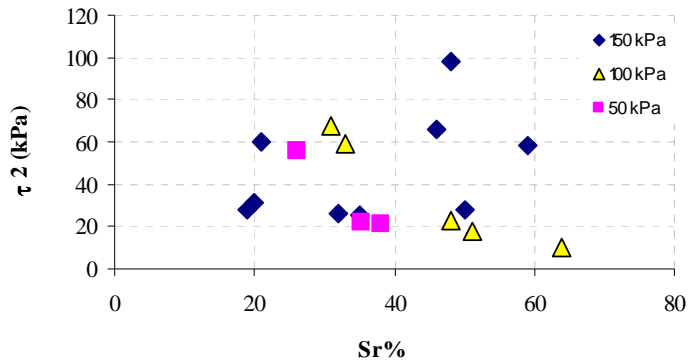


Figura 4.24: Resistenza allo sfilamento τ_2 , in funzione del grado di saturazione raggruppando i risultati in base alle tre tensioni verticali applicate al campione di terreno.

Si può vedere come l'andamento dei dati corrispondenti alle tensioni verticali applicate di 50 e 100 kPa sia lo stesso; esprimendo infatti gli stessi come fattore d'interfaccia μ (eq. 2.5) si nota un allineamento per queste prove indicativo che a differenziare i risultati in termini di resistenza sia solo la tensione verticale applicata (Fig.4.25). In disaccordo sono invece i dati relativi alle prove eseguite con una tensione verticale applicata di 150 kPa, che sembrano completamente indipendenti dal grado di saturazione.

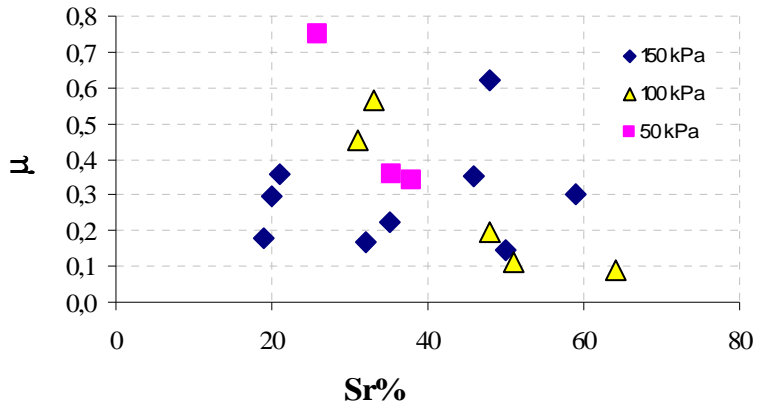


Figura 4.25: Fattore d'interfaccia μ , in funzione del grado di saturazione: raggruppando i risultati in base alle tre tensioni verticali applicate.

In questo caso non è però possibile giungere ad una stima di μ dalla regressione dei dati relativi alla relazione tra la resistenza allo sfilamento medio espressa come τ_2 e la tensione verticale efficace alla Bishop $\sigma'_{v,i}$, a causa dell'evidente dispersione di tali dati (Fig.4.26).

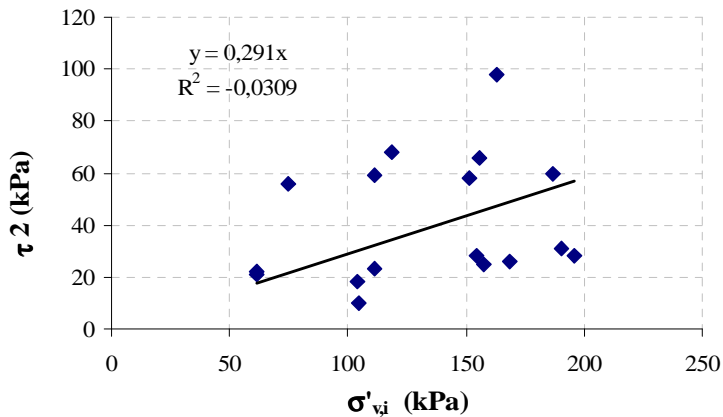


Figura 4.26: Stima di μ considerando la resistenza allo sfilamento media τ_2 .

Calcolando infatti anche in questo caso il coefficiente d'interfaccia μ_2 per le singole prove, applicando la (2.5) con la resistenza media mobilitata all'interfaccia pari a τ_2 , è possibile notare la più alta variabilità dei valori di μ_2 a parità di tensione verticale applicata rispetto ai valori di μ_1 (Fig.4.19); tale variabilità può essere giustificata solo per una tensione di 50 e 100 kPa con la dipendenza del coefficiente d'interfaccia μ dal grado di saturazione del terreno delle varie prove (Fig.4.25).

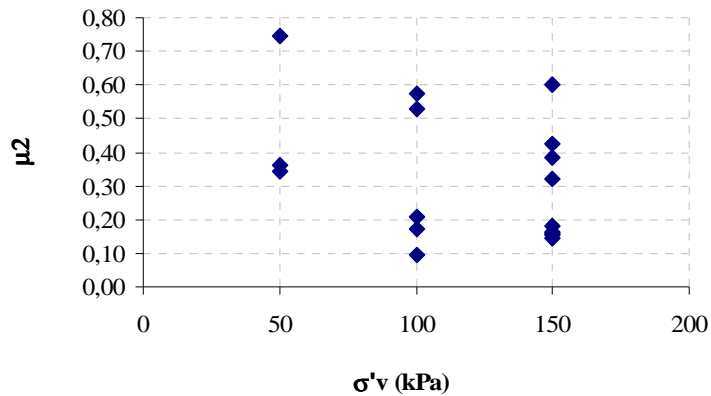


Figura 4.27: Coefficiente d'interfaccia μ_2 (eq.2.5) in funzione della tensione di confinamento verticale applicata al campione di terreno.

Le misure di deformazione locale, come detto, permettono la misura della resistenza media allo sfilamento mobilitata tra due successive sezioni di misura. Prendendo per ogni prova, in corrispondenza di uno spostamento di 20mm, il massimo dei valori di resistenza media misurato tra le sezioni di misura lungo la barra $\tau_{i, \max}$, la relazione tra questa resistenza e la tensione verticale efficace di riferimento mostra due raggruppamenti (Fig.4.28)

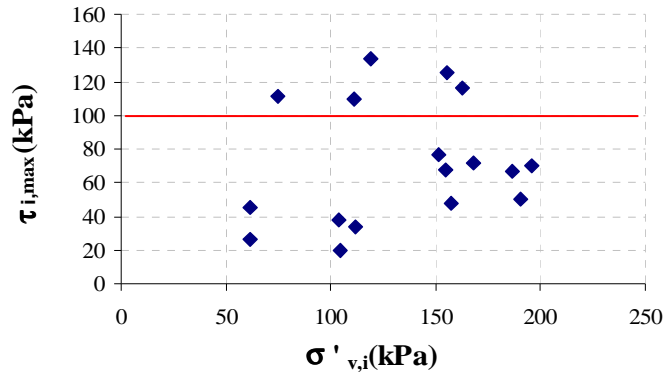


Figura 4.28: Relazione tra il massimo dei valori di resistenza media misurato tra le sezioni di misura lungo la barra, $\tau_{i,max}$ e la tensione verticale efficace di riferimento.

I punti che risultano al di sopra della resistenza allo sfilamento media di 100 kPa, appartengono tutti a delle prove in cui la massima resistenza al taglio all'interfaccia viene mobilitata lungo un tratto di chiodo (L_r , Tab.IV.b) pari a circa il 50% della sua lunghezza totale.

Tabella IV.b

ACCIAIO	τ_1 [kPa]	τ_2 [kPa]	τ_{max} [kPa]	L_r (m)
A1	23	23	34	1,6
A2	19	21	25	1,4
A3	8	10	20	1,2
A4	28	28	68	1,6
A5	32	58	77	1,4
A6	49	66	125	1,2
A8	13	18	38	1,2
A1a	34	68	138	0,8
A2a	23	56	110	0,6
A3a	12	22	45	0,8
A4a	33	59	110	0,8
A1c	45	60	66	1,2
A2c	29	98	116	0,8
A3c	26	26	58	1,6
A4c	25	25	36	1,6
A5c	28	28	70	1,6
A6c	31	31	50	1,6

Volendo dunque individuare un solo raggruppamento per le prove che risultano al di sotto del valore di 100 kPa, si può avere da una regressione di questi dati una stima di $\mu=0.36$ e un coefficiente correttivo f_b pari a 0.48.

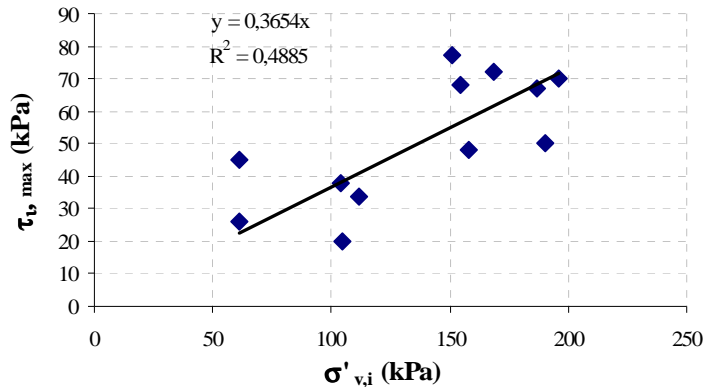


Figura 4.29: Stima di μ considerando la massima resistenza allo sfilamento media tra le sezioni di misura $\tau_{i, \max}$.

I risultati indicano dunque un coefficiente d'interfaccia μ dell'ordine di 0.2- 0.4 e dunque un coefficiente correttivo $f_b=0.27 - 0.48$ che, sebbene le possibili correzioni, risulta comunque inferiore rispetto a quelli indicati in letteratura (Jewell, 1990).

L'analisi dei risultati mostrata in precedenza è stata condotta facendo riferimento ad una sola variabile di stato tensionale $\sigma'_{v,i}$ e cercando un coefficiente d'interfaccia che tenesse conto della sua variabilità nella sezione. A tale semplificazione si può imputare la dispersione dei dati fino ad ora riscontrata; si è cercato allora di ridurre il grado di incertezza analizzando la variabile di stato tensionale dalle misure locali.

4.3 Stima della tensione agente all'interfaccia.

Come già ampiamente detto, grazie alle misure locali di deformazione per ogni prova è possibile valutare l'evoluzione degli sforzi tangenziali medi all'interfaccia durante lo sfilamento in più punti della barra.

In generale le tensioni tangenziali medie misurate lungo la barra nel corso della prova sono significativamente diverse tra loro (Fig. 4.30) in ragione del meccanismo di trasferimento del carico. Va però osservato che con il procedere dello scorrimento della barra le tensioni medie misurate lungo i diversi tratti della barra solo in alcuni casi convergono verso un valore stazionario unico (Fig.4.31); nella maggior parte dei casi invece il valore stazionario della tensione tangenziale media è diverso in ciascuna sezione. Tale risultato è giustificabile se si ammette che le tensioni normali agenti sulla barra varino in modo significativo da un tratto all'altro.

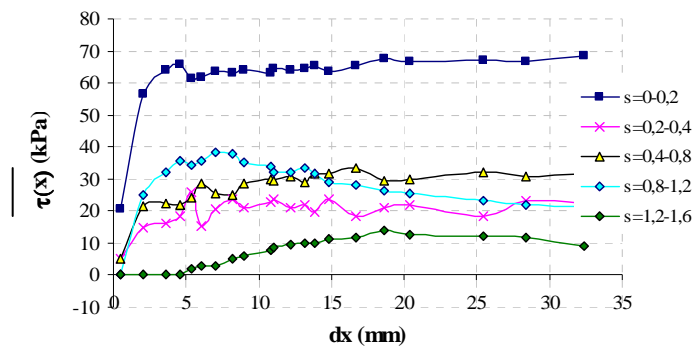


Figura 4.30: Resistenza allo sfilamento media calcolata tra due sezioni di misura (eq.3.12), prova 4 di tab.IV.a.

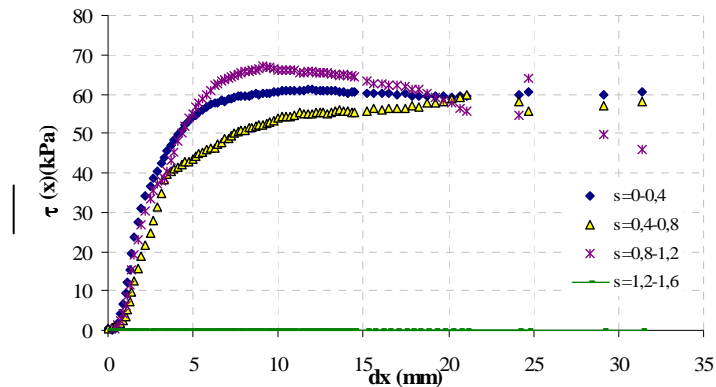


Figura 4.31: Resistenza allo sfilamento media calcolata tra due sezioni di misura (eq.3.12), prova 1c di tab.IV.a.

Le variazioni dello stato tensionale normale lungo la barra possono essere quantificate a partire dalla misura degli sforzi tangenziali medi lungo la barra, fissando un valore per il coefficiente d'interfaccia. Nel corso del programma sperimentale sono state eseguite delle prove d'interfaccia con una scatola di taglio diretto di grandi dimensioni modificata che hanno permesso di ricavare il coefficiente di attrito all'interfaccia che è risultato pari al coefficiente d'attrito del terreno in condizioni di stato critico:

$$\tan \delta = \tan \phi \quad (4.3)$$

$$\overline{\sigma_x}(x) = \frac{\overline{\tau_x}(x)}{\tan \phi} \quad (4.4)$$

Di seguito sono riportati i risultati della applicazione della procedura sopradescritta a diverse prove, mentre per le elaborazioni di tutte le altre si rimanda all'Appendice B.

Nei diagrammi sono rappresentati i valori stimati delle tensioni normali medie nei diversi tratti della barra (Fig.4.32) in funzione dello spostamento della barra a partire dal raggiungimento di un valore di tensione tangenziale praticamente

stazionario (Fig.4.33). Le tensioni normali medie sono confrontate con la tensione verticale applicata sul provino di terreno (linea nera in figura) e con quella verticale efficace alla Bishop presa come riferimento nell'analisi (linea rossa in figura): si osserva che le tensioni normali medie stimate sulla base delle misure locali in alcuni casi sono minori di quelle applicate in altri maggiori e solo in un caso uguali ad esse.

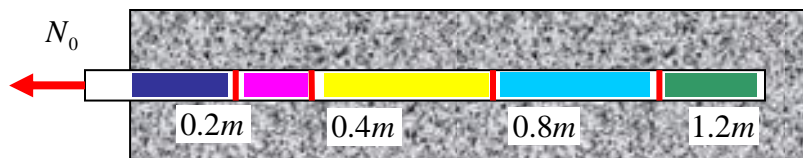
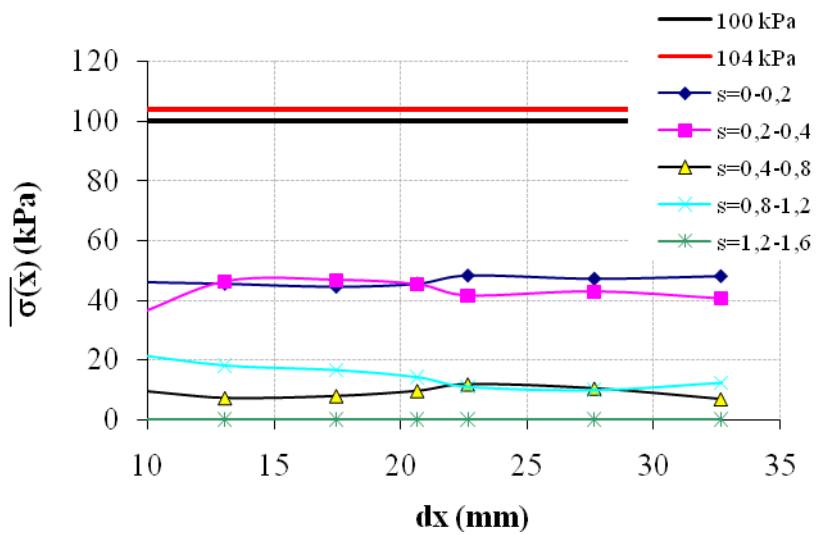
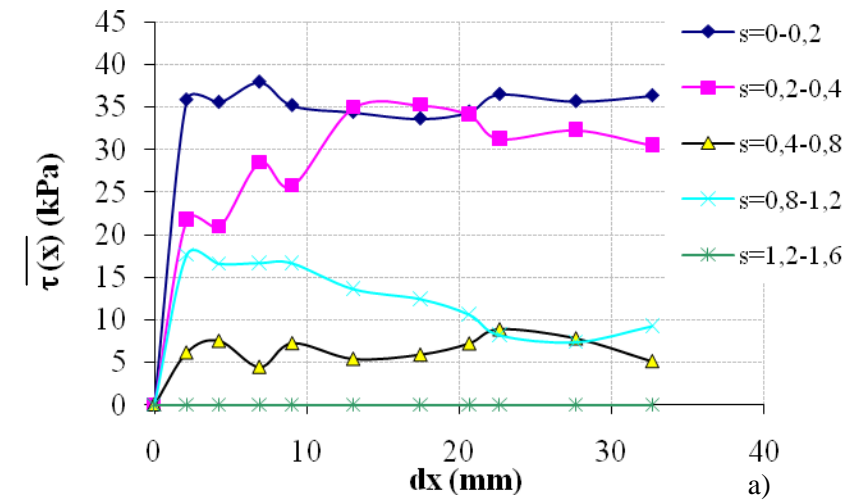


Figura 4.32: Tratti lungo cui è calcolata la resistenza al taglio media in base a cui è ricavato il valore di tensione locale.



b)

Figura 4.33: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A8, barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d'attrito all'interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1)

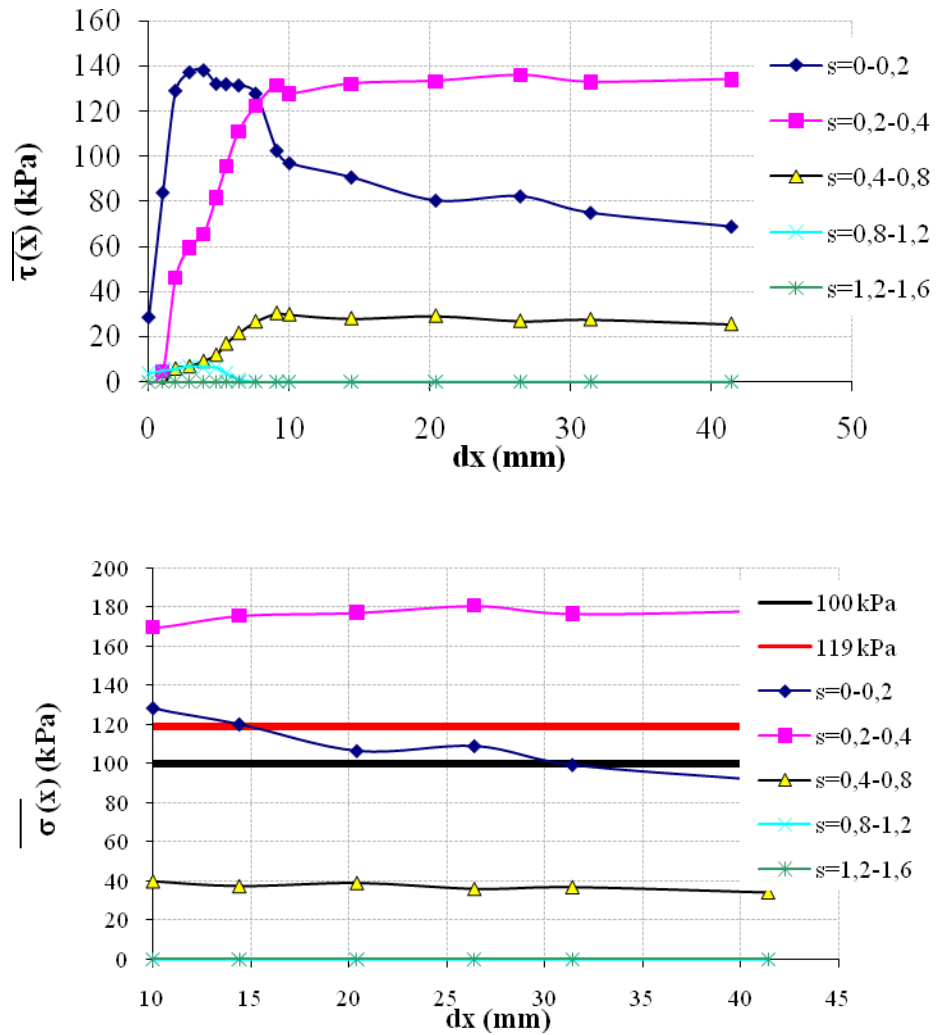


Figura 4.34: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A1a, barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d'attrito all'interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1)

Gli andamenti così ricavati delle tensioni intorno al chiodo permettono di comprendere cosa succede in quelle prove in cui alcuni tratti non collaborano al meccanismo di mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia.

Si può osservare che in alcune sezioni lungo il chiodo si misura una riduzione di tensione media all'interfaccia rispetto a quella applicata verticalmente al campione di terreno che può tanto essere presente dagli istanti iniziali della prova (Fig.4.34) quanto verificarsi in corrispondenza di un determinato spostamento (Fig.4.35).

Inoltre le sezioni in cui si manifesta tale scarico tensionale variano da prova a prova e possono tanto essere quella finale (Fig.4.35) quanto quella più prossima al punto di applicazione del tiro (Fig.4.36).

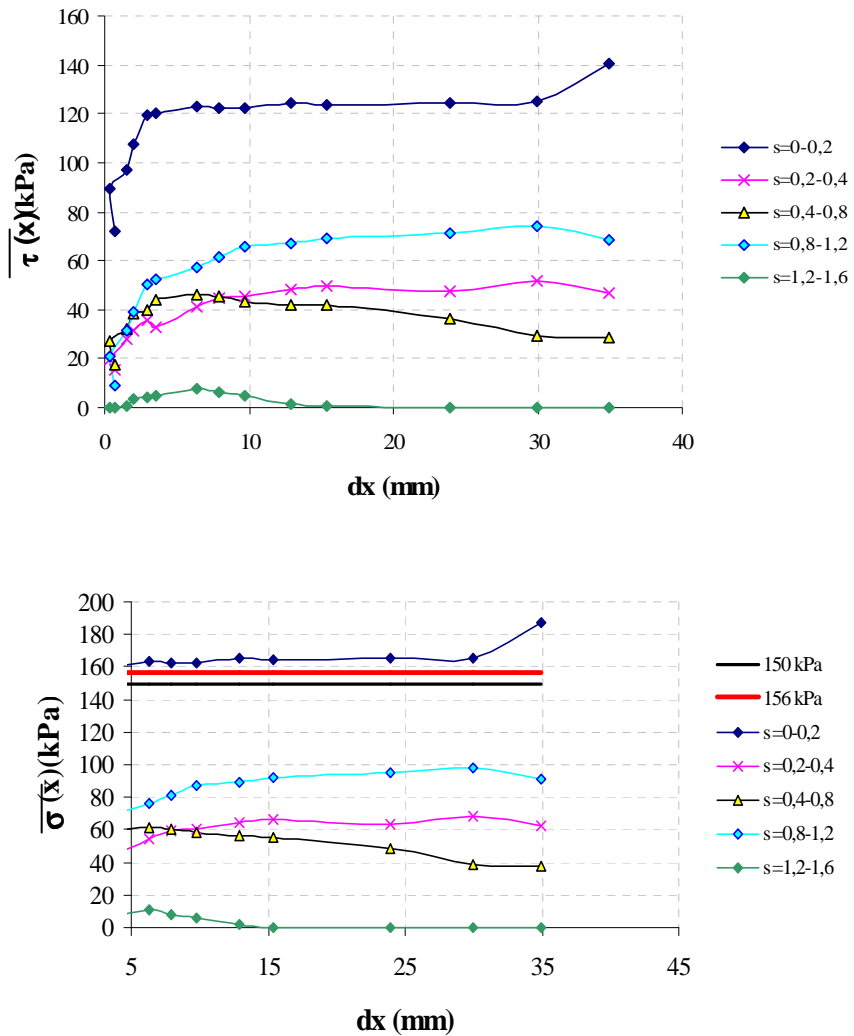


Figura 4.35: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A6 , barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d’attrito all’interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1).

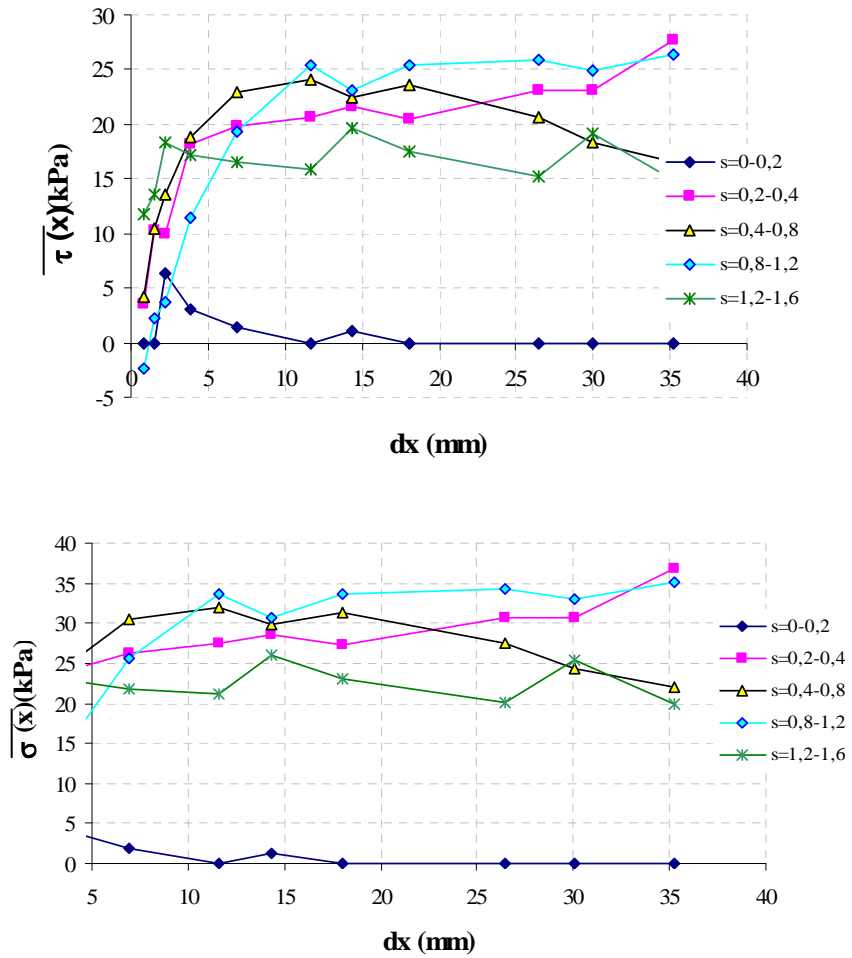


Figura 4.36: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A2 , barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d’attrito all’interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1).

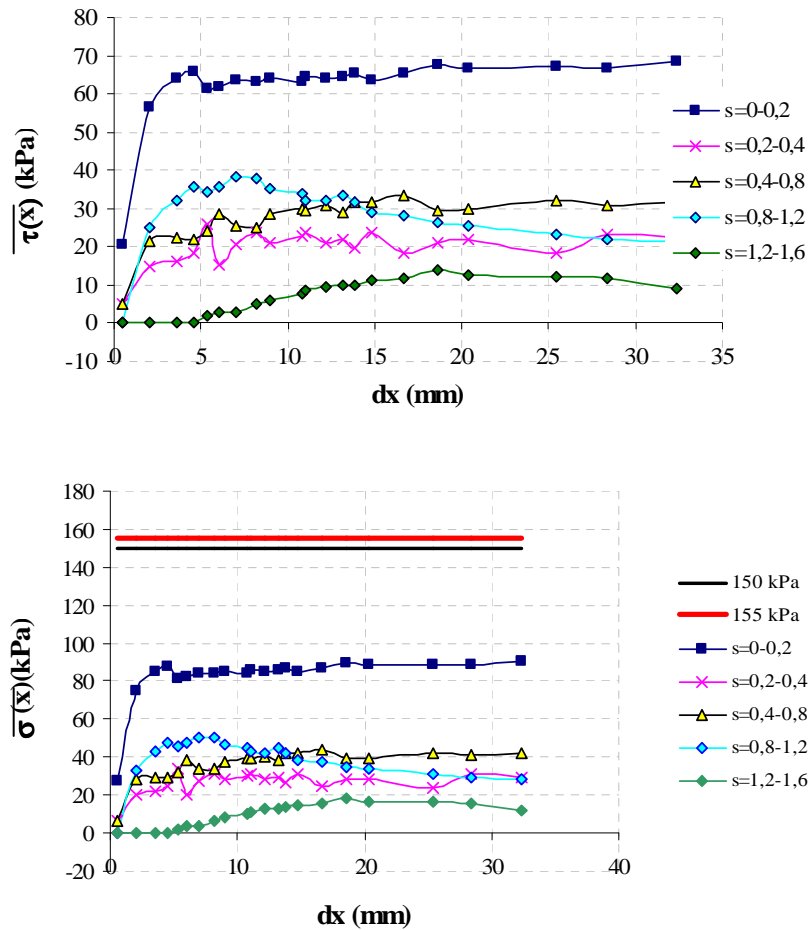


Figura 4.37: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A4 , barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d’attrito all’interfaccia uguale a $\tan\varphi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.2).

Per le prove in cui ci sono delle sezioni in cui non si mobilita alcuna aliquota di resistenza tangenziale dall’inizio della prova di sfilamento, che sarebbero indicative di una zona di terreno con una tensione media all’interfaccia nulla, è facile pensare che l’assenza di tensioni all’interfaccia sia dovuta ad un’assenza di contatto tra il terreno ed il rinforzo, legata alla modalità di installazione del chiodo e di ricostituzione del terreno; come se la barra in queste sezioni fosse alloggiata all’interno di un foro senza quasi entrare in contatto con il terreno stesso.

Alcune prove hanno mostrato uno scarico tensionale nel corso della prova in corrispondenza di un certo spostamento; quando questo si verifica tra le prime due sezioni di misura ($x=0-0,2$), e cioè nella parte della barra più vicina la punto di applicazione del tiro (Fig.4.36), è logico pensare che la causa di questo scarico tensionale si legata ai movimenti del terreno posto intorno alla barra che, a seguito del raggiungimento delle condizioni di rottura all'interfaccia, tenderà a spostarsi nel verso in cui lo sforzo di trazione è applicato al chiodo.

Quando ciò si verifica nella sezione terminale della barra può essere fisicamente spiegato dal collasso del foro lasciato dalla barra che tende a spostarsi in avanti per effetto del tiro (Fig.4.35).

Quando lungo la parte terminale della barra, la tensione media all'interfaccia diventa maggiore di zero per grandi spostamenti (Fig.4.37) si può spiegare questo incremento di tensione con un collasso del terreno sulla barra a seguito del raggiungimento delle condizioni di rottura lungo l'interfaccia.

La spiegazione fenomenologia appare meno chiara quando questa modifica di stato tensionale si riscontra nelle sezioni intermedie del chiodo, come avviene nelle prove 3c e 4c.

Per la prova 3c (Fig.4.38) si può notare come nella sezione 0.2-0.4 antecedente quella in cui si verifica tale variazione di tensioni medie all'interfaccia (0.4-0.8), le tensioni medie all'interfaccia sono nulle da inizio prova cosa che indica un distacco tra terreno e chiodo in questo tratto e che potrebbe giustificare un conseguente richiamo del terreno di valle, per spostamenti ingenti, nel vuoto esistente tra la barra e il terreno a monte con ovvie variazioni della tensione media all'interfaccia.

Per la prova 4c (Fig.4.39), invece, c'è uno scarico tensionale esclusivamente in una sezione della barra centrale, che si verifica dopo uno spostamento di 30mm, quindi quando la prova di sfilamento può essere conclusa. Fisicamente sembra non esserci una giustificazione, è come se questa variazione di tensione media all'interfaccia fosse un caso a se, isolato.

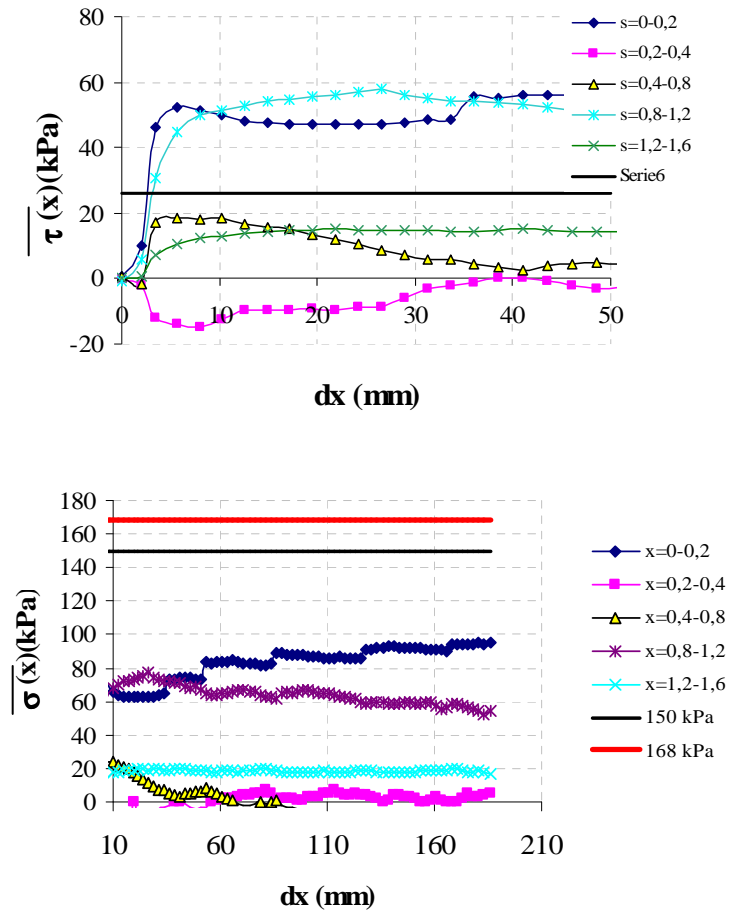


Figura 4.38: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A3c , barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d'attrito all'interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1).

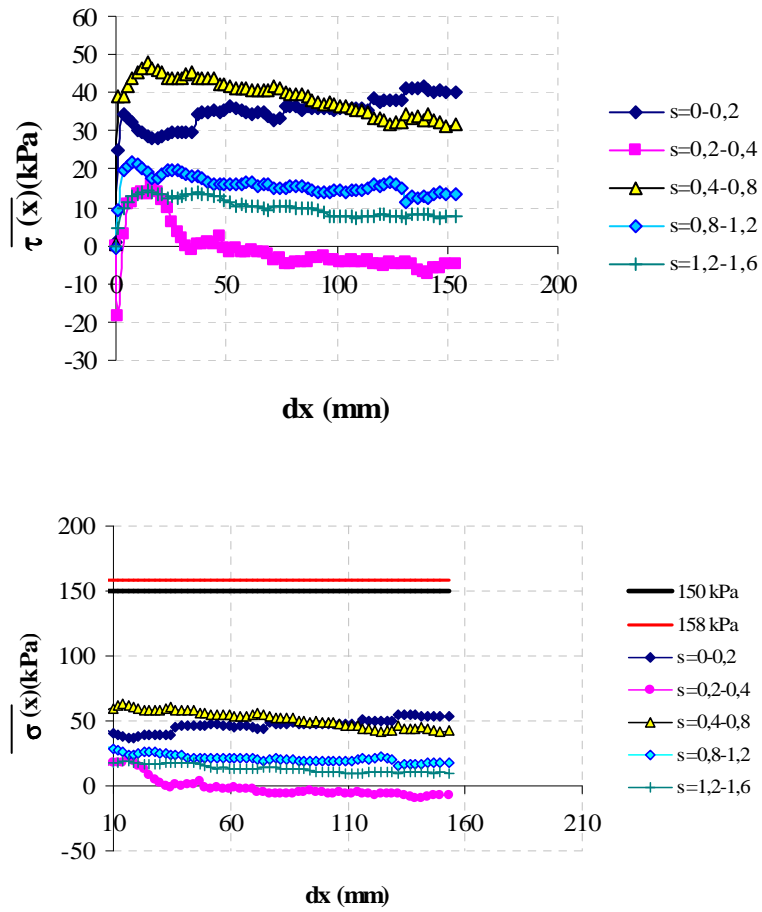


Figura 4.39: Sforzo tangenziale mobilitato nel corso della prova A4c , barra in acciaio, per diverse ascisse curvilinee (a); stato tensionale ricavato ponendo il coefficiente d'attrito all'interfaccia uguale a $\tan\phi$ (b):confronto con la tensione verticale applicata (linea nera) e quella di riferimento (linea rossa) calcolata con la eq.(4.1).

4.4 Influenza della procedura di installazione

Nell'ultima fase della sperimentazione in laboratorio si è indagata l'influenza della tecnica di installazione sulla resistenza allo sfilamento offerta dal rinforzo. Le prove eseguite sono state 5 (indate con le lettere dell'alfabeto, A-D, in Tabella III.b del capitolo 3), di cui 3 su una barra di frp lunga 1,20 m, di cui 1m a contatto con il terreno e 2 con un'elica in acciaio lunga 1m a contatto con il terreno (cfr. 3.3.4).

4.4.1 La barra in frp

Sulla barra in vetroresina sono state eseguite tre prove. Tenendo costanti le proprietà di stato del terreno e la tensione verticale applicata, si è studiata esclusivamente l'influenza della tipologia di installazione sulla resistenza allo sfilamento.

Nella prima prova la barra è stata posta in sede in fase di preparazione del terreno come per tutte le altre prove di sfilamento (in sede, curva Magenta), nella seconda è stata infissa nel campione di terreno, già preparato e caricato verticalmente, con una velocità di 2 mm/min e poi sfilata; nell'ultima prova invece è stata infissa nel campione di terreno, sempre ricostituito e caricato verticalmente, a mezzo di un martinetto comandato da una pompa idraulica, quindi con una velocità di infissione maggiore, e poi sfilata.

Il confronto tra le curve di sfilamento (Fig.4.40) mostra come il picco di resistenza che si riscontra per la barra posta in sede nel campione di terreno, non c'è più quando la stessa viene infissa. La resistenza allo sfilamento residua a cui tendono le tre prove è la stessa per la prova in sede e quella infissa lentamente, inferiore invece anche se di poco per la barra installata con il martinetto idraulico.

L'installazione della barra disturba molto l'interfaccia terreno rinforzo tanto più è rapida: un'installazione lenta consente al terreno di spostarsi per far posto alla barra ma nello stesso tempo non crea una compattazione dello stesso lungo le pareti del

foro creato dall'infissione della barra, come invece avviene quando l'energia d'infissione è maggiore.

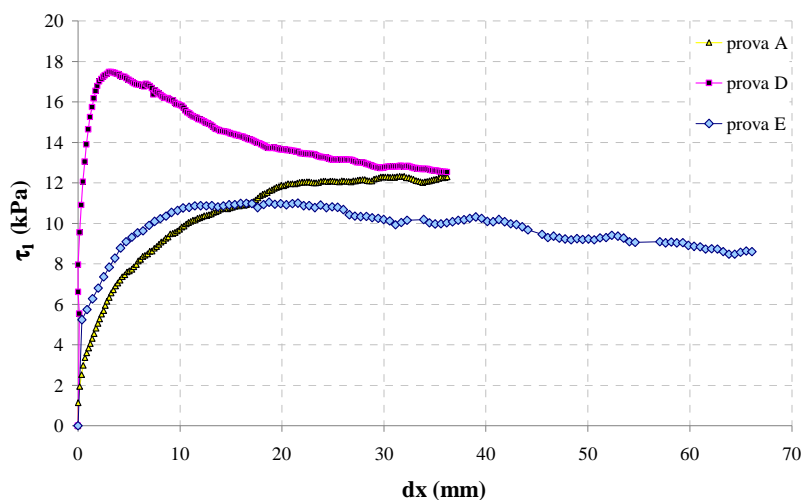


Figura 4.40: Curve τ - dx (resistenza allo sfilamento – spostamento) al variare della tecnica di installazione di una barra di frp.

4.4.2 L'elica in acciaio

L'elica in acciaio è stata sottoposta allo sfilamento una volta dopo essere stata posta in sede in fase di preparazione del campione di terreno e una seconda dopo essere stata infissa nel terreno con un martinetto idraulico. Per l'infissione dell'elica sono state applicate contemporaneamente due forze: una spinta data dal martinetto e una coppia torcente a mezzo di un braccio rotante appositamente montato in testa all'elica; la velocità di rotazione è stata tale da non asportare terreno.

Anche in questo caso è evidente (Fig. 4.41) come l'installazione riduca l'aderenza tra il terreno e il rinforzo, con una perdita in termini di resistenza, ancor più di quanto si verifica per la barra in frp proprio per l'elevata rugosità dell'elica d'acciaio; per il caso dell'elica infissa con il martinetto è assente il picco, e anche il valore di resistenza residua è di molto inferiore a quello relativo allo sfilamento della stessa elica posta in sede in fase di preparazione del campione.

Inoltre, confrontando la resistenza offerta dall'elica e dalla barra in acciaio, entrambe sfilate dopo essere state poste in sede nel terreno ricostituito (stessi parametri di stato), si vede come l'elica offra una resistenza di molto maggiore rispetto alla barra in acciaio (praticamente il doppio, Fig. 4.42) grazie alla rugosità molto accentuata e all'aliquota di resistenza aggiuntiva che si mobilita per effetto della spinta del terreno sulla superficie dell'elica (Jewell, 1990; Moraci et al., 2005).

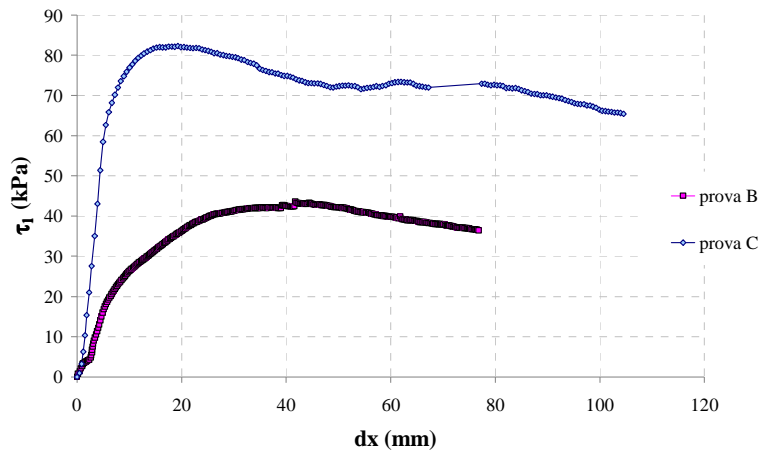


Figura 4.41: Curve τ - dx (resistenza allo sfilamento – spostamento) al variare della tecnica di installazione di un'elica in acciaio

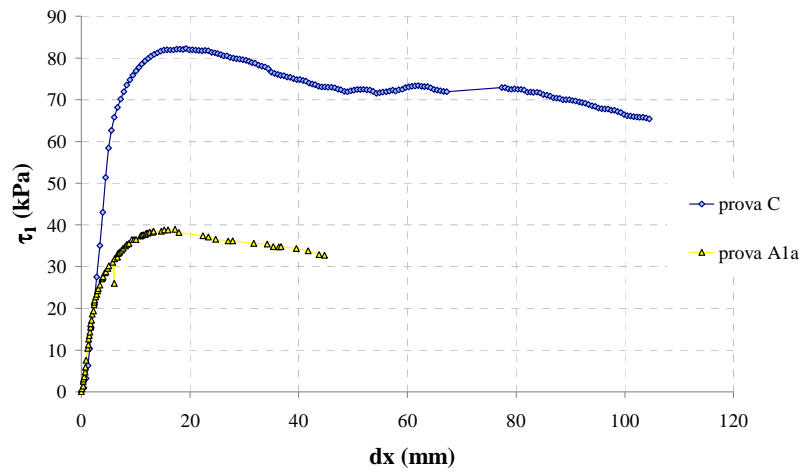


Figura 4.42: Confronto tra le curve τ - dx (resistenza allo sfilamento – spostamento) relative all'elica e alla barra in acciaio entrambe poste in sede; parametri di stato simili.

CAPITOLO 5. Modellazione numerica

Sono state eseguite delle analisi numeriche che, insieme alla sperimentazione in laboratorio, hanno permesso di fare maggior chiarezza sui meccanismi di mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia terreno rinforzo.

Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il programma commerciale Plaxis 3D versione Tunnelling, che è un codice di calcolo agli elementi finiti tridimensionale sviluppato per affrontare problemi specifici dell'ingegneria geotecnica quali scavi di gallerie e costruzioni in sotterraneo.

5.1 Il modello numerico

Il modello 3D (Fig.5.1a) ha le stesse dimensioni dell'apparecchiatura per le prove di sfilamento in laboratorio ($L=2.00\text{m}$, $B=H=0.8\text{ m}$). La *mesh* inizialmente adottata nel modello consiste di 23088 elementi a 15 nodi, per un totale di 62998 nodi e 138528 *stress points*. La tipologia di *mesh* è stata poi variata nel corso della sperimentazione numerica, il dettaglio relativo al numero di nodi e di *stress points* è riportato prova per prova nell'Appendice C.

Il modello numerico simula le condizioni all'interno dell'apparecchiatura di laboratorio per le prove di sfilamento: il confinamento laterale che

nell'apparecchiatura di laboratorio è dato dalle pareti in acciaio della scatola, nel modello numerico è simulato da vincoli cinematici; la piastra in acciaio che chiude frontalmente l'apparecchiatura di laboratorio è simulata mediante elementi solidi a comportamento elastico lineare con le proprietà meccaniche dell'acciaio. Il chiodo è modellato come un tubo con $d_e=35\text{mm}$ e spessore $s=5\text{mm}$ costituito da elementi solidi a comportamento elastico lineare isotropo, a cui sono assegnate le proprietà dell'acciaio (Fig.5.1b. Nella parte terminale, per una lunghezza di 10 cm, il tubo è riempito da un elementi solidi molto deformabili, per evitare che nel corso della simulazione si possano verificare fenomeni di rottura locale negli elementi di terreno presenti all'estremità del chiodo. Nel modello sono stati introdotti elementi d'interfaccia per consentire lo scorrimento relativo tra gli elementi del chiodo e quelli del terreno circostante.

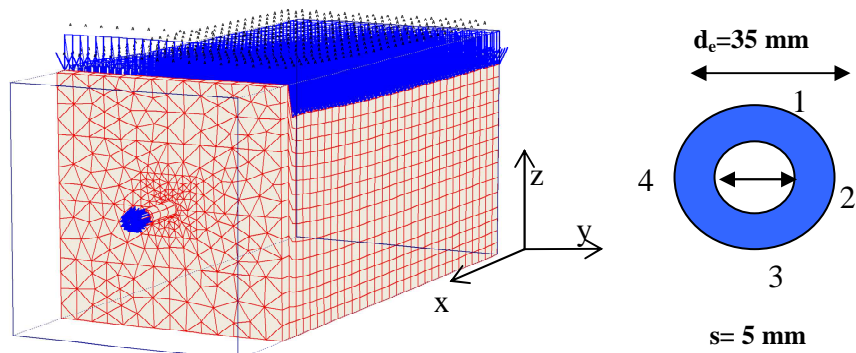


Figura 5.1: a) Mesh 3D deformata della prova di sfilamento, sezione del chiodo; b) punti di misura degli spostamenti e delle tensioni individuati nel modello numerico lungo il perimetro del chiodo.

Nel modello la piastra frontale in acciaio presenta un foro di 50 mm di diametro attraverso cui passa il chiodo. Le condizioni al contorno assegnate consistono in spostamenti impediti in tutte le direzioni per il piano di base (x,y); spostamenti impediti lungo la direzione perpendicolare ai piani laterali (x,z) e posteriore (y,z); spostamenti liberi lungo il piano frontale (y,z). La condizione al contorno imposta sul piano orizzontale (x,y) superiore del modello varia durante la simulazione: si passa dall'assenza di vincoli durante la generazione delle tensioni iniziali ad un

assegnato carico uniformemente distribuito durante le fasi di confinamento verticale e di sfilamento. Nel modello non è stato introdotto alcun livello di falda. In un primo momento è stato assegnato al terreno un modello di comportamento elastico perfettamente plastico il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, poi sostituito con l'*Hardening Soil model*, un modello costitutivo elasto-plastico non lineare con incrudimento volumetrico e deviatorico implementato nel codice numerico (Schanz et al., 1999); per il chiodo e per la piastra frontale invece, è stato scelto un modello di comportamento elastico lineare. I dettagli relativi alle leggi costitutive sono riportati nell'Appendice D.

Ogni analisi è costituita da più fasi di calcolo: 1) generazione dello stato tensionale iniziale nel campione di terreno ricostituito; 2) applicazione del carico verticale uniforme (σ_v) sul campione di terreno; 3) applicazione incrementale della forza di sfilamento.

Sono stati sviluppati due approcci differenti per generare lo stato tensionale iniziale. Nel primo approccio, che chiameremo nel seguito approccio A), il terreno è ricostituito per fasi mediante l'applicazione successiva di tre strati orizzontali di terreno partendo dal fondo della scatola, e l'elemento chiodo è attivato contemporaneamente al secondo strato di terreno. Lo stato tensionale è generato, relativamente ad ogni strato attivato, nel corso della fase corrispondente. Questa procedura porta ad una situazione tensionale di partenza più prossima a quella che si ha in laboratorio.

Nel secondo approccio, indicato con la lettera B), lo stato tensionale è contemporaneamente generato nell'intero volume di terreno con la procedura del moltiplicatore incrementale del peso dell'unità di volume (*incremental gravity loading*). L'elemento chiodo è attivato successivamente alla fase 2) per sostituzione di materiale. In questo caso, l'effetto dell'installazione del chiodo sullo stato tensionale è minimo. Questa procedura permette di ottenere una distribuzione delle tensioni iniziali che varia linearmente in direzione verticale e non è influenzata dalla presenza del chiodo.

Sebbene questa sia una condizione di prova “ideale”, l’assenza di un disturbo dello stato tensionale è poco realistica e non in accordo con la procedura di messa in opera del chiodo nelle prove eseguite in laboratorio.

Le fasi di calcolo sono riportate prova per prova in dettaglio nell’Appendice C.

Il programma di analisi numeriche svolto può essere così riassunto:

- I. Analisi preliminari volte alla calibrazione del modello;
- II. Analisi tese allo studio del comportamento meccanico dell’interfaccia;
- III. Simulazioni di prove di laboratorio.

Le analisi differiscono tra di loro per i parametri assegnati ai modelli costitutivi ed in alcuni casi anche per il modello costitutivo adottato: tutte queste informazioni sono riportate brevemente in Tabella V.a. In tale tabella non si riportano le proprietà assegnate all’elemento solido acciaio che restano sempre costanti e pari a :

E: modulo elastico dell’acciaio, $2 \cdot 10^5$ MPa;

ν : coefficiente di Poisson per l’acciaio, 0.1;

γ : peso dell’unità di volume dell’acciaio, 78,5 kN/m³.

Tabella V.a: Analisi numeriche condotte nel corso della sperimentazione.

Prova	Proprietà del terreno								Proprietà dell'elemento deformabile		
	σ_z (kPa)	c (kPa)	φ (°)	ν_1 (-)	E_1 (MPa)	γ_1 (kN/m ³)	$\frac{\tan \delta}{\tan \phi}$	Rf	E_2 (MPa)	γ_2 (kN/m ³)	ν_2 (-)
	Modello costitutivo: Mohr Coulomb										
I – A1	100	0	34	0.3	10	18			10	18	0.3
I – A2	100	0	34	0.3	10	18			0	0	0
I – A3	100	0	34	0.3	10	18			4	20	0.1
II – B1	100	0	34	0.3	10	18			0	0	0
II – B2	100	0	34	0.3	10	18			0	0	0
II – B3	100	0	34	0.45	10	18			0	0	0
II – B1_50	50	0	34	0.3	10	18			0	0	0
II – B1_150	150	0	34	0.3	10	18			0	0	0
III – SMC1	100	0	37	0.3	5	13	1		0	0	0
III – SMC2	100	0	37	0.3	5	13	0,9		0	0	0
III – SMC3	100	0	37	0.3	5	13	0,8		0	0	0
III – SMC4	100	0	37	0.3	5	13	0,6		0	0	0
III – SMC5	100	0	37	0.3	5	13	0,5		0	0	0
III – SMC6	100	0	37	0.3	1,8	13	0,5		0	0	0
III – SMC7	100	0	37	0.3	2	13	0,5		0	0	0

	Modello costitutivo: Hardening Soil								Note
III – SHS1	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	2	13	0,5	0,9	
III – SHS2	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	0,5	0,9	
III – SHS3	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	0,5	0,99	
III – SHS4	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	0,5	0,99	Interfaccia Mohr Coulomb
III – VHS1	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	
III – VHS2	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,2
III – VHS3	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,5
III – VHS4	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,8
III – VHS5	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,9
III – VHS6	100	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,96
III – VHS7	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	
III – VHS8	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,2
III – VHS9	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,5
III – VHS10	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,8
III – VHS11	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,9
III –	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in

VHS12									Mstage 0,92
III – VHS13	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,925
III – VHS14	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,93
III – VHS15	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,94
III – VHS16	150	$1 \cdot 10^{-8}$	37	0.3	1	13	1	0,9	Scarico tensionale in Mstage 0,96

5.2 Analisi I: calibrazione del modello.

Le prime analisi, svolte secondo la procedura A per quanto appena detto, sono state rivolte a cercare di raffinare il modello numerico, in particolare per quanto riguarda la modellazione della zona in cui il chiodo attraversa l'elemento piastra frontale.

In queste analisi preliminari i valori adottati per i parametri del modello costitutivo scelto sono quelli tipici di una pozzolana del napoletano e dell'acciaio, e non riferiti ad una specifica prova di sfilamento eseguita nel corso della sperimentazione in laboratorio (vedi Tabella V.a)..

Sono state fatte tre ipotesi sulla modellazione della parte di modello in cui l'elemento chiodo attraversa l'elemento piastra:

- 1) presenza di pozzolana tra il chiodo e la piastra – A1;
- 2) assenza di qualsiasi tipo di materiale, quindi vuoto, tra il chiodo e la piastra – A2;
- 3) presenza di un materiale molto deformabile tra chiodo e piastra, dello stesso tipo di cui è occluso il cavo dell'elemento chiodo nel suo tratto terminale – A3.

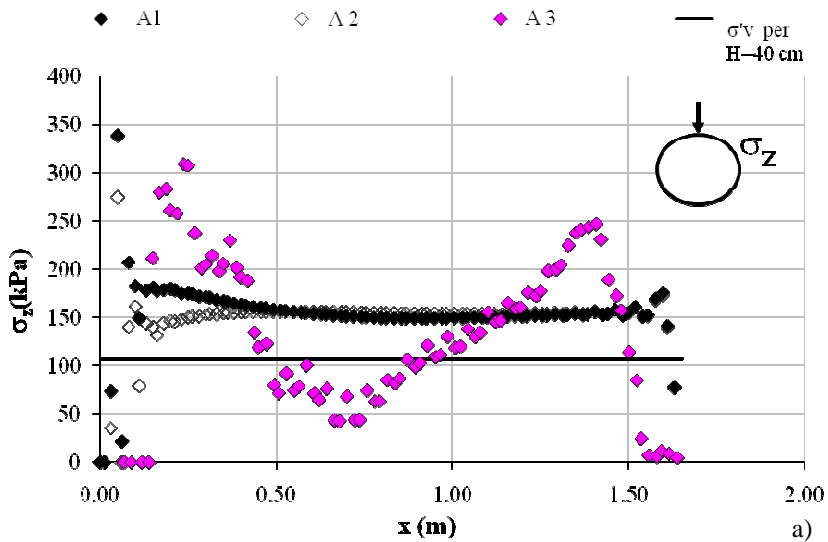
Queste tre prove, appena descritte, sono state tutte eseguite con un solo carico verticale di 100 kPa.

Lo stato tensionale intorno al chiodo nei primi decimetri ($x < 0,6$ m) è influenzato dal meccanismo di interazione, per taglio, che si ha tra il terreno ed il piano verticale frontale, modellato come acciaio, attingendo a valori di tensione diversi rispetto al carico verticale applicato; il disturbo si attenua allontanandosi dalla parete.

Dopo l'applicazione del carico verticale, il chiodo è sottoposto al tiro nella direzione x .

I risultati (Fig.5.2) mostrano come la presenza di materiale tra chiodo e piastra induca delle tensioni verticali nei punti di misura 1 e 2 intorno alla barra (Fig.5.1.b) diverse già prima dell'applicazione della sollecitazione di trazione; in particolare, si

può notare come mentre la presenza di pozzolana (indicatori neri, Fig.5.2) modifichi lo stato tensionale solo in prossimità del punto in cui il chiodo attraversa la piastra e in modo più marcato rispetto all'assenza di materiale (indicatori bianchi, Fig.5.2), la presenza di uno strato di materiale molto deformabile comporta una variazione di tensione oltre che più forte anche maggiormente estesa (indicatori magenta, Fig.5.2). Gli stessi disturbi, sebbene molto meno evidenti, si possono notare per le tensioni orizzontali (Fig.5.2b).



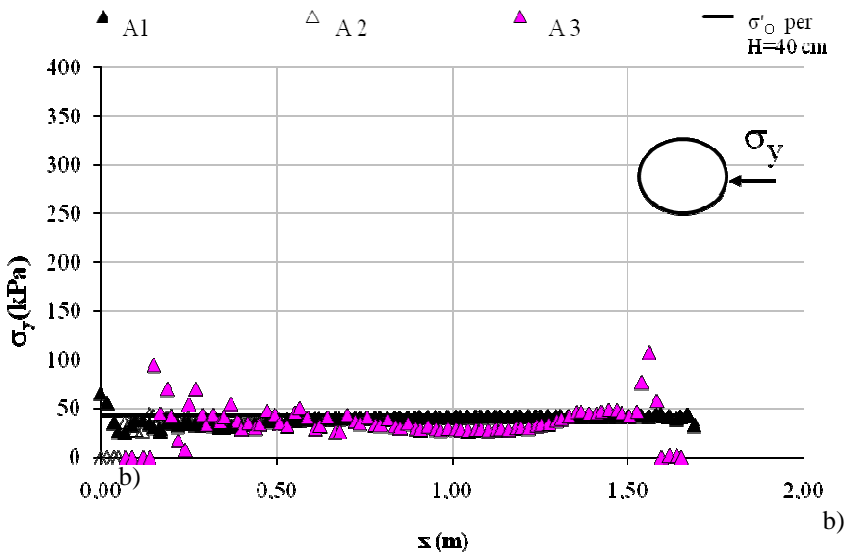


Figura 5.2 : Tensione normale all’interfaccia chiodo terreno prima del tiro nel punto 1 (a) e nel punto 2 (b): confronto tra i casi in cui è presente materiale diverso nel punto in cui il chiodo attraversa la parete frontale in acciaio (bianco = vuoto, nero = pozzolana; magenta =gomma)

Alla luce di questi risultati preliminari si è quindi scelto di proseguire con le analisi nell’ipotesi in cui non ci sia alcun materiale ma solo vuoto intorno al chiodo nel punto in cui questo attraversa la piastra d’acciaio.

La non uniformità dello stato tensionale prima ancora dell’applicazione dello sforzo di trazione (Fig.5.3, indicatori bianchi) si riscontra anche per lo sviluppo longitudinale della barra: la tensione è massima nel punto in cui il chiodo attraversa la piastra d’acciaio ed i valori si dimezzano nell’arco di 20 cm. Lo stato tensionale risulta ancor più variabile lungo la barra alla fine dello sfilamento (Fig. 5.3, indicatori rossi). Si può notare come a seguito dello sfilamento la tensione verticale σ_z (punto 1) aumenti, mentre quella orizzontale, σ_y (punto 2) diminuisce.

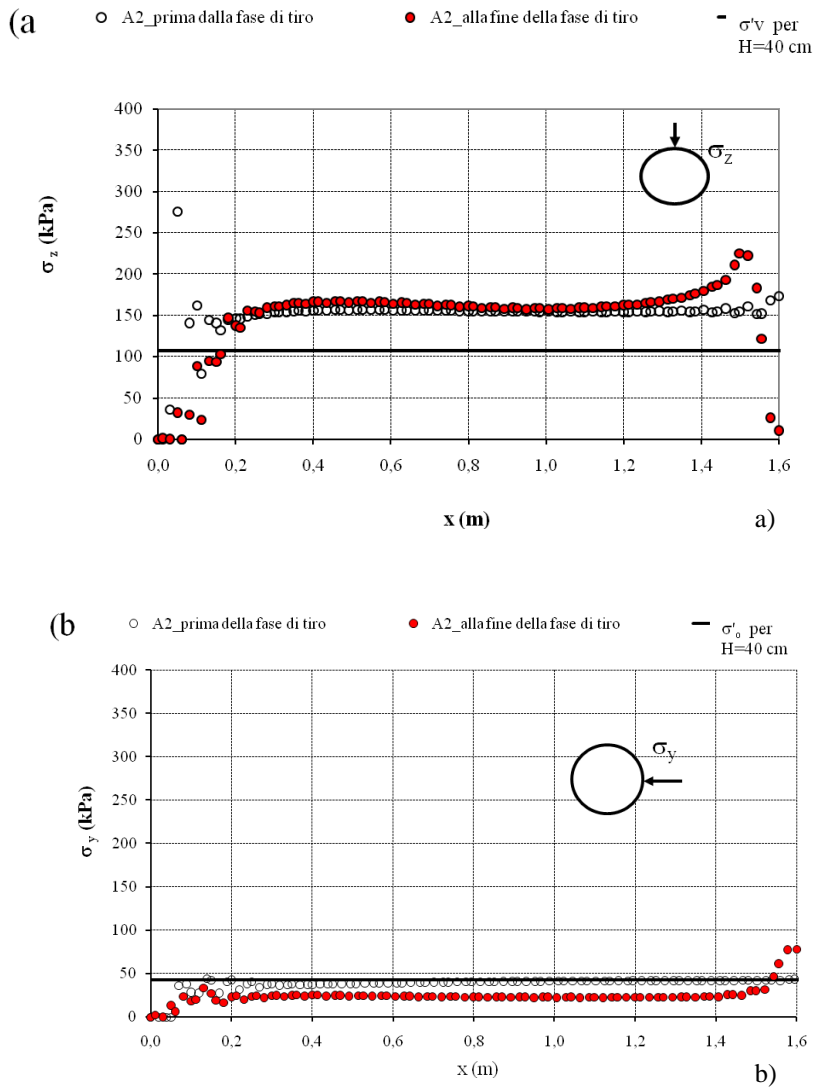


Figura 5.3 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno prima, indicatori bianchi, e dopo lo sfilamento, indicatori rossi, nei punti 1 (a) e 2 (b) per la prova A2.

5.3 Analisi II: studio del comportamento meccanico dell'interfaccia

Modificando la procedura di installazione del chiodo e cioè passando da un approccio di tipo A ad uno del tipo B la variazione di stato tensionale lungo il chiodo, precedentemente mostrata figura 5.3, va diminuendo.

In particolare si osserva che la maggiore differenza tra i due approcci risiede nel valore della tensione verticale σ'_z (Fig.5.4a), mentre per la tensione orizzontale σ'_y (Fig.5.4b) tra i due approcci c'è una coincidenza quasi perfetta.

Mediante l'approccio B si ottiene uno stato tensionale lungo la barra più uniforme sia prima della fase di tiro (Fig.5.4) che alla fine della prova di sfilamento (Fig.5.5); inoltre le tensioni che si registrano nel punto 1 prima dello sfilamento sono dello stesso ordine di grandezza del carico verticale applicato.

Alla luce di tali risultati appare ovvio come gli alti valori di tensione normale calcolati in testa al chiodo e la maggiore variabilità dello stato tensionale risultino essere strettamente legati all'approccio scelto per la simulazione dell'installazione del chiodo.

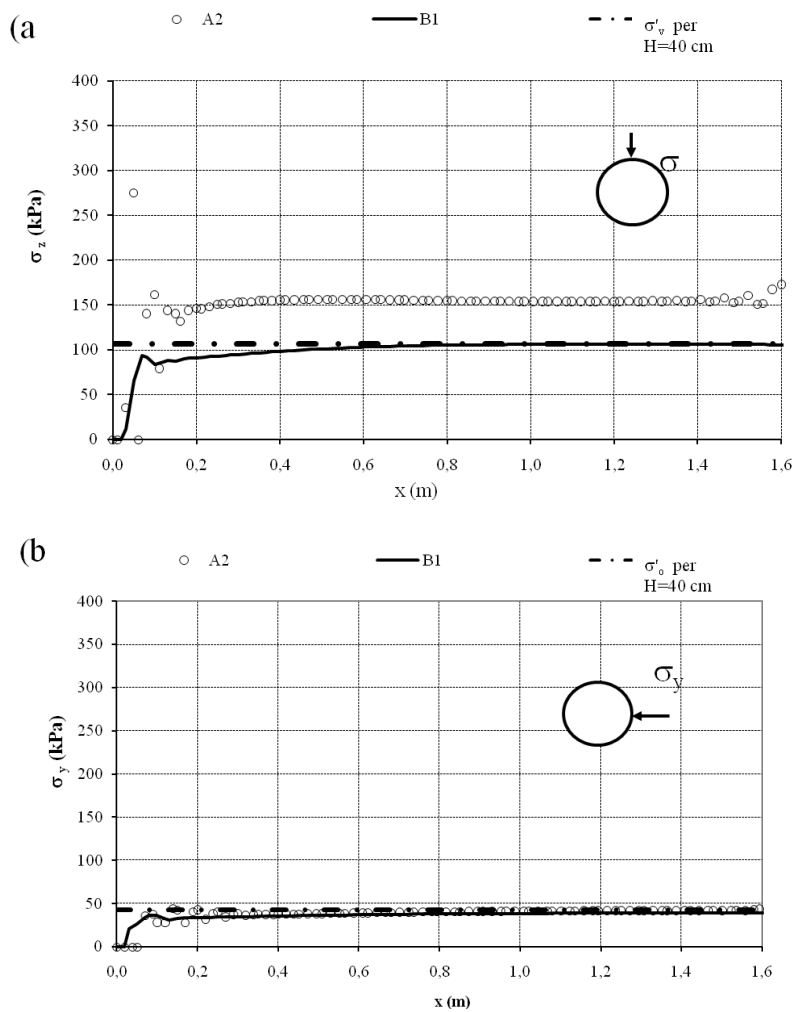


Figura 5.4 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno prima dello sfilamento nei punti 1 (a) e 2 (b): confronto tra l'approccio A e B

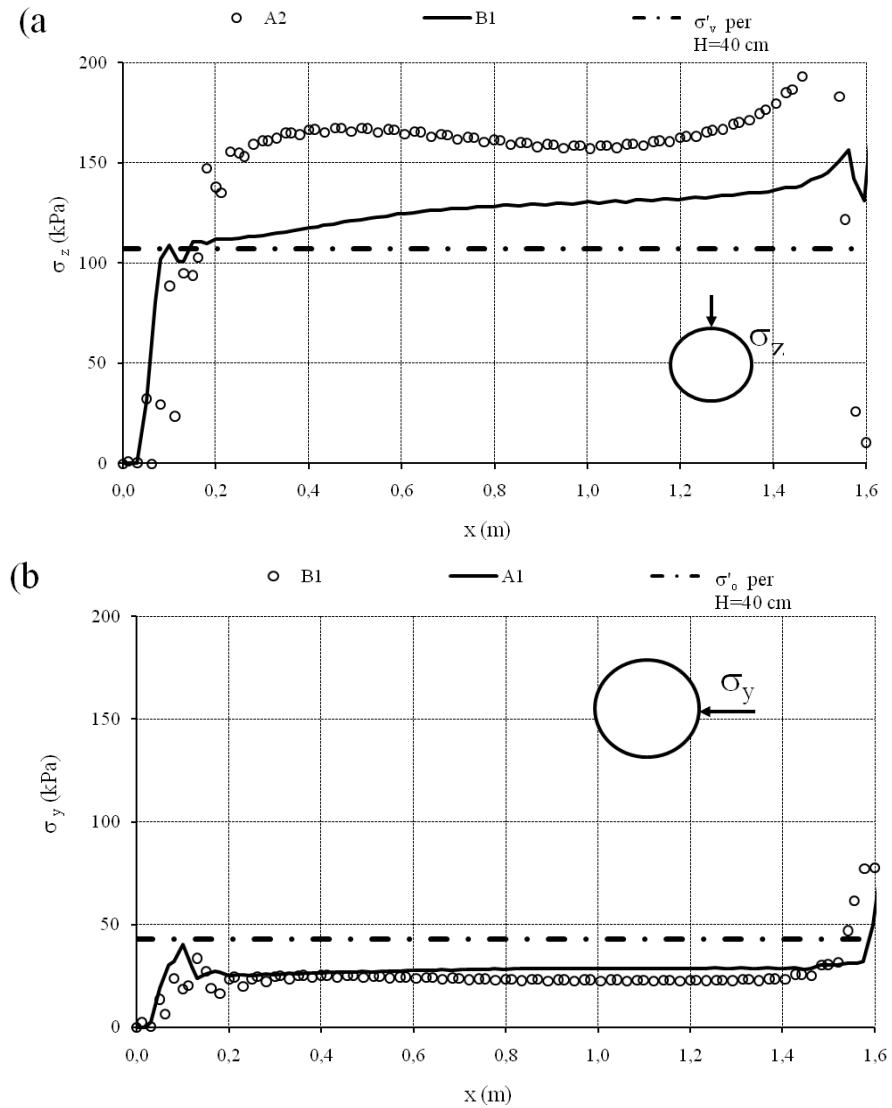


Figura 5.5 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno alla fine dello sfilamento nei punti 1 (a) e 2 (b): confronto tra l'approccio A e B

Anche per l'approccio B si può notare come a seguito dello sfilamento la tensione verticale σ_z (punto 1) aumenti, mentre quella orizzontale, σ_y (punto 2) diminuisce (Fig.5.6)

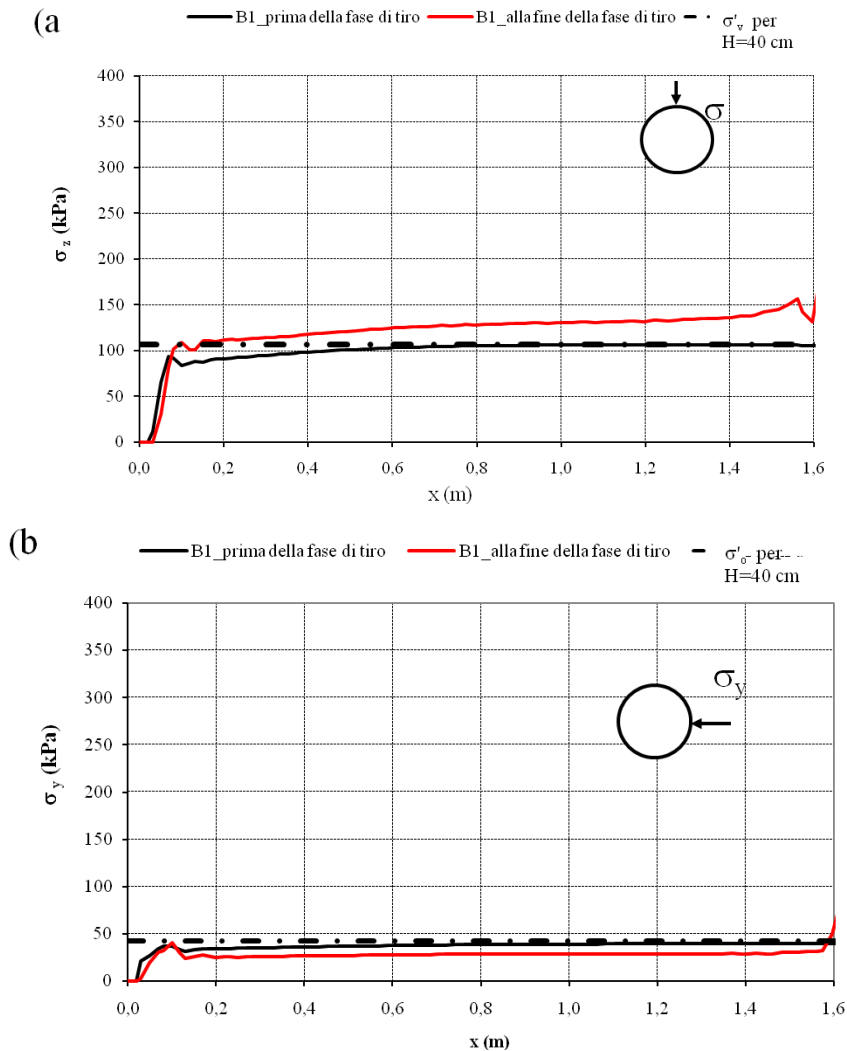


Figura 5.6 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno prima, indicatori bianchi, e dopo lo sfilamento, indicatori rossi, nei punti 1 (a) e 2 (b) per l'approccio B.

La distribuzione dello stato tensionale iniziale è stata anche analizzata introducendo nell'analisi due diversi valori del coefficiente di ν (Tabella V.a): il primo ($\nu=0.3$, simulazione B1 Tab.Va) è stato scelto per generare uno stato tensionale che avesse come rapporto iniziale σ_y/σ_z un valore pari al coefficiente di spinta a riposo K_0 ricavato applicando la formula di Jaky (1944) $K_0 = 1 - \sin(\phi)$; il secondo valore scelto come coefficiente di Poisson, è più alto ($\nu=0.45$, simulazione B3 Tab.Va) in modo da avere una tensione orizzontale iniziale maggiore come sembra accadere

nella realtà se si fa riferimento ai risultati sperimentali di K_0 ottenuti da prove edometriche con un edometro strumentato su pozzolana in condizioni di stato simili (cfr.3.2.2).

Sono stati inoltre presi in considerazione nelle analisi due differenti valori della coesione per considerare in modo semplice l'effetto della condizione di parziale saturazione della pozzolana sullo stato tensionale intorno al chiodo. La coesione è stata posta nulla in un primo momento (simulazione B1 Tab.Va) e poi pari a 10 kPa (simulazione B2 Tab.Va), che è il valore tipico che si può misurare nei primi metri di profondità dal piano campagna per i terreni piroclastici del napoletano, che sono oggetto della nostra attenzione.

Nei grafici che seguono è riportata la tensione verticale litostatica a livello della barra data dall'applicazione del carico verticale uniformemente distribuito e dal peso del terreno sovrastante la barra ($H=40\text{cm}$).

Si è potuto notare come i due approcci A e B influenzino solo la tensione normale verticale agente all'interfaccia tra terreno e rinforzo, mentre la tensione orizzontale è influenzata esclusivamente dal coefficiente di Poisson e non tiene conto se il chiodo sia stato inserito con una approccio piuttosto che un altro né se ci sia o meno coesione nel terreno (Fig.5.7)

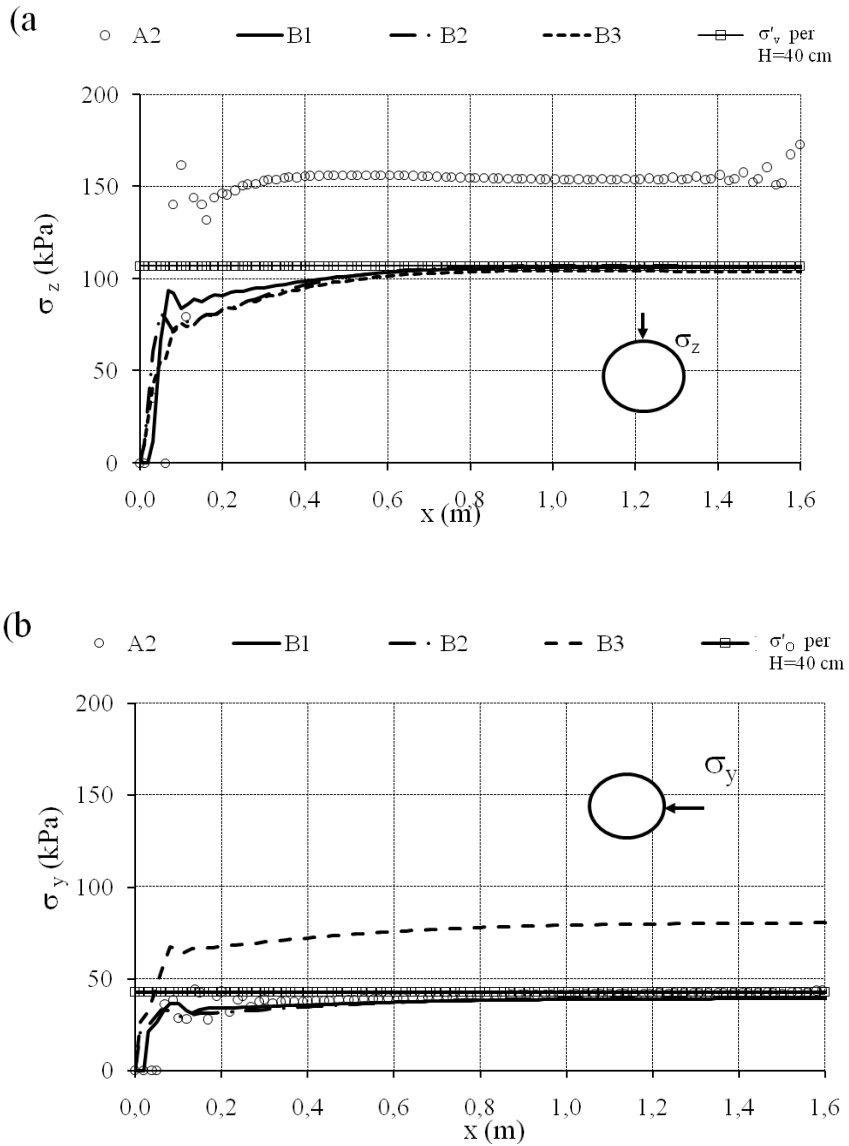


Figura 5.7 : Stato tensionale interno al chiodo prima della fase di sfilamento: tensione verticale σ_z sulla parte superiore(a) ed tensione orizzontale σ_y sul lato (b).Confronto tra le analisi A2, B1, B2, B3.

Durante la fase di trazione sia le tensioni normali sia quelle tangenziali cambiano all'interfaccia.

E' possibile misurare nel corso della prova l'evoluzione della sollecitazione tangenziale principale, nelle sue componenti τ_{zy} e τ_{zx} nel corso della prova sul piano tangente per θ prossimo a 90° in una qualsiasi sezione x del chiodo (Fig.5.8).

Subito a seguito dell'applicazione del tiro il valore di τ_{zy} è maggiore di zero, la τ_{zx} invece è inizialmente nulla ed inizia a crescere fino a tendere rapidamente, negli stadi finali, al suo valore massimo per cui invece si annulla la τ_{zy} .

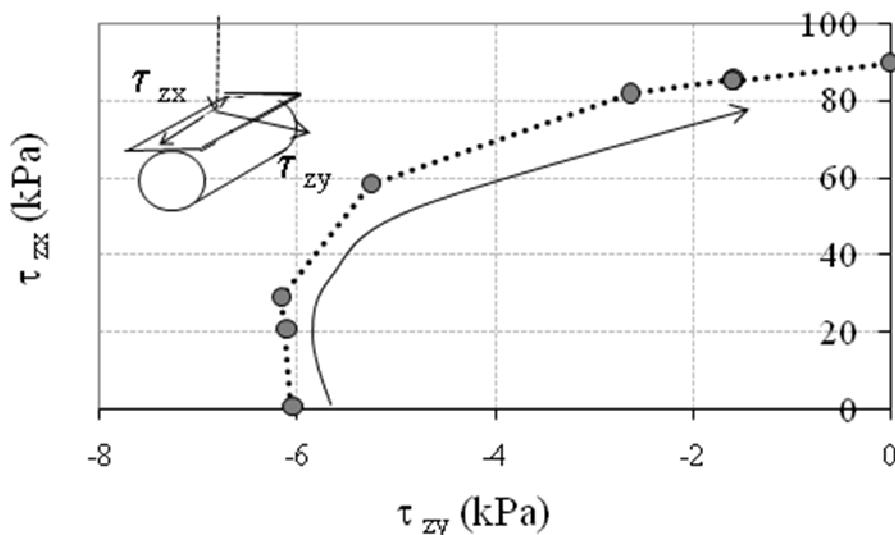


Figura 5.8: Evoluzione di τ_{zy} e τ_{zx} in un punto prossimo alla testa al chiodo in una sezione durante la prova B2.

Questo effetto di rotazione della risultante degli sforzi tangenziali all'interfaccia può essere verificato anche attraverso la variazione nel corso della prova dell'angolo α che tale risultante forma con l'asse della barra.

Tale angolo (Fig.5.9), che inizialmente è prossimo a 90° tende rapidamente a zero all'aumentare dello spostamento imposto alla barra, espresso come uno spostamento adimensionalizzato dx/dx_{pk} in cui, dx è lo spostamento corrispondente ad una certa sollecitazione di trazione e dx_{pk} è lo spostamento corrispondente alla massima sollecitazione di trazione raggiunta nel corso della prova.

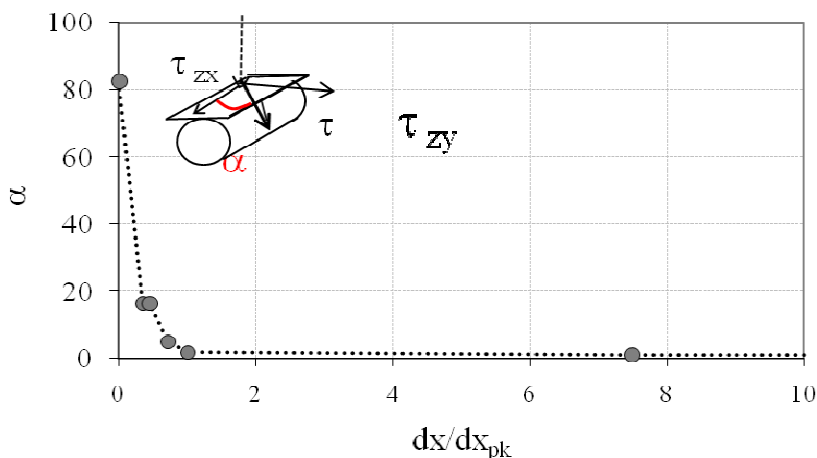


Figura 5.9 : Variazione dell'angolo α compreso tra risultante degli sforzi tangenziali τ e l'asse del chiodo, su un piano tangente al chiodo, in una generica sezione durante la prova B2.

Ciò è di conseguenza indicativo del fatto che inizialmente la risultante degli sforzi di taglio è quasi perpendicolare all'asse del chiodo e ruota poi piano piano durante la prova fino a risultare parallela al chiodo stesso.

Questi risultati, fisicamente giustificabili, sono sistematicamente ottenuti in tutte le sezioni ed in tutte le simulazioni (si veda l'Appendice C)

E' inoltre interessante notare il meccanismo di rottura che si esplica intorno al chiodo: le figure 5.10, 5.11 e 5.12, mostrano l'evoluzione dell'angolo d'attrito ϕ^* che si mobilita all'interfaccia, definito dal rapporto $(\tau-c)/\sigma_n$, in tre sezioni trasversali in funzione dello spostamento del chiodo (dx) normalizzato rispetto allo spostamento di picco (dx_{pk}), rispettivamente su 4 punti dell'interfaccia intorno al chiodo (Fig.5.1b), due agli estremi del diametro orizzontale e due agli estremi di quello verticale.

Logicamente ci si attende la rottura in corrispondenza del valore $\tan(\phi^*) = \tan(\phi)$.

Si può notare come nella prima parte della prova, che corrisponde a bassi valori del rapporto dx/dx_{pk} , il meccanismo di mobilitazione differisce lungo il perimetro: sui lati (punti 2 e 4 in Fig.5.1b), la mobilitazione tende subito a valori dell'angolo

d'attrito alti e si raggiunge la condizione di rottura rapidamente (per valori di $dx/dx_{pk} = 0,5$), essenzialmente perché la tensione orizzontale σ_y è minore di quella verticale σ_z .

In testa e alla base del chiodo (punti 1 e 3 in Fig.5.1b), invece, sono necessari spostamenti più grandi ($dx/dx_{pk} > 0,7 \div 1,0$) per mobilitare completamente la resistenza al taglio.

La disuniformità dello stato tensionale normale all'interfaccia ha quindi come logica conseguenza un meccanismo di rottura all'interfaccia molto complesso, con una mobilitazione molto più rapida sulle facce laterali dove, a parità di sforzi di taglio, l'obliquità della risultante della sollecitazione è maggiore a causa del minore valore della σ_n .

I grafici mostrano anche un evidente meccanismo di rottura progressiva, perché per un dato spostamento il grado di mobilitazione decresce all'allontanarsi dalla sezione di tiro.

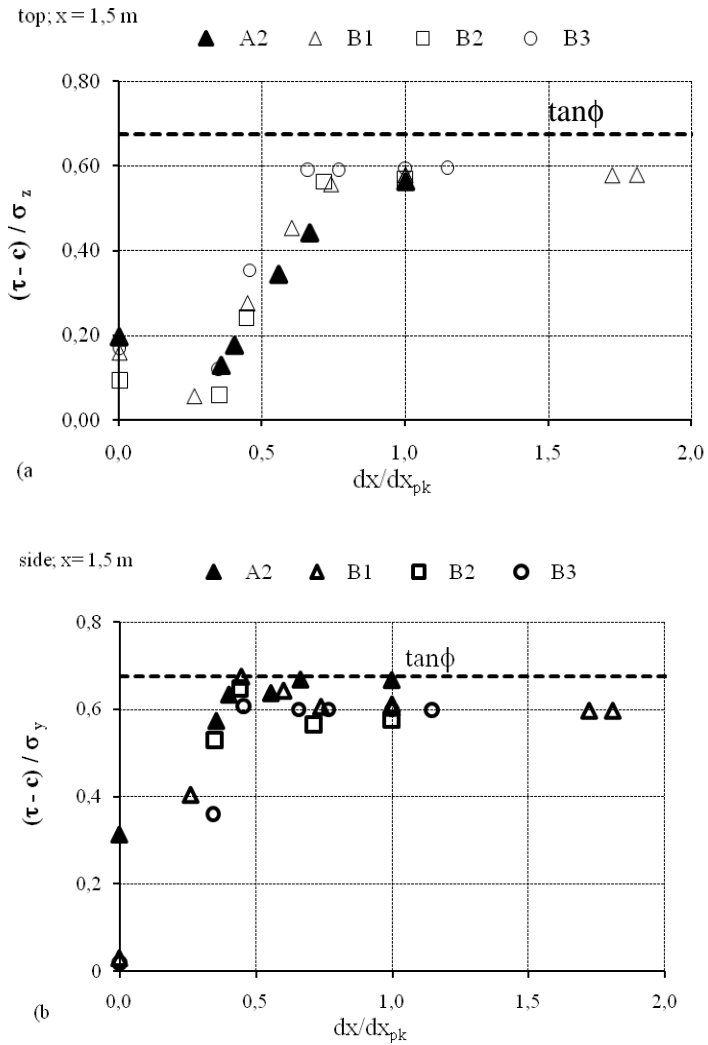


Figura 5.10 : Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau-c)/\sigma_n$) nella sezione trasversale $x=1.5$ m in testa (a) e sul lato (b) del chiodo.

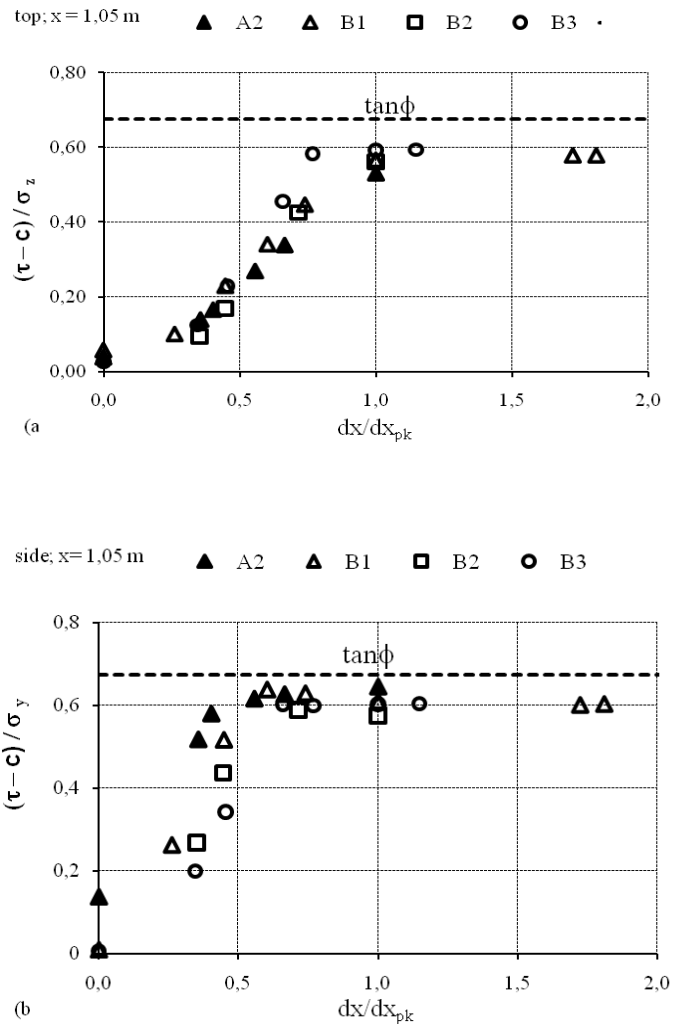


Figura 5.11: Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau-c)/\sigma_n$) nella sezione trasversale $x=1.05\text{m}$ in testa (a) e sul lato (b) del chiodo.

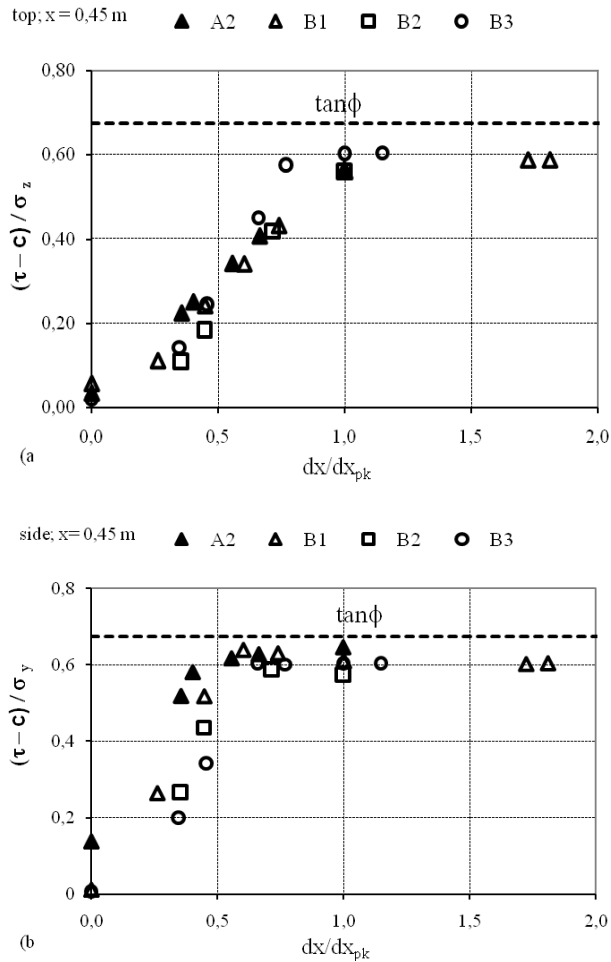


Figura 5.12: Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau-c)/\sigma_n$) nella sezione trasversale $x=0.45\text{m}$ in testa (a) e sul lato (b) del chiodo.

Infine si può notare come la resistenza al taglio mobilitata, espressa come $\tan\phi^*$, sia molto più grande del valore di μ , ricavato dall'equazione (2.5), e cioè come resistenza al taglio massima mediata lungo l'intero perimetro del chiodo a contatto con il terreno, diviso la tensione verticale di confinamento applicata.

La ragione di questa differenza sta nella corretta stima della tensione normale agente all'interfaccia che è diversa da quella litostatica teorica.

I risultati sono stati interpretati in termini di μ medio che di $\mu(x)$ locale ricavati utilizzando le equazioni:

$$\bar{\tau}(x) = \mu \sigma_z = \frac{F_{\max}}{\pi DL} \quad (5.1)$$

in cui $\bar{\tau}(x)$ è la risultante degli sforzi di taglio lungo tutta la superficie del chiodo (πDL) quando si raggiunge la massima sollecitazione di trazione della barra, F_{\max} ;

$$\tau_x = \mu(x) \cdot \sigma_z. \quad (5.2)$$

in cui τ_x è la sollecitazione tangenziale media lungo il perimetro del chiodo nel generico punto x , e σ_z è la tensione verticale di confinamento applicata (nel nostro caso pari a 100 kPa).

Prova	μ	$\mu (x=0,2)$	$\mu (x=0,4)$	$\mu (x=0,8)$	$\mu (x=1,2)$
B1	0,20	0,35	0,37	0,38	0,41
B2	0,24	0,30	0,35	0,41	0,39
B3	0,25	0,42	0,46	0,50	0,52
A2	0,24	0,40	0,43	0,44	0,47

Tabella V.b: Valori di μ e $\mu(x)$ alla fine della prova di sfilamento.

I valori locali di $\mu(x)$ calcolati in corrispondenza di diverse sezioni, corrispondenti anche alla posizione degli estensimetri lungo la barra nel caso sperimentale, sono generalmente più grandi del valore di μ medio (eq.5.1), e il valore di $\mu(x)$ cresce all'aumentare della distanza lungo il chiodo dal punto di applicazione del tiro (Fig.5.13).

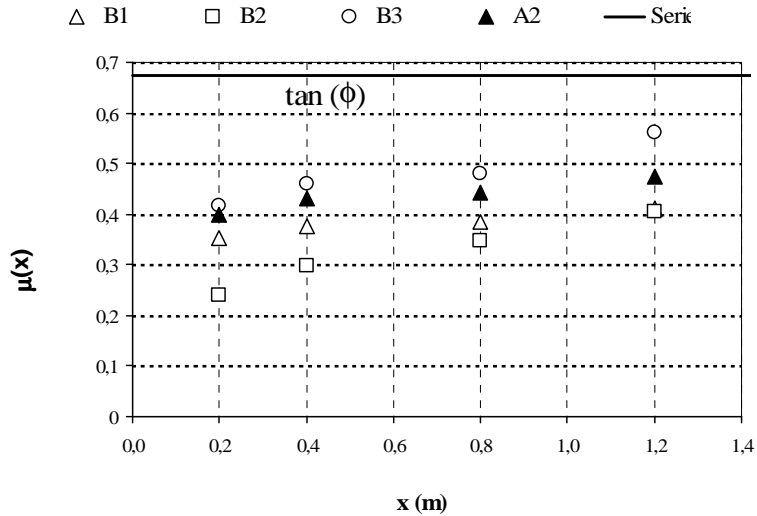


Figura 5.13 : Valori di $\mu(x)$ in quattro sezioni di misura alla fine della simulazione numerica dello sfilamento.

Al contrario, il meccanismo di rottura progressiva prima descritto dovrebbe essere espresso da un valore del coefficiente d'attrito all'interfaccia che diminuisce o si mantiene costante all'aumentare della distanza dal punto di applicazione del tiro. Entrambi questi aspetti, apparentemente inaspettati, possono essere spiegati facendo riferimento alla distribuzione della tensione normale σ_z e alla distribuzione delle τ_{xz} alla fine dell'applicazione del tiro (Fig.5.14). Sul profilo superiore del chiodo (punto 1) la tensione verticale differisce da quella litostatica teorica (107 kPa) e utilizzata per ricavare μ e $\mu(x)$, e non è costante lungo il chiodo.

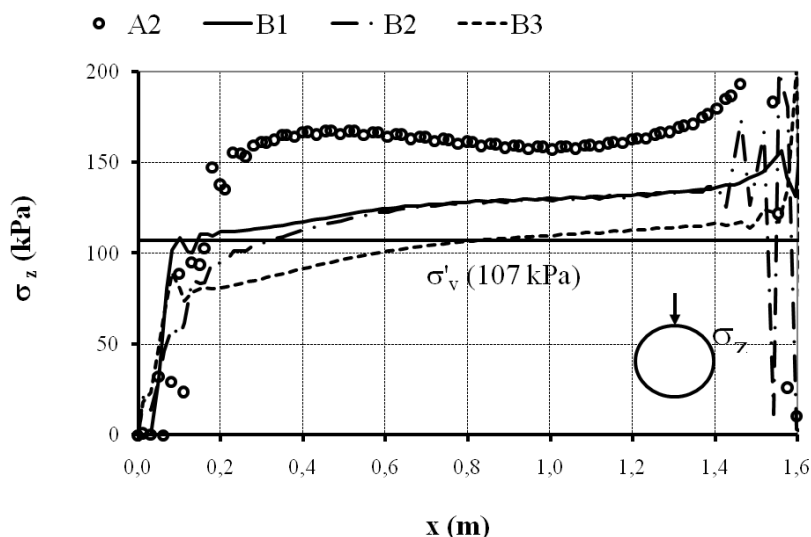


Figura 5.14 : Confronto tra le distribuzioni di σ_z nel punto 1 alla fine della prova di sfilamento per i diversi casi in analisi e il valore teorico di tensione verticale di confinamento applicata $\sigma_z=107$ kPa.

La stessa cosa si nota se si analizza la distribuzione della sollecitazione tangenziale nello stesso punto del chiodo (Fig.5.15). Agli estremi del chiodo, le simulazioni mostrano una significativa variazione di stato tensionale: vicino al piano frontale, la rapida diminuzione di tensione normale va attribuita all'effetto dell'elevata differenza di rigidezza tra la piastra in acciaio e il terreno, e al trasferimento dei carichi da terreno alla piastra per effetto dell'interazione a taglio al contatto; all'estremo libero del chiodo invece, la sollecitazione tangenziale cresce e poi diminuisce rapidamente e dovrebbe ridursi anche il valore di $\mu(x)$ invece aumenta perché si riduce anche lo stato tensionale. I valori di $\mu(x)$ mostrati in figura 5.13, ricavati con l'equazione (5.1), non tengono conto di questo complesso meccanismo di distribuzione dello stato tensionale e sovrastimano il valore del coefficiente d'attrito all'interfaccia per $\sigma_z(x) > 107$ kPa, mentre lo sottostimano per $\sigma_z < 107$ kPa. Gli stessi risultati in termini di andamento delle tensioni normali, degli sforzi di taglio, grado di mobilitazione ed evoluzione della direzione della sollecitazione tangenziale maggiore, sono stati ottenuti facendo variare per l'analisi numerica B1 la pressione di confinamento verticale applicata (Tab.Va).

Sia con una pressione di confinamento di 50 kPa (simulazione B1_50, Fig.5.16) che di 150 kPa (simulazione B1_150, Fig.5.17) i risultati sono uguali a quelli ottenuti nel caso B1 in cui la pressione di confinamento è di 100 kPa.

Anche in questi casi, a seguito dello sfilamento del chiodo, le tensioni verticali σ_z aumentano mentre quelle orizzontali σ_y diminuiscono.

In particolare dal confronto tra i risultati si può notare come la mobilitazione dell'angolo d'attrito all'interfaccia sia indipendente dalla pressione di confinamento applicata in testa al chiodo e sui lati, e in qualsiasi sezione di misura scelta lungo il chiodo (Fig.5.18, 5.19 e 5.20).

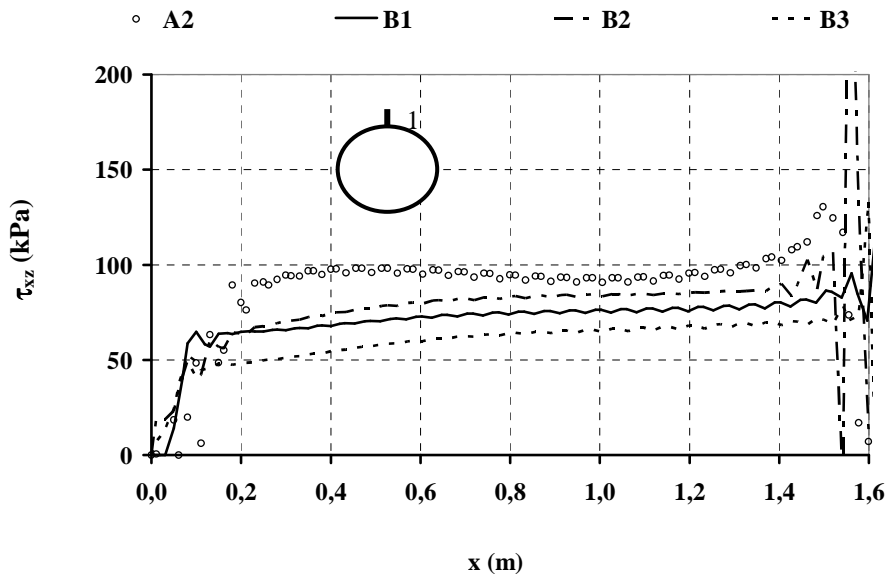


Figura 5.15 : Distribuzione della sollecitazione tangenziale τ_{vz} che si misura all'interfaccia lungo il chiodo alla fine della simulazione della prova di sfilamento, nel punto 1.

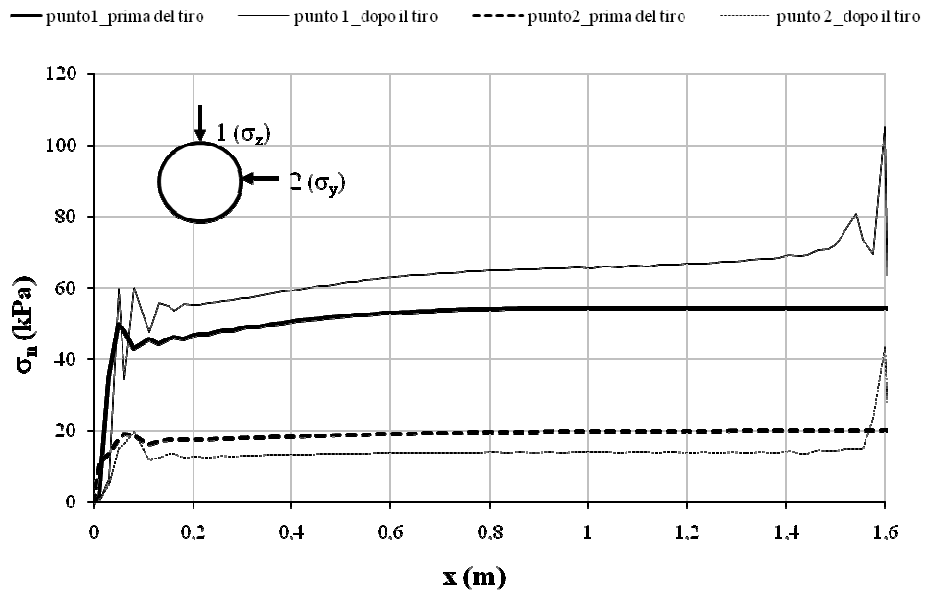


Figura 5.16 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno prima, linea marcata, e dopo lo sfilamento, linea sottile, nei punti 1 e 2 per la prova B1_50.

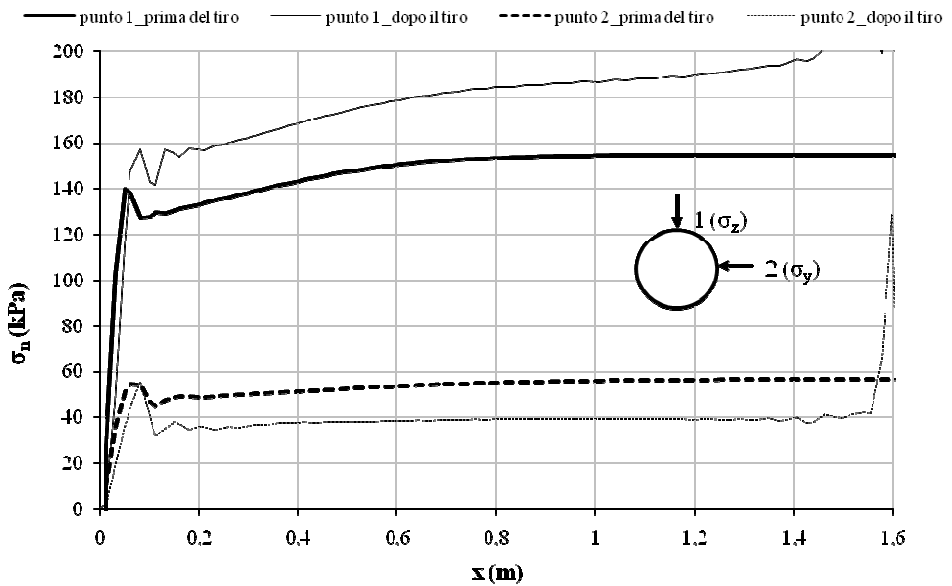


Figura 5.17 : Tensione normale all'interfaccia chiodo terreno prima, linea marcata, e dopo lo sfilamento, linea sottile, nei punti 1 e 2 per la prova B1_150.

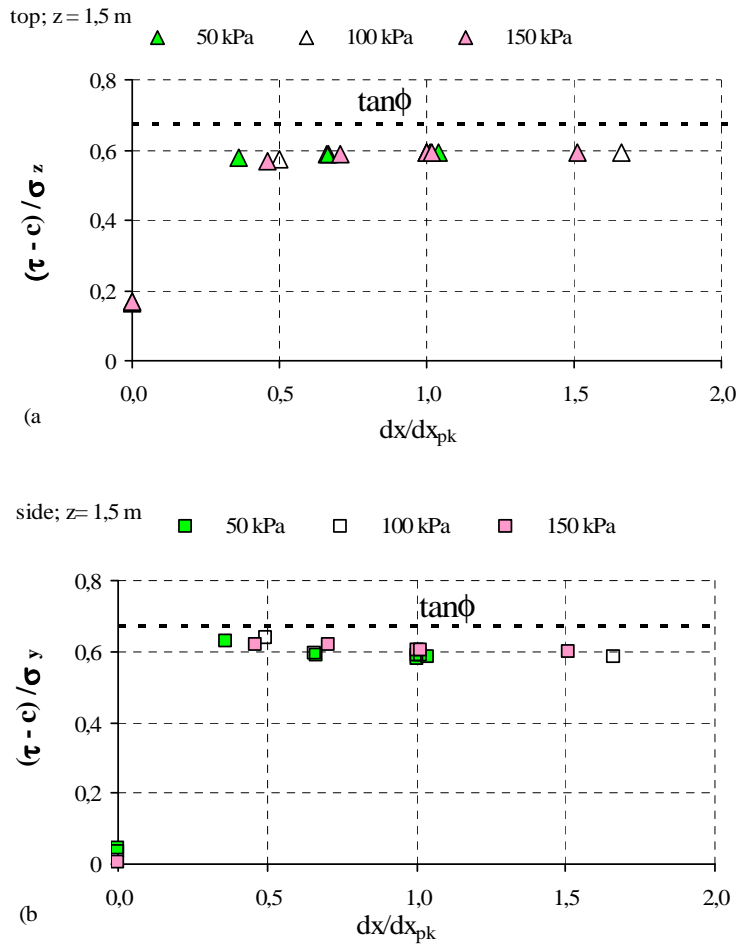


Figura 5.18 : Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau - c) / \sigma_n$) nella sezione trasversale $x = 1.5 \text{ m}$ in testa (a) e sul lato (b) del chiodo per diverse tensioni di confinamento.

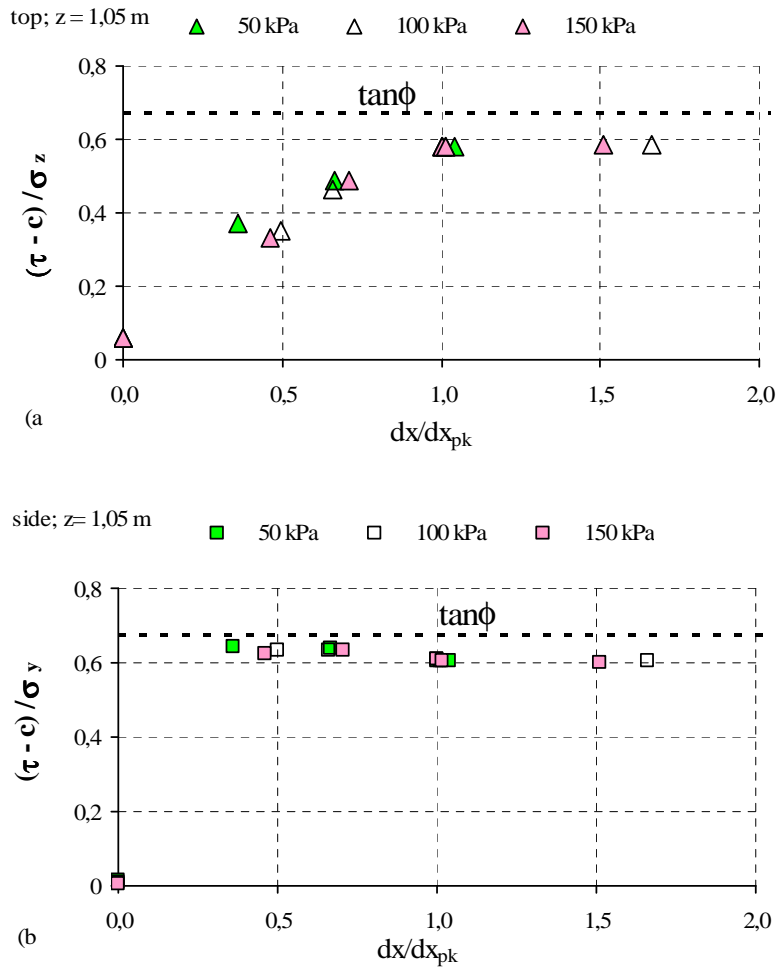


Figura 5.19 : Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau-c)/\sigma_n$) nella sezione trasversale $x=1.05m$ in testa (a) e sul lato(b) del chiodo per diverse tensioni di confinamento.

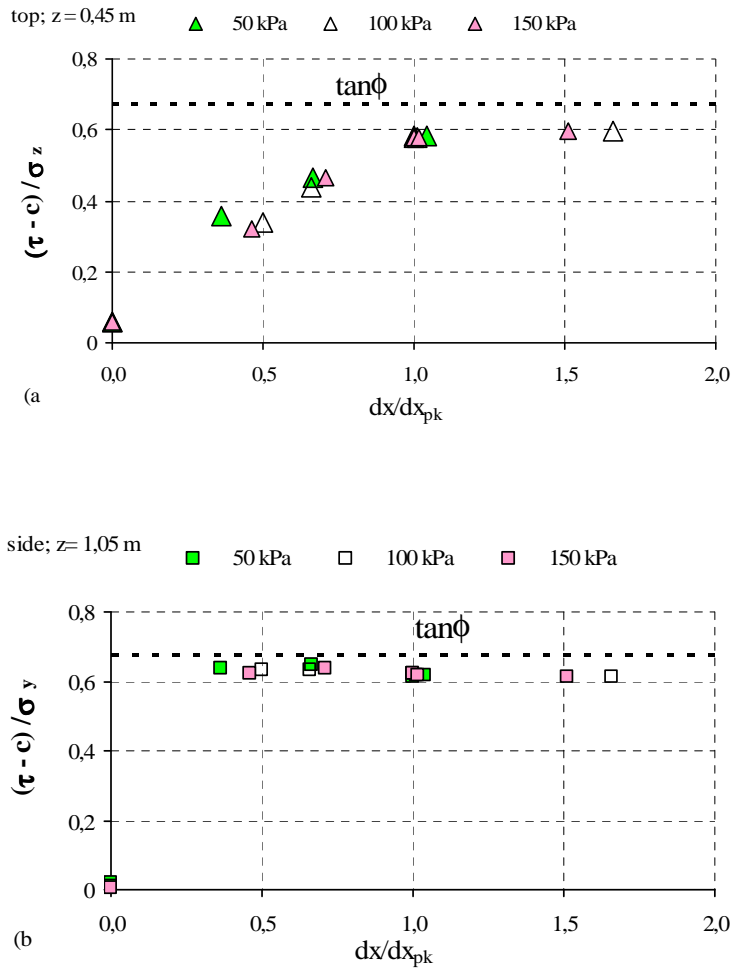


Figura 5.20: Evoluzione dell'angolo d'attrito mobilitato all'interfaccia ϕ^* (definito come rapporto $(\tau - c) / \sigma_n$) nella sezione trasversale $x = 0.45$ m in testa (a) e sul lato (b) del chiodo per diverse tensioni di confinamento.

5.4 Analisi III: simulazione di prove di laboratorio

Il seguito delle analisi numeriche hanno avuto come fine ultimo la simulazione delle prove di sfilamento eseguite in laboratorio nel corso della sperimentazione fisica.

Se si considerano tutte le prove eseguite con la barra in acciaio, si è visto che è possibile dividerle per gruppi in base alla tensione verticale applicata al campione di terreno.

Considerando solo le prove eseguite con una tensione verticale di 100 kPa, possiamo notare come nella prova A1 (Fig.4.1b Cap.4) si raggiunga un valore sia di resistenza media mobilitata e sia di rigidezza intermedio rispetto a tutte le 5 prove; si è quindi deciso di utilizzare questa prova per la modellazione numerica della prova di sfilamento, prova SMC1 in Tabella V.a.

Come modello costitutivo per il terreno si è scelto di utilizzare in partenza quello basato sul criterio di resistenza di Mohr Coulomb, elastico perfettamente plastico, ed all'elemento terreno sono stati assegnati i parametri meccanici della prova A1 (vedi Tabella III.c e Tabella V.a).

Assegnando all'elemento terreno del modello numerico i parametri di resistenza e rigidezza ricavati per la prova di laboratorio A1, la resistenza media mobilitata all'interfaccia è leggermente superiore rispetto a quella misurata in laboratorio, mentre la curva forza spostamento risulta molto più rigida (Fig.5.21). Se la differenza in termini di rigidezza può essere imputata sia al modello costitutivo scelto per il terreno sia alla stima del valore del modulo di rigidezza ricavato dalle misure assestometriche all'interno del campione di terreno, la differenza tra la simulazione numerica e la curva sperimentale in termini di resistenza è da ricercare nella modellazione del meccanismo di rottura all'interfaccia terreno rinforzo, che come detto precedentemente risulta alquanto complesso.

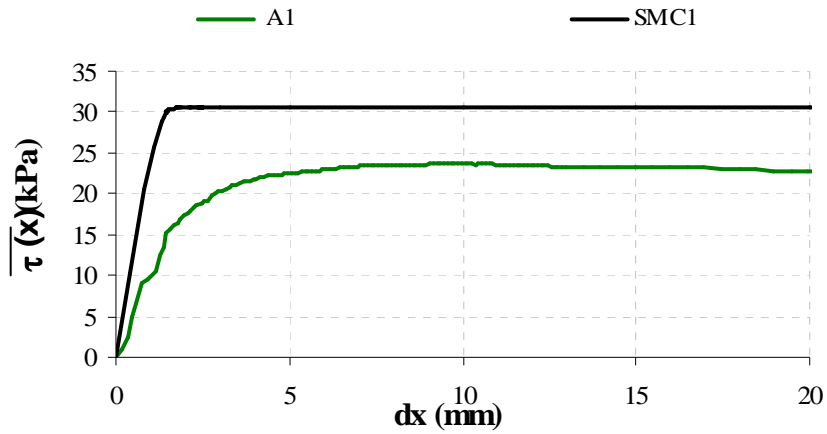


Figura 5.21: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e la simulazione numerica SMC1.

Per ottenere con la simulazione numerica lo stesso risultato in termini di resistenza media mobilitata della prova in laboratorio si è fatto variare il coefficiente d'attrito all'interfaccia terreno chiodo dal valore di $\tan\delta = \tan\varphi$ al valore $\tan\delta = 0.5\tan\varphi$ (simulazioni SMC1 a SMC5, Tabella V.a).

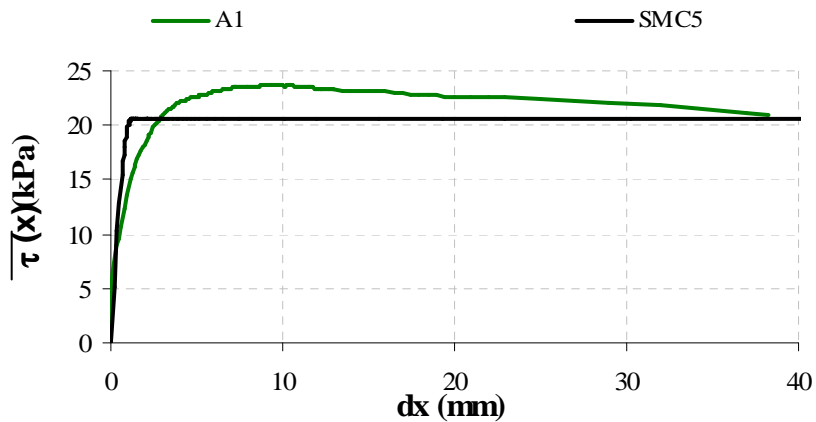


Figura 5.22: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e la simulazione numerica SMC5.

Le differenze tra la simulazione numerica e la prova sperimentale persistono per quanto riguarda la rigidezza delle due curve.

A tal proposito per migliorare il modello numerico si è scelto di operare sul valore della rigidezza assegnata all'elemento terreno, facendolo variare in funzione della rigidezza della curva sperimentale fino ad ottenere dalla simulazione numerica lo stesso andamento.

Evidenziano le due curve, relative al caso sperimentale A1 ed alla simulazione SMC5, per i primi 10 mm di spostamento si può chiaramente vedere come la pendenza tra le due curve sia notevolmente differente (Fig.5.23).

Dal rapporto tra le pendenze dei tratti iniziali delle due curve β_{SMC5}/β_{A1} (Fig.5.23) si può dedurre di quanto è stato sovrastimato il modulo elastico assegnato all'elemento terreno nella simulazione numerica; nel caso in esame tale rapporto è pari a 2.73.

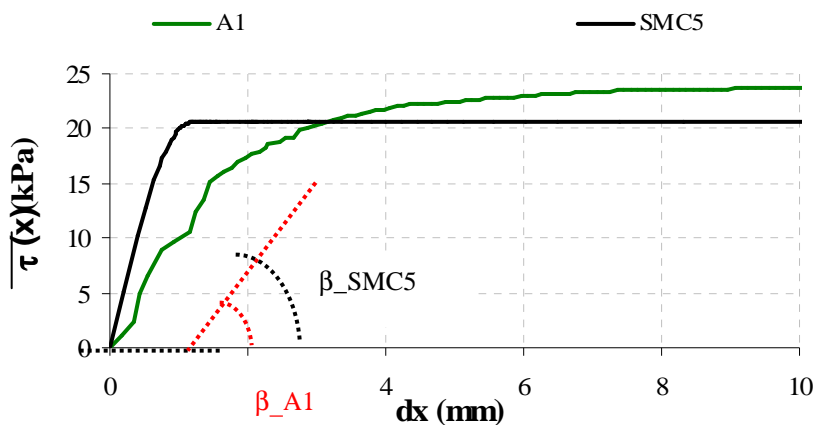


Figura 5.23: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Differenza tra le pendenze del tratto iniziale delle due curve.

Facendo variare esclusivamente il valore assegnato al modulo elastico dell'elemento terreno ($E1$ in Tabella V.a): partendo dal valore di $E1$ assegnato nella simulazione SMC5 lo si è scalato in un primo momento di un fattore 2.73 pari come visto al rapporto tra le pendenze delle due curve (simulazione SMC6, Tabella V.a) e poi corretto fino ad arrivare ad una risultato della curva forza spostamento,

risultante dalla simulazione numerica SMC7 molto simile a quella sperimentale (Fig.5.24).

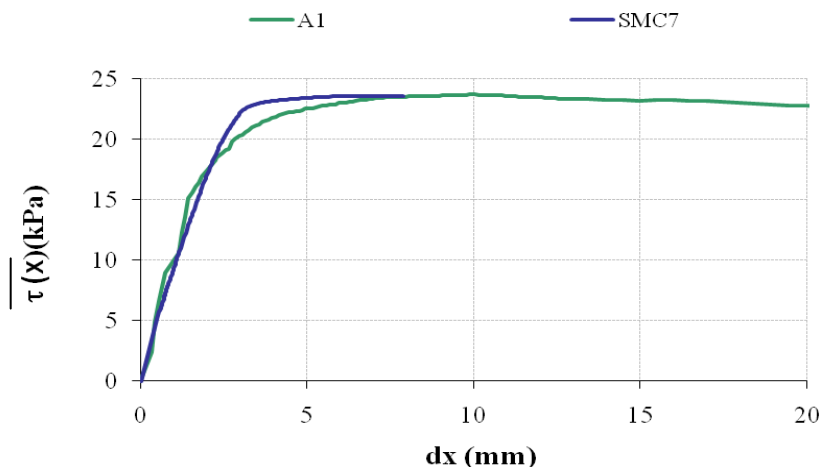


Figura 5.24: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e la simulazione numerica SMC7.

Come evidente dalla Fig.5.24, le due curve sono molto simili a meno del punto di curvatura che è meno accentuato nella prova di laboratorio. Questo è un limite del modello costitutivo scelto per l'elemento terreno, elastico perfettamente plastico, che può essere corretto scegliendone uno più complesso. A tale scopo si è scelto di utilizzare come modello costitutivo del terreno un modello *Hardening Soil*. Di tutti i parametri del modello costitutivo per l'elemento terreno del tipo *Hardening Soil*, nel nostro caso sono stati assegnati esclusivamente:

- i parametri di resistenza del terreno c e φ ;
- il valore del modulo di rigidezza del terreno $E_{50}=E1$;
- R_f

mentre per tutti gli altri parametri, non indicati in Tabella V.a, sono stati lasciati i valori di *default*.

Confrontando le simulazioni SMC7 e SHS1 che differiscono solo per il modello costitutivo, mentre i valori dei parametri sono uguali, di può vedere come utilizzare un modello costitutivo per il terreno di tipo incrudente comporti un aumento di rigidità nella curva forza spostamento, mentre il valore di resistenza media mobilitata, unicamente legata ai parametri di resistenza, è di poco dissimile tra le due simulazioni (Fig.5.25).

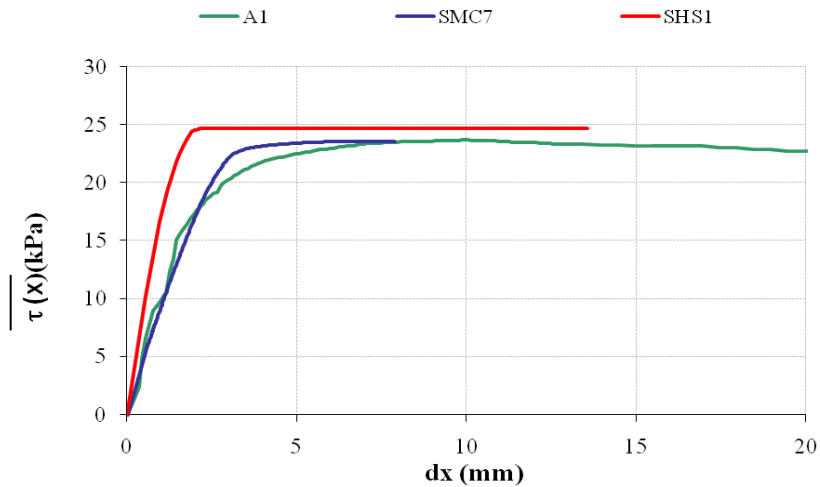


Figura 5.25: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx. Confronto tra la prova sperimentale A1 e le simulazioni numeriche SMC7 e SHS1.

Per ottenere la stessa rigidità della curva forza spostamento sperimentale anche nella simulazione numerica con il modello costitutivo per il terreno di tipo incrudente, è stato necessario diminuire il valore del modulo di rigidità $E1$: la simulazione SHS2 in cui tale modulo è stato dimezzato ripropone per il tratto di curva iniziale la stessa pendenza del caso sperimentale e della simulazione SMC7 (Fig.5.26).

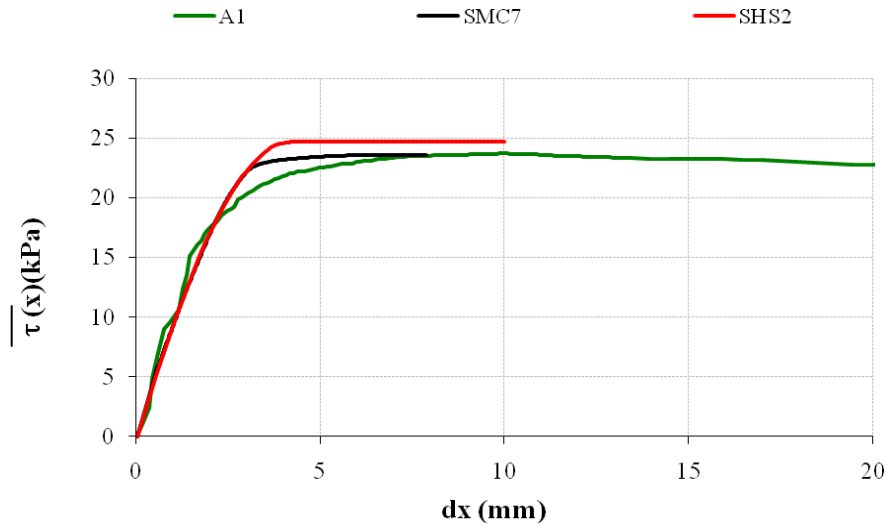


Figura 5.26: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e le simulazioni numeriche SMC7 e SHS2.

Persiste comunque anche nella simulazione SHS2 una differenza per quanto riguarda il valore massimo di resistenza al taglio mobilitata all'interfaccia sia con la simulazione SMC7 sia con il caso sperimentale A1.

Per ottenere un valore di resistenza al taglio mobilitata uguale a quello della prova sperimentale, è stato fatto variare il valore del parametro R_f , la migliore simulazione, SHS3, si ottiene per $R_f=0.99$ (Fig.5.27).

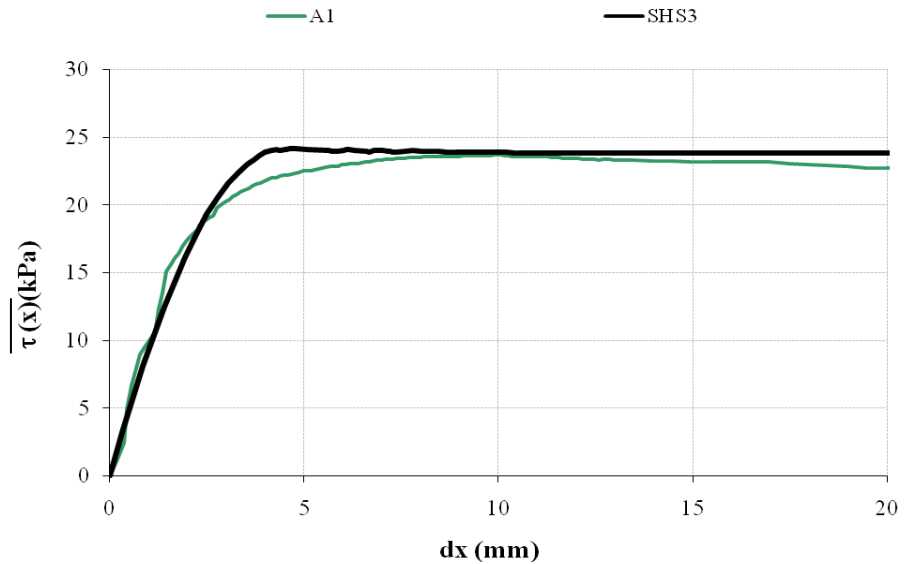


Figura 5.27: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e la simulazione numerica SHS3.

Le cose non cambiano se nella simulazione numerica, all'elemento interfaccia interposto tra l'elemento chiodo e quello terreno si assegna invece che un modello costitutivo incoerente come per il terreno, un modello elastico perfettamente plastico (SHS4, Fig.5.28).

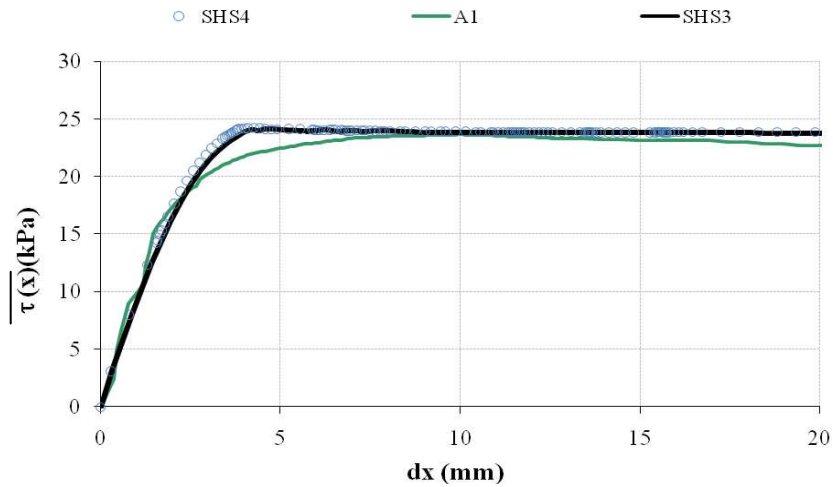


Figura 5.28: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx . Confronto tra la prova sperimentale A1 e le simulazioni numeriche SHS3 e SHS4.

5.4.1 Simulazione di prove di laboratorio mediante scarico tensionale all'atto dell'installazione dell'elemento chiodo.

Tutte le simulazioni numeriche presentate fino a questo momento sono state eseguite con lo scopo di ottenere lo stesso risultato di una prova di sfilamento reale variando i parametri meccanici assegnati all'elemento terreno e all'elemento interfaccia con un'analisi a ritroso.

Più che al valore della resistenza allo sfilamento le analisi sono state eseguite per ottenere con buona approssimazione la stessa rigidezza della prova di laboratorio nella simulazione numerica.

La sperimentazione fisica (Cfr.4.3) ha mostrato come ad incidere sulla resistenza mobilitata all'interfaccia non sia solo il coefficiente d'interfaccia $\tan\delta$ ma anche lo stato tensionale medio che viene generato intorno al chiodo a seguito dell'installazione e che, come ampiamente discusso, varia sia longitudinalmente che radialmente al chiodo.

Le analisi numeriche permettono di controllare la variazione di stato tensionale intorno all'elemento chiodo a seguito della sua attivazione, e di verificare quanto questa incida sulla resistenza mobilitata all'interfaccia terreno chiodo.

Per queste simulazioni sono stati tenuti costanti sia il modello costitutivo adottato per l'elemento terreno, di tipo incrudente, sia i parametri meccanici assegnati a tale elemento (Tab.V.a). Inoltre per queste simulazioni il coefficiente d'attrito all'interfaccia è stato posto pari al coefficiente d'attrito del terreno in condizioni di stato critico.

Come riferimento iniziale è stata eseguita una prima simulazione numerica in cui non si è applicata alcuna variazione di stato tensionale intorno all'elemento chiodo a seguito della sua installazione (VHS1, Tab.V.a), e che ha fornito un certo valore di resistenza al taglio.

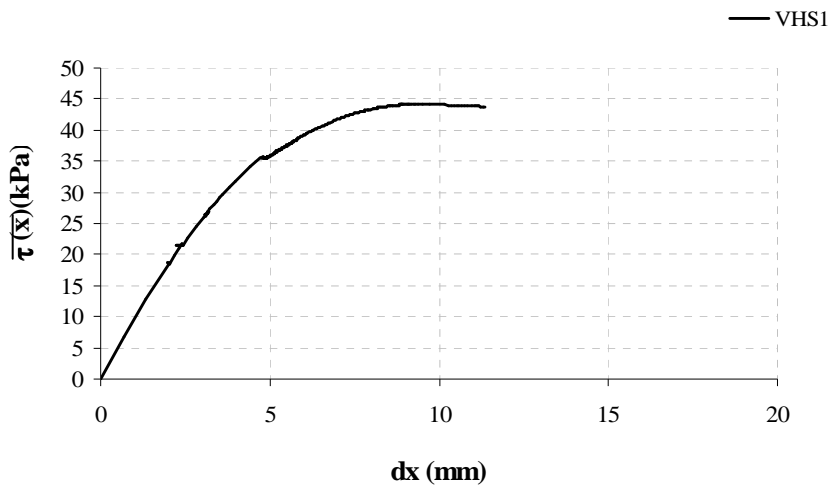


Figura 5.29: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , simulazione numerica VHS1.

Successivamente, sono state eseguite altre simulazioni applicando variazioni sempre maggiori di tensione normale intorno all'elemento chiodo nella fase successiva alla sua attivazione: come ovvio all'aumentare della variazione di stato tensionale rispetto alla condizione iniziale si ottengono valori di resistenza al taglio mobilitata minori.

Per una tensione verticale di confinamento di 100 kPa uniformemente distribuita sull'elemento terreno, la massima riduzione di tensione verticale normale all'interfaccia che si riesce ad ottenere è dell'ordine dell'85% (Fig.5.30, simulazione VHS6), che corrisponde ad una riduzione in termini di resistenza media al taglio dell'ordine del 45-50% (Fig.5.31).

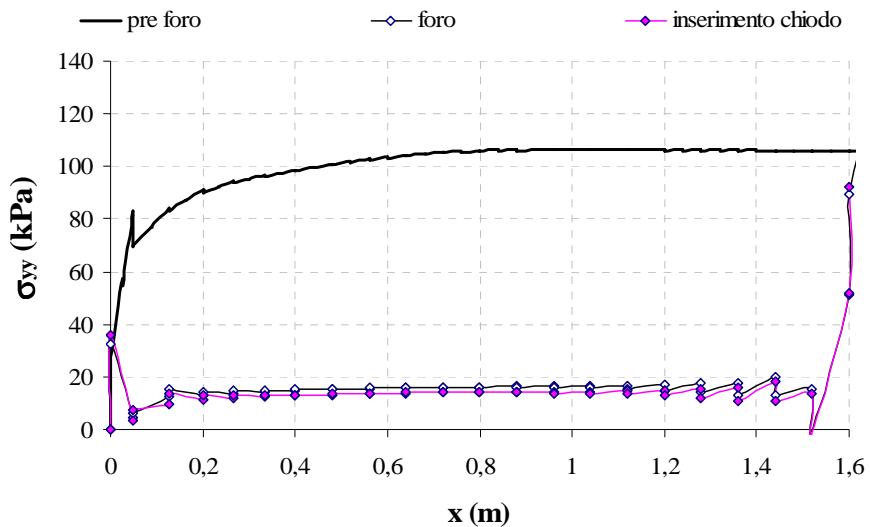


Figura 5.30: Variazione di tensione verticale agente in direzione normale all'interfaccia nel punto 1 (Fig.5.1b), lungo il chiodo, a seguito dell'installazione del chiodo per la prova VSH6.

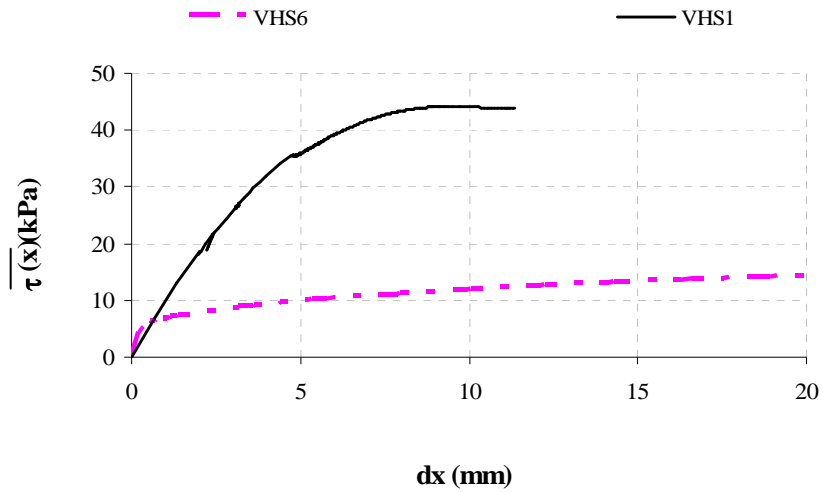


Figura 5.31: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra le simulazioni numeriche VHS1 e VSH6.

Variando così esclusivamente la riduzione di tensione all'interfaccia a seguito dell'installazione dell'elemento chiodo è stato possibile simulare diverse prove di sfilamento eseguite in laboratorio (Fig.5.32,5.33 e 5.34).

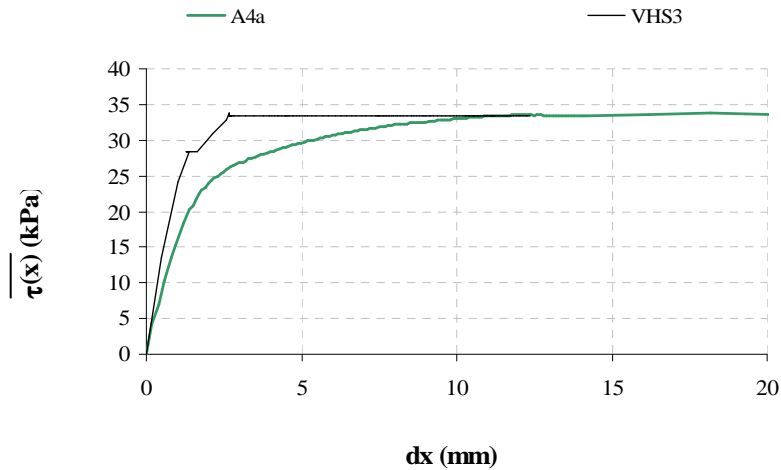


Figura 5.32: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra le simulazioni numeriche VHS3 e la prova sperimentale A4a.

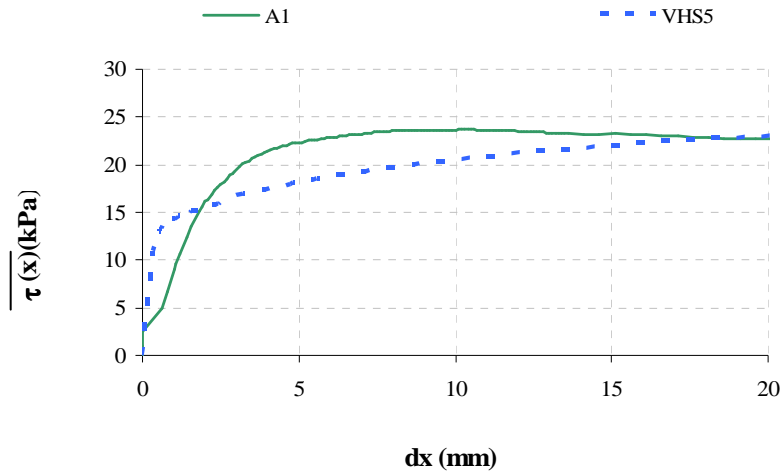


Figura 5.33: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra le simulazioni numeriche VHS5 e la prova sperimentale A1.

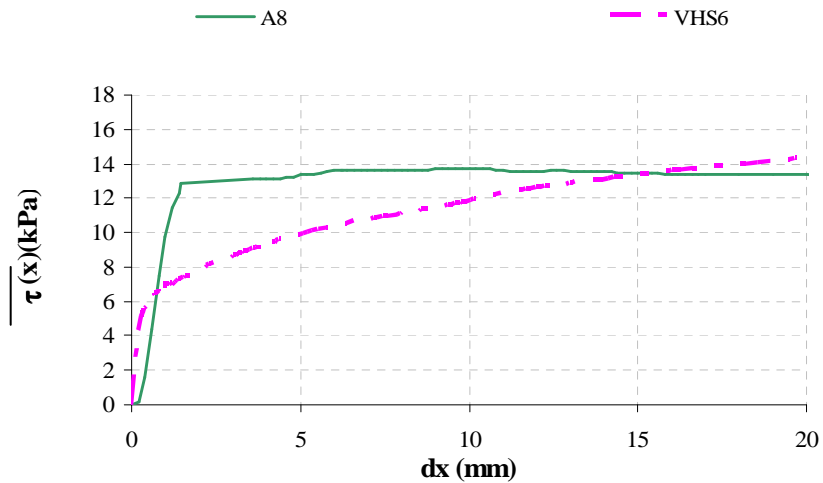


Figura 5.34: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra le simulazioni numeriche VHS6 e la prova sperimentale A8.

Allo stesso modo sono state simulate anche le prove di laboratorio eseguite con una tensione di confinamento verticale di 150 kPa (Fig.5.35 e 5.36).

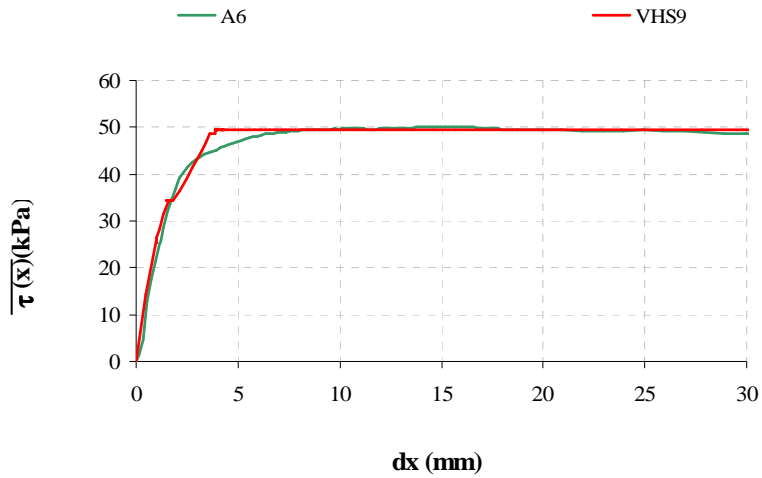


Figura 5.35: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra la simulazione numerica VHS9 e la prova sperimentale A6.

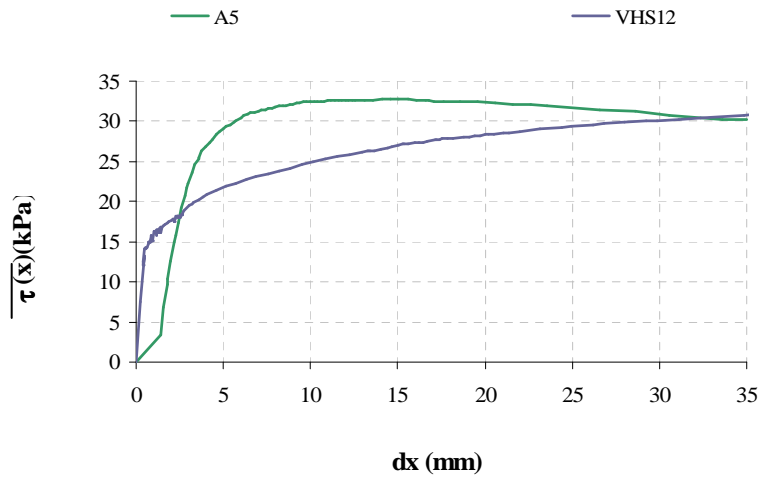


Figura 5.36: Curva resistenza media mobilitata all'interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx , confronto tra la simulazione numerica VHS12 e la prova sperimentale A5.

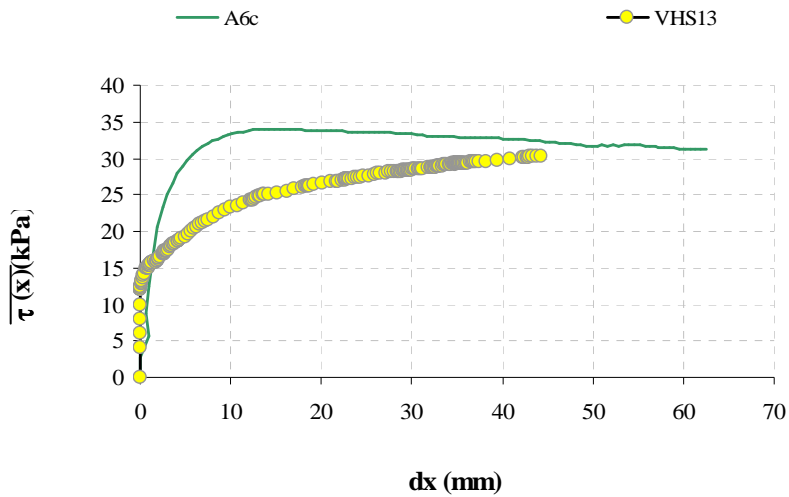


Figura 5.37: Curva resistenza media mobilitata all’interfaccia terreno chiodo in funzione dello spostamento dx, confronto tra la simulazione numerica VHS13 e la prova sperimentale A6c.

Alla luce dei risultati di tutte queste simulazioni numeriche è possibile interpretare i risultati della sperimentazione fisica (Fig.4.8 cfr.4.2) sotto un’ottica diversa. Si ricorda però che le simulazioni numeriche hanno riguardato solo le prove condotte ad una tensione di confinamento superiore ai 100 kPa. Manca dunque una verifica per le prove sperimentali eseguite a 50 kPa.

Se si esprimono i risultati di tutte le prove di laboratorio in termini di tensione media:

$$\sigma_{media} = \frac{\tau_l}{\tan \phi} \quad (5.3)$$

si può vedere come le variazioni in termini di resistenza possono essere espresse come variazioni in termini di tensione media agente all’interfaccia chiodo terreno, e come queste variazioni sono anche dell’ordine dell’80% rispetto alla tensione media ideale corrispondente alla tensione di confinamento verticale applicata (Fig.5.38 e 5.39), già definita come:

$$\sigma_{m,i} = \sigma_v \left(\frac{1 + K_0}{2} \right) \quad (5.4)$$

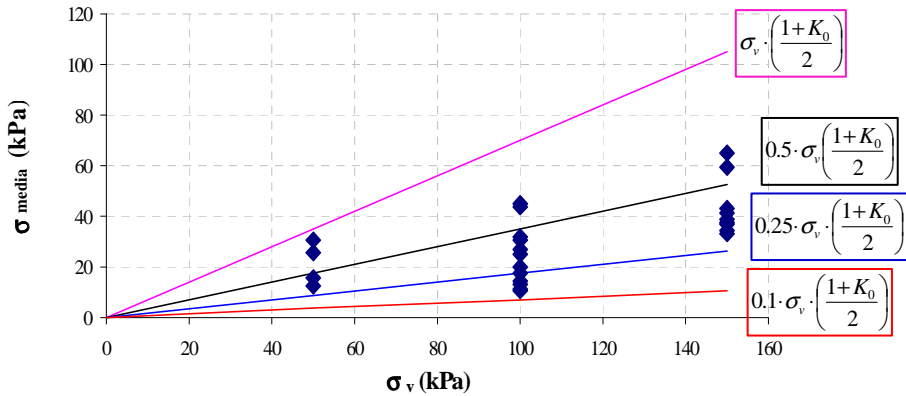


Figura 5.38 : Risultati delle prove di sfilamento eseguite in laboratorio espressi in termini di tensione media (eq.5.3) in funzione della tensione verticale di confinamento applicata al campione di terreno.

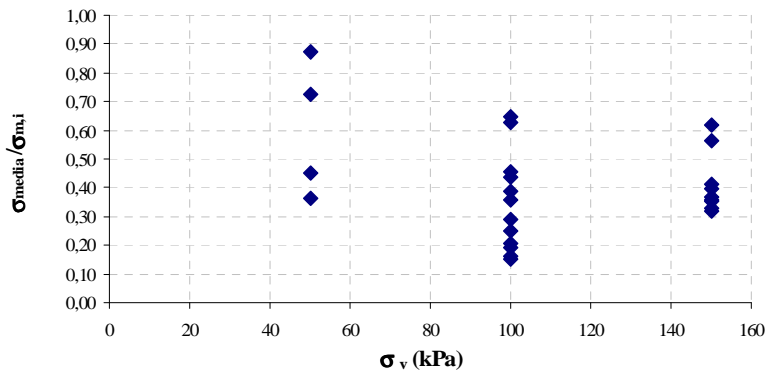


Figura 5.39: Rapporto tra la tensione media agente intorno al chiodo (eq.5.3) e la tensione media ideale (eq.5.4) in funzione della tensione verticale di confinamento uniformemente applicata al campione di terreno.

Da un confronto dunque tra le analisi numeriche e quelle sperimentali è stato possibile notare come tale variazione di stato tensionale sia quasi esclusivamente legata alla modalità di installazione del rinforzo e poco dipendete dai parametri di stato del terreno.

Come si osserva in Fig.5.40, i risultati sperimentali indicano una certa correlazione tra la riduzione di tensione media normale all'interfaccia ed il contenuto d'acqua del terreno, con valori che diminuiscono all'aumentare di quest'ultimo. I dati però risultano alquanto dispersi, con una correlazione più forte solo per le prove corrispondenti alla tensione verticale di confinamento di 100 kPa (indicatori blu in Fig.5.40).

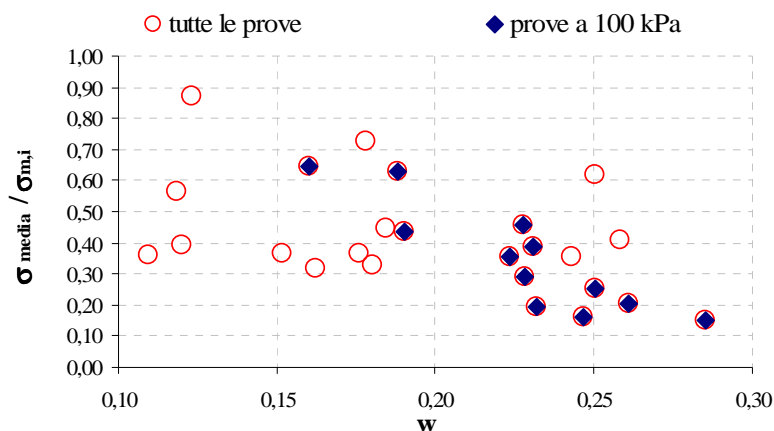


Figura 5.40: Rapporto tra la tensione media agente intorno al chiodo (eq.5.3) e la tensione media ideale (eq.5.4) in funzione del contenuto d'acqua misurato nel campione di terreno alla fine prova di sfilamento.

Sembra dunque che lo scarico tensionale all'interfaccia giochi un ruolo fondamentale, esso riesce a giustificare in buona parte la dispersione dei risultati sperimentali osservata. In Fig.5.41 sono riportati con dei cerchietti le simulazioni numeriche che consentono di riprodurre l'andamento osservato sperimentalmente a parità di tensione media agente all'interfaccia. Le analisi numeriche sono state effettuate riducendo progressivamente le tensioni normali all'interfaccia, e quindi, in Fig.5.41, muovendosi verso il basso lungo una verticale a partire dalla retta superiore relativa allo scarico nullo.

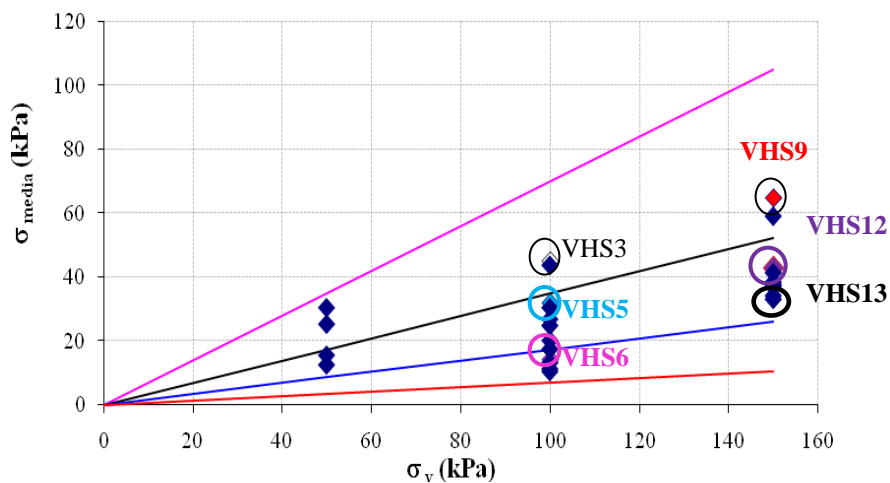


Figura 5.41 : Risultati delle prove di sfilamento eseguite in laboratorio espressi in termini di tensione media (eq.5.3) in funzione della tensione verticale di confinamento applicata al campione di terreno. Con i cerchietti di diverso colore, a cui è associata la sigla della simulazione numerica (Tab.V.a), sono evidenziati i valori della tensione media delle analisi che hanno restituito un risultato identico a quello della sperimentazione fisica.

6.CONCLUSIONI

6.1 Finalità del lavoro

Il lavoro di tesi è stato indirizzato allo studio dell'applicabilità della tecnica del *soil-nailing* ai terreni piroclastici del napoletano, focalizzando l'attenzione sul meccanismo di mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia per il caso di elementi di rinforzo direttamente infissi nel terreno.

Ai fini della pratica progettuale sarebbe di grande utilità ricavare un'espressione semplificata, del tipo dell'eq.(2.5), per il calcolo della resistenza allo sfilamento offerta dal rinforzo. Tale espressione condensa tutte le variabili del problema, sia quelle legate alle proprietà di stato e di resistenza del terreno sia quelle legate alla geometria del rinforzo ed alla tecnica di installazione, in un unico coefficiente d'interfaccia μ . Le indicazioni di letteratura a riguardo si riferiscono prevalentemente a formulazioni empiriche basate su risultati ottenuti da prove di sfilamento su chiodi cementati. Poco è noto per quanto riguarda l'applicabilità della formula semplificata ai chiodi direttamente infissi. Il fine ultimo di questo lavoro di tesi è stata la stima del coefficiente d'interfaccia μ che per i terreni, i rinforzi e la tecnica di installazione utilizzata, fosse il frutto di uno studio il più completo possibile.

A tal fine è stata sviluppata un'attrezzatura di grandi dimensioni per l'esecuzione di prove di sfilamento in laboratorio, presente presso il laboratorio di Napoli del DIGA (sez. Geotecnica), che è ora in grado di svolgere prove di sfilamento a

velocità di spostamento del chiodo controllata, su chiodi strumentati, in modo del tutto automatico. La progettazione e la messa a punto dell'apparecchiatura è stata alquanto complessa, anche a causa delle sue dimensioni e caratteristiche inusuali. A questa prima parte del lavoro, che potrebbe essere definita preparatoria sebbene non meno importante della successiva, è seguita la sperimentazione vera a propria. I rinforzi sono stati sottoposti a prova in condizioni, parametri di stato e tensione di confinamento, tali da coprire l'intervallo di variazione dei parametri di maggiore influenza rispetto alle proprietà meccaniche del terreno oggetto di sperimentazione. Parallelamente alla sperimentazione fisica è stata anche condotta una modellazione numerica della prova di sfilamento tramite il programma agli elementi finiti Plaxis 3D; tali analisi hanno permesso di fare maggior chiarezza sui meccanismi di mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia terreno rinforzo.

6.2 Sintesi dei risultati ottenuti

L'insieme dei risultati esposti in questa tesi permette di trarre alcune conclusioni che sembrano di rilevante interesse per i problemi applicativi che sono all'origine di questa ricerca.

Inizialmente è stata condotta una sperimentazione rivolta principalmente allo studio dell'influenza dei parametri di stato del terreno e della tensione di confinamento applicata, utilizzando un solo tipo di rinforzo posto a diretto contatto con il terreno. Esprimendo la resistenza al taglio mediamente mobilitata lungo l'interfaccia chiodo terreno τ_1 in funzione della tensione verticale efficace alla Bishop $\sigma'_{v,i}$ si osserva un generale aumento della resistenza allo sfilamento all'aumentare dello stato tensionale. Si nota inoltre una certa influenza del grado di saturazione all'aumentare del quale, a parità di stato tensionale, la resistenza al taglio diminuisce.

In particolare, interpolando tutti i dati si ottiene un coefficiente d'interfaccia $\mu_1 = 0.2$; la dispersione dei dati è però significativa e ciò certamente dipende anche dall'inadeguatezza di $\sigma'_{v,i}$ a descrivere il complesso stato tensionale al contorno

del chiodo. Correggendo il valore della resistenza allo sfilamento in base alle misure di deformazione locale, il risultato in termini di coefficiente d'interfaccia cambia passando da $\mu_1 = 0.2$ a $\mu_1 \cong 0.4$.

I risultati possono essere espressi in termini di coefficiente correttivo $f_b=0.27-0.48$ che risulta inferiore rispetto a quelli indicati in letteratura (Jewell, 1990).

Grazie alle misure locali di deformazione, per ogni prova è possibile valutare l'evoluzione degli sforzi tangenziali medi all'interfaccia durante lo sfilamento lungo più tratti della barra. In generale le tensioni tangenziali medie misurate lungo la barra nel corso della prova sono significativamente diverse tra loro in ragione del meccanismo di trasferimento del carico. Va però osservato che con il procedere dello scorrimento della barra le tensioni medie misurate lungo i diversi tratti della barra solo in alcuni casi convergono verso un valore stazionario unico; nella maggior parte dei casi invece il valore stazionario della tensione tangenziale media è diverso in ciascuna sezione. Tale risultato è giustificabile se si suppone che le tensioni normali agenti sulla barra varino in modo significativo da un tratto all'altro. Le variazioni dello stato tensionale normale medio lungo la barra possono essere quantificate a partire dalla misura degli sforzi tangenziali medi lungo la barra, fissando un valore per il coefficiente d'interfaccia. Si osserva che lo stato tensionale lungo il perimetro del rinforzo è molto lontano dall'essere uniforme.

Le analisi numeriche hanno confermato la variabilità dello stato tensionale intorno al rinforzo ed evidenziato e come questa disuniformità abbia come logica conseguenza un meccanismo di rottura all'interfaccia molto complesso, con una mobilitazione molto più rapida sulle facce laterali del rinforzo dove, a parità di sforzi di taglio, l'obliquità della risultante della sollecitazione è maggiore a causa del minore valore della σ_n .

Alla luce dei risultati ottenuti sembra che la variabilità dello stato tensionale riscontrata nell'analisi sperimentale e confermata dalle analisi numeriche complichino di molto la modellazione semplificata del problema.

Tale non uniformità dello stato tensionale, che in sito è legata alla tecnica di installazione, non permette una semplice previsione del comportamento globale del chiodo. Al contrario, per i chiodi cementati è presumibile che la procedura esecutiva crei una maggiore uniformità dello stato tensionale nell'intorno del chiodo, consentendo stime più affidabili della resistenza allo sfilamento.

Utilizzare dunque un'espressione semplificata della resistenza allo sfilamento mobilitata all'interfaccia terreno rinforzo di chiodi a diretto contatto con il terreno è complicato in quanto, nella stima del coefficiente μ oltre ai fattori classici quali parametri di stato del terreno, fattori tecnologici, parametri geometrici del rinforzo, ha un peso fondamentale la disuniformità dello stato tensionale che si genera all'interfaccia terreno rinforzo.

Le ultime prove sono state rivolte allo studio dell'influenza della tecnica di installazione e della geometria del rinforzo sulla mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia; a tale scopo le prove sono state condotte sia con una barra in FRP che con una coclea in acciaio aventi rugosità superficiali molto diverse tra loro.

Le prove hanno mostrato come l'installazione della barra disturbi l'interfaccia terreno-rinforzo tanto più quanto è rapida.

Il disturbo legato all'infissione è ancor più significativo e dipende fortemente dalla rugosità del rinforzo sebbene ciò sia compensato, come ovvio, dalla maggiore resistenza al taglio che può essere mobilitata all'interfaccia sia per il maggior effetto di incastro legato alla rugosità molto accentuata sia per l'aliquota di resistenza aggiuntiva che si mobilita per effetto della spinta del terreno sulla superficie dell'elica.

6.3 Limiti del lavoro e suggerimenti per gli sviluppi futuri della ricerca

Le indicazioni ricavate da questo studio riguardano prevalentemente una sola tipologia di rinforzo, quello in acciaio a bassa rugosità superficiale, in quanto le prove di sfilamento eseguite con gli altri due tipi di rinforzi (frp e coclea in acciaio) sono in numero ridotto.

In linea generale però si può asserire che i chiodi sottoposto a prova, hanno poca efficienza in questi terreni; migliori risultati invece sono stati ottenuti con le eliche in acciaio. Appare dunque ovvio che la sperimentazione deve continuare con una tipologia di barra che risulti molto rugosa superficialmente, meglio se in fibra di vetro per ovviare anche ai problemi della corrosione dell'acciaio.

Sarebbe comunque auspicabile per confermare ulteriormente i risultati sperimentali ricavati condurre una sperimentazione in sito analoga alle prove eseguite in laboratorio.

Per quanto riguarda l'apparecchiatura, inoltre, è necessario fare un ulteriore commento. Se per quanto riguarda la fase di sfilamento dei rinforzi l'apparecchiatura è stata ormai perfettamente messa a punto, qualche ulteriore miglioramento deve essere fatto per la fase di installazione del rinforzo.

Si ricorda infine la possibilità di condurre, con questa apparecchiatura, delle prove di sfilamento con rinforzi caricati in maniera disuniforme; ciò potrebbe essere interessante perché porterebbe a considerare l'influenza dell'inflessione della barra, che non è affatto da escludere che accada effettivamente nella realtà, sulla mobilitazione della resistenza allo sfilamento.

Bibliografia

Bang, S., Kroetch, P.P., e Shen, C.K. (1992). *Analysis of soil nailing system*. International symposium on earth reinforcement, in Earth Reinforcement Practice, Ochiai, Hayashi & Otani (eds) Balkema.

Barley, A.D., Davies, M.C.R., e Jones, A.M (1998). *Instrumentation and long term monitoring of a soil nailed slope at Madeira Walk, UK*. ASTM Symposium: Field Instrumentation for Soil and Rock, Atlanta, USA.

Barley, A.D., Davies, M.C.R., e Jones, A.M (1997b). *Review of current field testing methods for soil nailing*. Ground Improvement Geosystems Densification and Reinforcement, London, pp 477-486.

Bishop, A. W. (1959). *The principle of effective stress*. Teknisk Ukeblad, 106(39), pp. 859-863.

Bolton, M.D., e Stewart, D.I. (1990). *The response of nailed walls to the elimination of suction in clay*. Proceeding of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, United Kingdom.

Boulon, M.(1988). *Contribution à la mécanique des interfaces sols-structures*. Diploma di abilitazione a dirigente di ricerca.

Bridle, R.J., e Barr, B.I.G. (1990). *The analysis and design of soil nails*. State of art report in Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society.pp-249-254.

Bridle, R.J., e Barr, B.I.G. (1990). *Soil Nailing*. Discussion in Ground Engineering, Luglio/Agosto 1990.pp.30-33.

Bridle, R.J., e Davies, M.C.R.(1996) *Experience with soil nailing in Brazil: 1970-1994*. Discussion in Geotechnical Engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 119, No. 4, pp 239-240.

Bruce, D.A., e Jewell, R.A. (1986). *Soil Nailing: Application and Proctice – part 1*. Ground Engineering, Vol.19, No.8, London.

Byrne, R.J., Chassie, R.G., Keeley, J.W., Bruce, D.A., Nicholson, P., Walishaw, J.L., DiMillio, A., Jackua, K.A., Chapman, R. e Ludwig, C.(1993). *"FHWA Tour for Geotechnology – soil nailing"* FHWA international scanning tour of geotechnology. September-October 1992, Soil nailing summary report. FHWA-PL-93-020.

Cartier, G., e Gigan, J.P. (1983). *Experiments and observation on soil nailing structures*. Proc. of the 8th E.C.S.M.F.E., Helsinki, Vol.2, pp 473-476.

CEN/TC/288/WG9/68 E (2000). *Draft European standard execution of special geotechnical work – soil nailing*. CEN Technical Committee 288, Working Group 9, Reinforced Soil. December 2000.

Chai, X.J., e Hayashi, S. (2005). *Effect of constrained dilatancy on sfilamento resistance of nails in sandy clay*. Ground Improvement, Thomas Telford Ltd, London ,9, No.3, 127-135.

Chang, K.T., e Milligan G.W.E. (1996). *Effects of the transition zone in a nailed model wall test*. Proceedings Earth Reinforcement. Ochiai, Yasufuku & Omie (Eds.), Balkema, pp 333-338.

Cheuk, C.Y., Ng, C.W.W., e Sun, H.W. (2005). *Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects*. Computers and Geotechnics, No.32, pp. 290-303.

Chu, L.M., e Yin, J.H. (2005). *A laboratory device to test the pull-out behavior of soil nails*. Geotechnical Test. J., Vol.28, No.5, pp. 1-15.

Chu, L.M., e Yin, J.H. (2005). *Comparison of interface shear strength of soil nails measured by both direct shear box tests and pullout tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering., Vol.131, No.9, pp. 1097-1107.

Clough, G.W. e Duncan, J.M. (1971). *Finite element analyses of retaining wall behaviour*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97(SM12), pp. 1657-1673.

Clouterre, French National Research Project (1991). *Recommendations Clouterre 1991 (English Translation)*. Federal Highway Administration, Washington D.C. FHWA – SA-93-026

Davies, M.C.R., e Le Masurier, J.W. (1997). *Soil/nail interaction mechanisms from large direct shear test*. Ground Improvement Geosystems Densification and Reinforcement, London, pp 493-499.

Di Fonzo, G., Flora, A, Manfredi, G., Nicotera, M.V., e Prota, A. (2008) *Numerical investigation on the factors affecting pullout resistance of driven nails in pyroclastic silty sand* . Proc. of the 2nd Int.Work. on Geot. of Soft Soils, Glasgow, Scotland. Taylor and Francis Ed. In stampa ;

Ekström, J. (1989). *A field study of model pile froup behaviour in non-cohesive soils*. PhD Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.

Elias, V., e Juran, I. (1988). *Draft Manual of Practice for Soil Nailing*, prepared for U.S. Department of Transportation, FHWA, Contract DTFH-61-85-C00142.

Elias, V., e Juran, I. (1991). *Soil-nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations*. United States Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-89-193, June.

Evangelista, A., Nicotera, M.V., e Scotto di Santolo, A.(2002).*Caratteristiche geotecniche dei terreni piroclastici della città di Napoli*. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, pp.45-52. Patron, Bologna.

FHWA (1996). *Manual for design and construction of soil nail walls. Soil nail walls – Demonstration project 103*, Washington D.C.

Franzèn, G. (1998). *Soil Nailing: A laboratory and field study of pullout capacity*. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Sweden.

Frenzèn, G., e Jendeby, I. (1996). *The pullout resistance of driven soil nails*. Nordic Geotechnical Conference, Reykjavik.

Fredlund, D.G., e Morgenstern, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. J. of Geotechnical Division, ASCE 103 (GJ5) : pp. 447-466.

Gammage, P.J. (1997). *Centrifuge Modelling of soil nailed walls*. PhD Thesis, University of Wales, Cardiff, United Kingdom.

Gassler, G.(1972).*Lower and upper bounds for stability of earth-retaining structures*. Proc. of the 5th European Conf. Soil. Mech. Found.Engg., (1), 21-28, Madrid.

Gassler, G.,e Gudehus, G. (1981). *Soil nailing – Some aspects of a new technique*. Proc. of the 10th Int. Conf. of Soil Mech. & Found. Eng., Stockholm, Vol.3, pp 665-670.

Gassler, G.,e Gudehus, G. (1983). *Soil nailing – Statistical design*. Proc. of the 8th Conf. of the E.C.S.M.F.E., Helsinki, Vol.2,pp 513-516.

Gassler, G.(1990).*In-situ techniques of reinforced soil*. State of art report in Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society,pp-185-196.

Gassler, G.(1992). *Full scale test on a nailed wall in consolidated clay*. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, Vol.2, pp.475-480.

Gassler, G. (1995). *Stabilization of a cutting slope along a high-speed railway line using extremely long nails*. The practice of soil reinforcing in Europe. Thomas Telford. London.

Guellec, P.(1976). *ROSALIE – Systeme de calcul des massifs et des structures*. Internal Research Report – LCPC.

Guilloux, A., Notte, G., e Gonin, H.(1983). *Experiences on a retaining structure by nailing in moraine soils*. Proc. of the 8th Conf. of the E.C.S.M.F.E., Helsinki, Vol.2, pp 499-502.

HA68/94 (1994). *Design methods for the reinforcement of Highway slopes by reinforced soil and soil nailing technique*. Published by road authorities in England, Welsh, Scotland and Northern Island.

Heyman, G., Rohde, A., Schwarz, K., e Friedlaender, E.(1992). *Soil nail pull out resistance in residual soils*. Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Vol.1, pp 487-496.

Heyman, G., Rohde, A., Schwarz, K., e Friedlaender, E.(1992). *Soil nail pull out resistance in residual soils*. Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Vol.1, pp 487-496.

Hong, Y.S., Wu, C.S., e Yang, S.H.(2003). *Pullout resistance of single and double nails in a model sandbox*. Canadian Geotechnical Journal, 40, pp.1039-1047.

Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. In Hungarian (*A Nyugalmi nyomás tényezője*). J. Soc. Hung. Ung. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egyelet Kozlonye), pp. 355-358.

Jewell, R.A. e Milligan, G.W.E. (1989). *Deformation calculation for reinforced soil walls*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, Rio de Janeiro, pp.1257-1262.

Jewell, R.A. e Pedley, M.J. (1990). *Soil nailing design: the role of bending stiffness*. Ground Engineering, Marzo 1990, pp.30-36.

Jewell, R.A. (1990). *Review of theoretical models for soil nailing*. Proc. Int. Reinforced Soil Conf. A. McGrown, K. Yeo, and K.Z. Andrawes, eds., Glasgow, U.K., pp.265-275.

Johnston, R.S., e Romstad, K.M.(1989). *Dilation and boundary effects in large scale pull-out tests*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, Rio de Janeiro, pp.1263-1266.

Jones, C.P.D. (1990). *In-situ techniques for reinforced soil*. Session summary in Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp-277-283.

Junaideen, S.M., Tham, L.G., Law, K.T., Lee, C.F., e Yue, Z.Q. (2004). *Laboratory study of soil-nail interaction in loose completely decomposed granite*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.41, pp 274-286.

Juran,I., Shafiee, S., Schlosser, F., Humbert, P., e Guènot, A. (1983). *Study of soil-bar interaction in the technique of soil- nailing*. Proc. of the 8th Conf. of the E.C.S.M.F.E., Helsinki, Vol.2,pp 513-516.

Juran,I., Shafiee, S., e Schlosser, F. (1985). *Les soutènements par clouage – Etude sur modèles numériques*. Proc. of the 11th Conf. of the Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, Vol.3, pp 1713-1716.

Juran,I., Baudran, G., Farrag, K., e Elias, V. (1990). *Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures*. Journal of Geotechnical, Vol.116, No.1, pp 54-72.

Kim, J.S., Kim, J.K., e Lee, S.R. (1997). *Analysis of soil nailed earth slope by discrete element method*. Computers and Geotechnics, Vol.20, No.1, pp. 1-14.

Lee, H.S., e Bobet, A. (2005). *Laboratory evaluation of pullout capacity of reinforced silty sands in drained and undrained conditions*. Geotechnical Testing Journal, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.28, No.4,pp.1-10.

Lima, A.P., Gerscovich, D.M.S., e Sayão, A.S.F.J. (2004). *Considerations on the soil nailing technique for stabilizing excavated slopes*. Landslides: Evaluation and Stabilization, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão (eds), Taylor & Francis Group, London, 1671-1675.

Lirer, S., e Flora, A.(2008).*Experimental measurement of the coefficient of earth pressure at rest of coarse grained materials*. Proc. of 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials IS-Atlanta 2008, USA.

Luo, S.Q., Tan, S.A., e Yong, K.Y.(2000). *Pull.out resistance mechanism of a soil nail reinforcement in dilative soils*. Soil and Foundations, Vol.40, No.1, pp.47-56.

Luo, S.Q., Tan, S.A., Cheang, W., e Yong, K.Y.(2002). *Elastoplastic analysis of pull-out resistance of soil nails in dilatant soils*. Ground Improvement, Vol.6, No.4, pp.153-161.

Mecsi, J. (1997). *The load bearing capacity and the load-elongation diagram of soil anchors*. Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, pp 1327-1330.

Milligan, G.W.E., Chang, K.T., e Morris, J.D. (1997). *Pullout resistance of soil nails in sand and clay*. Ground Improvement Geosystems Densification and Reinforcement, London, United Kingdom, pp 415-422.

Milligan, G.W.E., e Tei, K. (1998). *The Pull-out resistance of model soil nails*. Ground Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp 179-190.

Mitachi, T., Yamamoto, Y., e Murai, S. (1992). *Estimation of in-soil deformation behaviour of geogrid under pull-out loading*. Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol.1, Fukuoka, pp 121-126.

Mitchell, J.K., e Villet, W.C.B. (1980). *Reinforcement of earth slopes and embankments*. National Cooperative Highway Research Program Report No.290, Transportation Research Board.

Mittal, S. (2006). *Soil nailing application in erosion control – an experimental study*. Geotechnical and Geological Engineering (2006), 24; pp.675-688.

Moraci, N., e Recalcati, P. (2005). *Pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.3, Osaka, pp.1389-1392.

Morgan, N. (2002). *The influence of Variation in Effective Stress on the Serviceability of Soil Nailed Slopes*. Ph.D. Thesis. University of Dundee, September 2002.

Morris, J.D. (1999). *Physical and numerical modelling of grouted nails in clays*. Ph.D. Thesis. University of Oxford, 1999.

Nicotera, M.V. (1998). *Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di una pozzolana del napoletano*. Tesi di Dottorato, Università di Napoli Federico II.

Nicotera, M.V. (2000). *Interpretation of shear response upon wetting of natural unsaturated pyroclastic soils*. In Tarantino and Mancuso (eds.) Proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils, Trento; pp.177-192. Balkema, Rotterdam

Palmeira, E.M., e Milligan, G.W.E. (1989). *Scale and other factors affecting the result of pullout tests of grids buried in sand*. Géotechnique, Vol.9, No.3, pp.511-524.

Patra, C.R., e Basudhar, P.K. (2005). *Optimum design of nailed soil slopes*. Geotechnical and Geological Engineering (2005), 23; pp.273-296.

Pellegrino, A. (1967). *Proprietà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del napoletano*. Estratto da “Atti del VIII Convegno di Geotecnica”, Cagliari.

Pedley, M.J., Jewell, R.A., e Milligan, G.W.E. (1990). *A large scale experimental study of soil-reinforced interaction*. Ground Engineering, Luglio/Agosto 1990, pp.44-49.

Pellegrino, A. (1967). *Proprietà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del napoletano*. Estratto da “Atti del VIII Convegno di Geotecnica”, Cagliari

Picarelli, L., Evangelista, A., Rolandi, G., Paone, A., Nicotera, M.V., Olivares, L., Scotto di Santolo, A., Lampitiello, S., e Rolandi, M. (2007) – *Mechanical properties of pyroclastic soils in Campania Region*.- Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Tan, Phoon, Hight & Leroueil (eds). Taylor and Francis Group, London.

Plaxis 3D (2006) Tunnelling Version 2.0. Delft University of Technology & Plaxis B.V.

Plumelle, C. (1979). Étude expérimentale du comportement des tirants d'ancrage. Thèse de Docteur Ingénieur de l'Université Pierre et Marie Curie, Paris

Plumelle, C.(1984).Improvement of the bearing capacity of soil by inserts of group and reticulated micropiles. Proc. of Int. Conf. of in Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, pp 83-89.

Plumelle, C., Schlosser, F., Delage, P., e Knochenmus, G.(1990).*French national research project on soil nailing : Clouterre*.ASCE, Special Publication No.25, pp.660-675.

Pradhan, B., Tham, L.G., Yue, Z.Q., Junaideen, S.M.,e Lee, C.F.(2006).*Soil-Nail Pullout Interaction in Loose Fill Materials*. Internationale Journal of Geomechanics, Vol.6, No.4, pp 238-247.

Sawicki, A., Lesniewska, D., e Kulczykowski, M. (1988). *Measured and predicted stresses and bearing capacity of full scale slope reinforced with nails*. Soils and Foundation Engineering, Vol.28, No.4, pp.7-56.

Sawicki,A. (2000). *Mechanics of reinforced soil*. Balkema

Schlosser, F.,e Elias, V. (1979). *Friction in reinforced earth*. In Proc. ASCE Symposium Earth Reinforcement, pp.735-763, Pittsburgh.

Schlosser, F.,e Juran, I. (1979). *Friction in reinforced earth*. In Proc. ASCE Symposium Earth Reinforcement, pp.735-763, Pittsburgh.

Schlosser, F. (1982). *Behaviour and design of soil nailing*. Proc. Symposium Recent Developments in Ground Improvement Technique, Bangkok, pp 399-413.

Schlosser, F. (1983). *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des Ouvrages de Soutènement en Terre Armée et par Clouage du Sol*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics No 418. *Similarities and differences in the behavior and the design of retaining structures of Reinforced Earth and by soil nailing.*

Schlosser, F., Jacobsen, H., e Juran, I. (1983). *Soil Reinforcement, General Report for Speciality Session No. 5*. Proc. 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Helsinki, pp.83-104.

Schlosser, F., e De Buhan, P. (1990). *Theory and design related to the performance of reinforced soil structures*. State of art report in Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp.1-14.

Schlosser, F., Plumelle, C., Unterreiner, P., Salecon, J., e Magnan, J.P. (1991). *Recommendations Clouterre 1991*. French national research project Clouterre, FHWA-AB_93-026.

Schlosser, F., Unterreiner, P., e Plumelle, C. (1992). *French research program CLOUTERRE on soil nailing*. Geotechnical Special Publication, No.30, Vol.2, pp 739-749.

Sheahan, T.C., e Ho., C.L. (2003). *Simplified trial wedge method for soil nailed wall analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Febbraio 2003, pp.117-124.

Shen, C.K., Bang, S., e Herrman, L.R. (1981). *Ground Movement Analysis of Earth Support System*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.107, No.12, pp 1609-1642.

Shen, C.K., Kim, Y.S., Bang, S., e Mitchell, J.F. (1982). *Centrifuge modelling of lateral earth support*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 108, n°9, pp 1150-1164.

Sivakumar Babu, G.L., Srinivasa Murthy, B.R., e Srinivas, A. (2002). *Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls*. Ground Improvement, Thomas Telford Ltd, London ,6, No.3, 137-143

Smith, I.M., Su, N.(1997). *Three-dimensional FE analysis of a nailed soil wall curved in plan*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.; 21: 583-597

Srinivasa Murthy, B.R., Sivakumar Babu, G.L., e Srinivas, A.(2002). *Analysis of prototype soil-nailed retaining wall*. Ground Improvement, Thomas Telford Ltd, London ,6, No.3, 129-136

Stocker, M.F., Korber, G.W., Gassler, G., e Gudehus, G. (1979). *Soil nailing*. Proc. of the Int. Symp. of Reinforcement des Soils, Paris, pp 469-474.

Su, L.J., Chan, T.C.F., Shiu, Y.K., Cheung, T., e Yin, J.H. (2007). *Influence of degree of saturation on soil nail pull-out resistance in compacted completely decomposed granite fill*. Canadian Geotech. 44, pp.1314-1328.

Tan, S.A., Dasari, G.R., e Lee, C.H.(2005). *Effects of 3D discrete soil nail inclusion on sfilamento, with implications for design*. Ground Improvement, Thomas Telford Ltd, London ,9, No.3, 119-125

Tei, K. (1993). *A study of soil nailing in sand*. PhD Thesis. University of Oxford, United Kingdom.

van Genuchten, M.Th. (1980). *A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44,pp.892-898

Vucetic, M., Tufenkjian, M.R., e Doroudian, M. (1993). *Dynamic Centrifuge Testing of Soil-Nailed Excavations*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.16, No.2, pp 172-187

Wang, Z., e Richwien, W.(2002). *A study of soil-reinforcement interface friction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.128, No.1,pp.92-94.

Wernick, E.(1978).*Skin friction of cylindrical anchors in non cohesive soil*.Symposium on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques in Engineering Practice, Sydney, Australia, pp.201-219.

Wher, W. (2003).*Stabilisation of retaining walls with non-grouted soil nails*. Ground Improvement, Vol.7, No.4, pp.173-176.

Whittle, A.J., Germaine, J.T., Larson, D.G., e Abramento, M. (1992). *Measurement and interpretation of reinforcement stiffness in the APSR cell*. Proc. of the Int. Symp. on Earth reinforcement Practice, Vol.1, Fukuoka, pp 179-184.

Yin, J.H., e Su, L.H. 2006. *An innovative laboratory box for testing nail pull-out resistance in soil*. Geotechnical Testing Journal, Vol.29 No.6, 451-461.

Zhang, M., Erxiang, S., e Zhaoyuan, C. (1999). *Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3D) finite element modeling (FEM)*. Computers and Geotechnics , 25, pp 191-204.

APPENDICE A

Gli estensimetri resistivi

L' estensimetro è un dispositivo in grado di rivelare la deformazione del materiale su cui viene applicato. L'estensimetro resistivo elettrico permette di misurare variazioni di lunghezza dell'ordine del μm . Il funzionamento dell'estensimetro resistivo è basato sul fatto che la resistenza elettrica del filo è proporzionale alla lunghezza ed inversamente alla sua sezione secondo l'espressione:

$$R = \frac{\rho^* L}{A} \quad (\text{A.1})$$

dove ρ = resistività del materiale in $[\Omega \times \text{m}]$. Derivando la (A.1), rispetto alle tre variabili, si ottiene:

$$\frac{\partial R}{R} = \frac{\partial \rho}{\rho} + \frac{\partial L}{L} - \frac{\partial A}{A} \quad (\text{A.2})$$

in cui sostituendo

$$\frac{\partial A}{A} = 2 \frac{\partial D}{D} \quad (\text{A.3})$$

si ha

$$\frac{\partial R}{R} = \frac{\partial \rho}{\rho} + \frac{\partial L}{L} - 2 \frac{\partial D}{D} \quad (\text{A.4})$$

e in termini del rapporto di Poisson:

$$\frac{\partial R}{R} = \varepsilon_a * (1 + 2\mu) + \frac{\partial \rho}{\rho} \quad (\text{A.5})$$

e definendo il Gauge Factor:

$$F = \frac{\partial R}{R} * \frac{1}{\varepsilon_a} \quad (\text{A.6})$$

si ottiene

$$F = 1 + 2\mu + \frac{\partial \rho}{\rho} * \frac{1}{\varepsilon_a} \quad (\text{A.7})$$

Il terzo termine rappresenta le variazioni di resistività dovute all'effetto piezoresistivo. Tale effetto, trascurabile per i metalli, è notevolmente presente nei semiconduttori: nel primo caso $F \approx 2$, nel secondo si raggiungono facilmente valori superiori a 100.

I valori R ed F sono specificati dal costruttore dell'estensimetro. Dalla espressione (A.6) si può esprimere la deformazione locale come:

$$\varepsilon_a = \frac{\partial R}{R} * \frac{1}{F} \quad (\text{A.8})$$

per cui, rilevando le variazioni di R e conoscendo F, si può risalire alle deformazioni e quindi agli sforzi subiti dalla struttura su cui è incollato l'estensimetro.

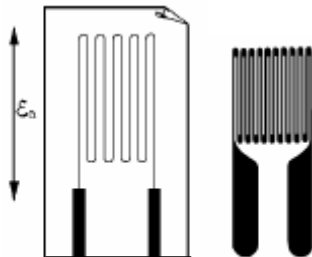


Figura 1a: Estensimetri a filo ed a strato metallico

Gli estensimetri hanno l'aspetto mostrato in figura 1a.

Su una sottile lamina isolante, che funge da supporto elastico ed isolante, è disposto un filo metallico disposto a serpentina, in modo da aumentare la resistenza complessiva e da offrire la sua lunghezza lungo la direzione di sensibilità del trasduttore. La resistenza deve essere abbastanza grande (tipico valore: $R = 120\Omega$) per non risentire eccessivamente della

resistenza dei fili di collegamento. La piastrina viene incollata sulla struttura di cui si vuole misurare lo stato di deformazione e collegata ad un circuito a ponte, necessario per convertire le variazioni di resistenza in segnale elettrico.

Con tecnologie più recenti si realizzano estensimetri depositando su un supporto plastico un sottile strato metallico ed incidendo con processo fotosensibile lo strato fino a portarlo alla forma desiderata .

Esistono vari tipi di estensimetri, con dimensioni e forme diverse, a seconda degli impieghi. Si usano estensimetri di grandi dimensioni (20÷50 mm) per materiali non omogenei (vetroresina, calcestruzzo, etc) e di piccole dimensioni (2 mm) per l'acciaio. L'estensimetro viene fornito normalmente con una resistenza e un gauge factor a tolleranza molto stretta (0.1 ÷ 0.2%).

Il ponte di misura è ancora oggi lo strumento più idoneo per misurare con grande precisione resistenze, capacità ed induttanze. Il ponte utilizzato nei nostri

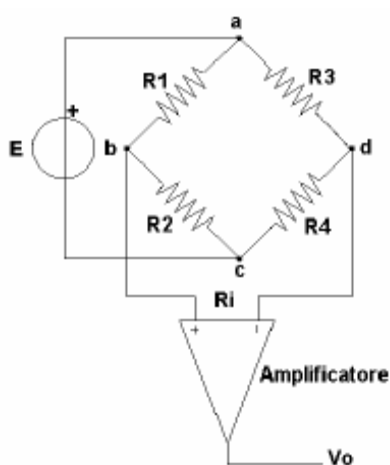


Figura 2a: Ponte di Wheatstone

estensimetri è il ponte di Wheatstone, un ponte in CC e quindi puramente resistivo.

Il ponte, illustrato in figura 2a, si dice bilanciato se la tensione presa sui morsetti centrali è nulla, cioè $V_{bd} = V_{ab} - V_{ad} = 0$ oppure $V_{cb} - V_{cd} = 0$.

Ipotizzando un amplificatore con resistenza di ingresso $R_i \rightarrow \infty$, cioè con assorbimento nullo di corrente, si ricava facilmente:

$$V_{bd} = E \frac{R_1 R_4 - R_2 R_3}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)}$$

(A.9)

da cui la condizione di bilanciamento:

$$V_{bd} = 0 \text{ per } R_1 R_4 = R_2 R_3 \tag{A.10}$$

Come si vede, la tensione V_{bd} di uscita del ponte è una relazione lineare con la tensione di eccitazione E del ponte, ma, in genere non lo è con i suoi componenti R_1, R_2, R_3 ed R_4 .

Il ponte può essere configurato, a seconda degli elementi attivi che lo formano, nei seguenti modi:

- a) a quarto di ponte attivo.
- b) a mezzo ponte attivo.
- c) a ponte intero attivo.

In particolare per strumentare la nostra barra sono stati utilizzati estensimetri

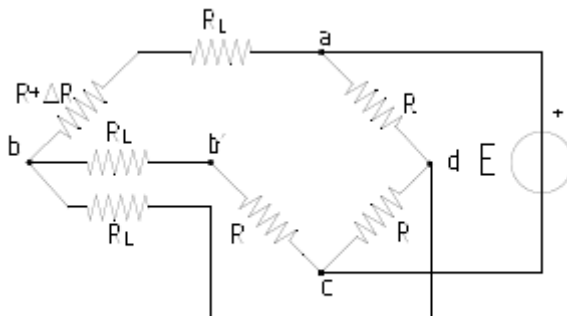


Figura 3a: Ponte di collegamento a tre fili

resistivi con collegamento ad $\frac{1}{4}$ di ponte a 3 fili: di seguito esaminiamo in particolare il nostro caso.

Si consideri il ponte con tutte le resistenze uguali ad R di figura 3a e si supponga che un solo elemento subisca una variazione ΔR . Dalla

espressione (A.9) sempre per $R_i \rightarrow \infty$, si avrà:

$$V_{bd} = E \frac{(R + \Delta R)R - R^2}{(2R + \Delta R)2R} \quad (\text{A.11})$$

e, ponendo $\delta = \Delta R/R$, si ha:

$$V_{bd} = \frac{E}{4} \frac{\delta}{1 + \frac{\delta}{2}} \quad (\text{A.12})$$

Questa relazione non è lineare; per piccole variazioni si ha che $\delta \ll 1$, per cui $V_{bd} \approx E \times \delta/4$ diventa lineare.

Nel caso degli estensimetri $\Delta R/R$ è intorno a qualche millesimo, per cui si ottiene una relazione sufficientemente lineare.

Il nostro estensimetro presenta un collegamento a tre fili: questo tipo di collegamento, schematizzato in figura permette di compensare completamente l'errore provocato dalla resistenza dei fili. Un terzo filo porta il segnale dello sbilanciamento all'amplificatore. In questo caso le resistenze dei due fili,

attraversati dalla corrente di alimentazione, si distribuiscono sui due elementi contigui e vengono in tal caso ad eliminarsi gli effetti. Se si hanno variazioni di R_L per effetto termico, questo effetto si può supporre identico in entrambi i fili, per cui la resistenza complessiva del ponte cambia in uguale modo e non crea sbilanciamento.

Questo sistema riesce ad eliminare gli errori solo se i fili sono uguali in materiale, sezione e lunghezza in modo da avere il medesimo comportamento termico e meccanico sui due fili.

La resistenza R_L del terzo filo non è di nessuna importanza in quanto la resistenza dell'amplificatore è elevata ($R_i \gg R$) e non scorre praticamente corrente nei suoi ingressi. Questo collegamento è da ritenersi preferenziale nella maggior parte dei casi.

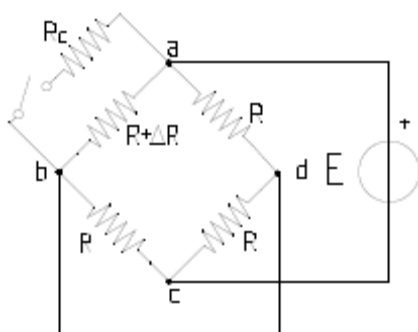


Figura 4a: Calibrazione elettrica

Esempio di calibrazione del ponte

Partendo dalla condizione di ponte bilanciato, ponendo una resistenza nota R_c in parallelo ad una resistenza R (Fig.4a), si può dimostrare che:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{1}{1 + R_c/R} \quad (A.13)$$

Questo sistema permette di eseguire uno sbilanciamento noto e quindi di calibrare il ponte, ricavandone la sensibilità (od il guadagno). Si fa l'esempio della calibrazione del nostro ponte estensimetrico ad 1/4 di ponte attivo. Si consideri il ponte azzerato, cioè $V_{bd} = 0$. Supponendo di porre in parallelo all'estensimetro da 120W una resistenza di calibrazione $R = 120 \text{ k } \Omega$, dalla relazione (A.13) si ottiene: $\Delta R/R = 1/(1+120000/120) = 0.0999\%$, ossia: $\Delta R/R = 0,1\%$.

Ricordando la definizione di $F = \Delta R/R \times 1/\epsilon_a = \text{Gauge Factor}$, per $F = 2$ (valore tipico), si avrà:

$$\varepsilon_a = \frac{\partial R}{R} * \frac{1}{F} \cong 0.05\% = 500\mu\varepsilon \quad (\text{A.14})$$

per cui, facendo questa calibrazione elettrica, si produce la stessa uscita di un accorciamento (la resistenza diminuisce con il parallelo di R_c) pari a $499,5 \mu \varepsilon$ ($\Delta L/L = 1 \mu/\text{metro}$).

Tutte le apparecchiature a ponte hanno incorporato un sistema di calibrazione e di bilanciamento.

APPENDICE B

Elaborazione delle prove strumentate con gli estensimetri.

In questa appendice si riportano le elaborazioni relative alle prove di sfilamento eseguite in laboratorio.

Per ogni prova, in una piccola tabella, viene indicata la pressione di confinamento verticale uniformemente applicata al campione di terreno σ_v , il grado di saturazione S_r e la suzione u_a-u_w nel terreno a fine prova (valori della Tabella III.c), la resistenza allo sfilamento τ_1 calcolata con la formula (3.10) e la resistenza allo sfilamento corretta grazie alle misure delle deformazioni locali, τ_2 (3.13) sempre in corrispondenza di uno spostamento di 20 mm.

Inoltre, per ogni singola prova, sarà riportato

- l'andamento della resistenza al taglio mediata lungo il perimetro del chiodo $\overline{\tau(x)}$ in funzione dello spostamento dx indotto nel chiodo (grafico A),
- l'andamento dello sforzo normale N , espresso in kN, lungo la barra a vari livelli di sollecitazione. Tali grafici sono due: un primo grafico per le curve relative a tutti i livelli di sollecitazione a cui sono state effettuate le misure (grafico B), ed un secondo che riporta solo una selezione di tali sollecitazioni prima e dopo la massima sollecitazione di trazione raggiunta nel corso della prova (grafico C).

- lo sforzo di taglio all'interfaccia mediato lungo la superficie del chiodo compresa tra due successive sezioni di misura $\overline{\tau(x)}$ calcolato con l'equazione (3.12) a diversi livelli di sollecitazione (grafico D).

Nei grafici sono stati utilizzati sempre gli stessi colori per indicare: i livelli di sollecitazione precedenti il massimo sforzo di trazione (magenta), il massimo livello di sollecitazione raggiunto (rosso), lo sforzo corrispondente ad uno spostamento di 20 mm (blu) e la condizione finale (azzurro); gli stessi colori sono stati adoperati nel grafico relativo alla resistenza allo sfilamento mobilitata $\overline{\tau(x)}$.

Con le linee continue sono invece stati indicati il valore di resistenza tangenziale τ_1 calcolato utilizzando l'equazione (3.10), linea nera continua, e quello della τ_2 (3.13), linea blu continua.

Come ampiamente detto nel Capitolo 4, le misure di deformazione locale permettono di calcolare la modalità con cui si mobilita lo sforzo tangenziale medio all'interfaccia e, per spostamenti superiori a quelli di picco per cui si sarà raggiunta la condizione di rottura in tutti i punti della barra, di stimare l'andamento della tensione normale mediamente agente intorno al chiodo noto che sia il valore del coefficiente d'attrito all'interfaccia.

Si riportano prova per prova i diagrammi relativi agli andamenti di queste due sollecitazioni, tangenziale (grafico E) e normale (grafico F) nel corso della prova nelle 4 sezioni di misura della barra (Fig.1b e 2b); e il valore della tensione normale media agente lungo il chiodo in condizioni di rottura dell'interfaccia (grafico G).

Nei diagrammi sono anche segnati i valori della tensione verticale uniformemente applicata al campione di terreno, (linea nera continua) e della tensione verticale efficace equivalente alla Bishop, definita dall'equazione (4.1) (linea rossa).

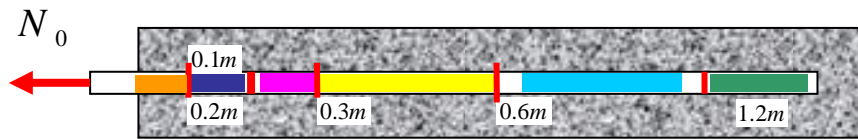


Figura 1b: Tratti lungo cui è calcolata la resistenza al taglio media in base a cui è ricavato il valore di tensione normale all'interfaccia. Prove con la barra in FRP.

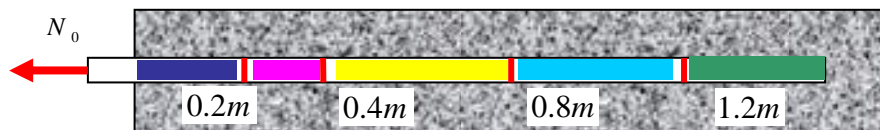
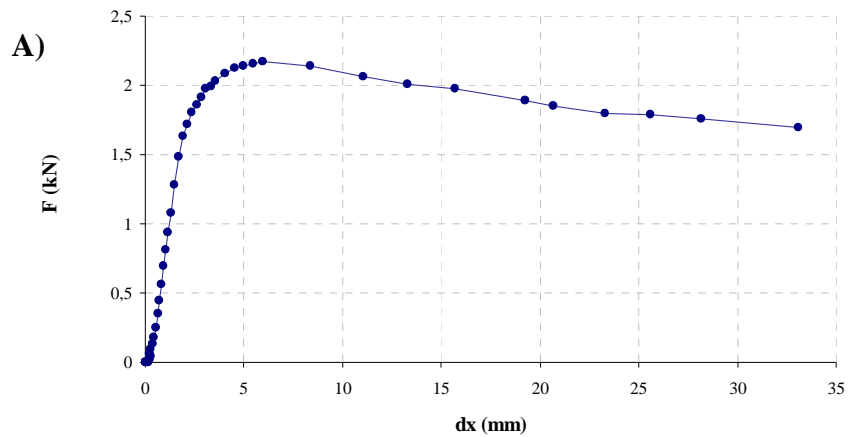
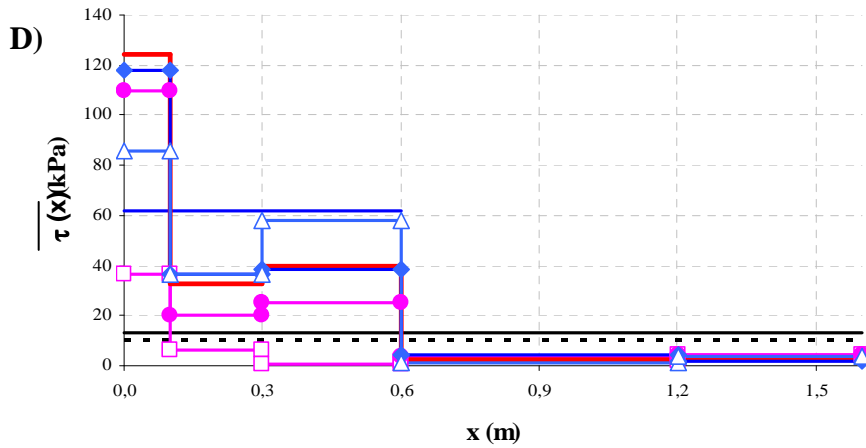
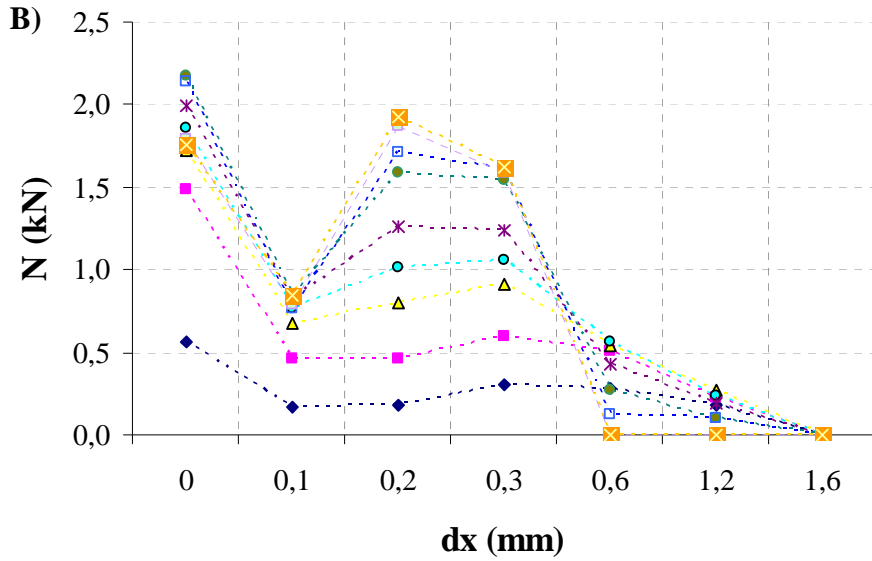


Figura 2b: Tratti lungo cui è calcolata la resistenza al taglio media in base a cui è ricavato il valore di tensione normale all'interfaccia. Prove con la barra in ACCIAIO.

Prova F1s

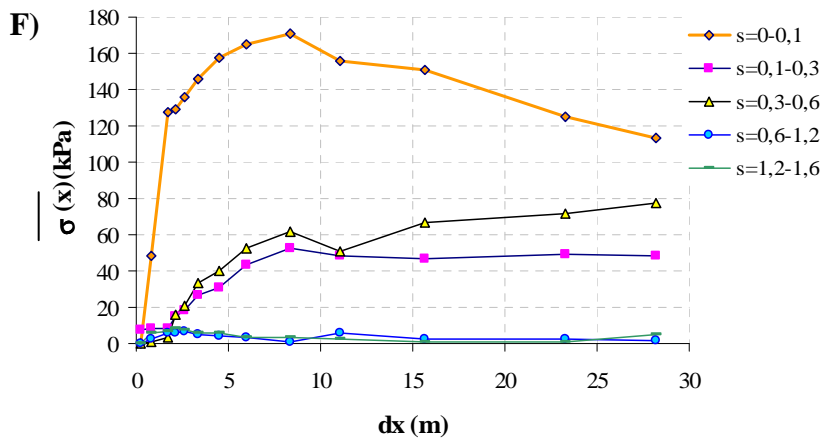
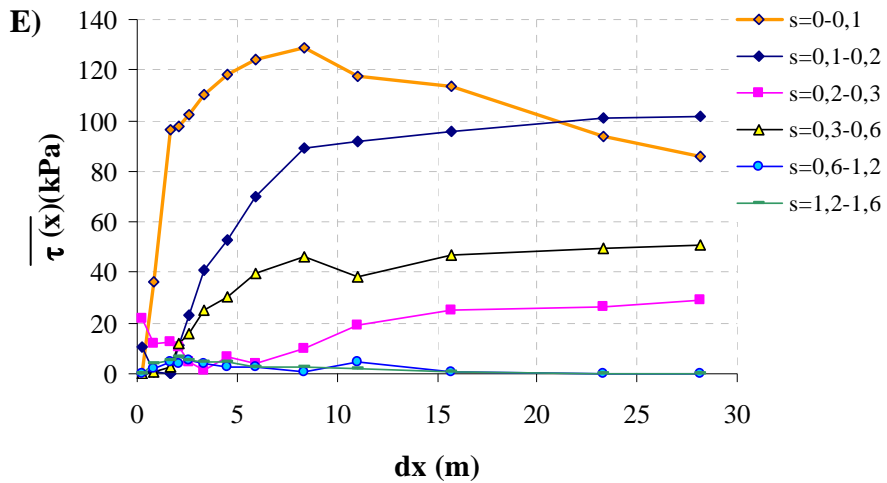
σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	40
u_a-u_w [kPa]	22
τ_1 [kPa]	10
τ_2 [kPa]	62

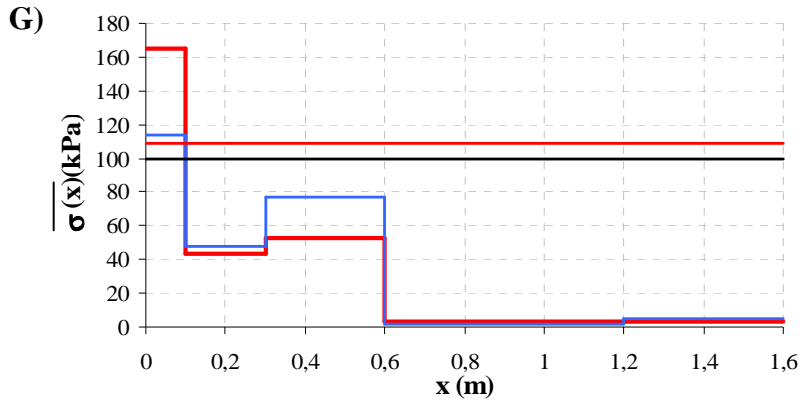




Evidente il meccanismo di rottura progressiva: inizialmente per sollecitazioni di trazione inferiore a quella massima la resistenza al taglio tende ad aumentare sempre nella prima parte del chiodo. Successivamente al raggiungimento della sollecitazione massima (rosso) si può notare come nei primi 10 cm di barra la resistenza al taglio mobilitata all'interfaccia inizi a decrescere (linee blu) mentre continua ad aumentare lungo la restante parte di chiodo. Come evidente dal grafico, la parte di interfaccia lungo cui si mobilita la resistenza al taglio è quella compresa tra la testa del chiodo e l'ascissa $x=0.6$; oltre la resistenza che di mobilita

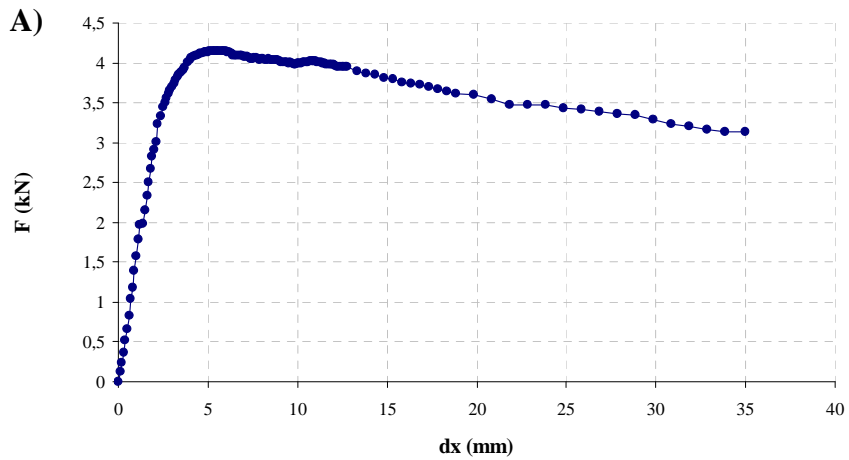
all'interfaccia resta praticamente costante e su livelli molto bassi prossimi allo zero. Tale parte di chiodo può essere dunque considerata non collaborante al fine della mobilitazione della resistenza al taglio e perciò non tenuta in conto nella stima della resistenza media τ_2 che risulta molto superiore alla τ_1 .

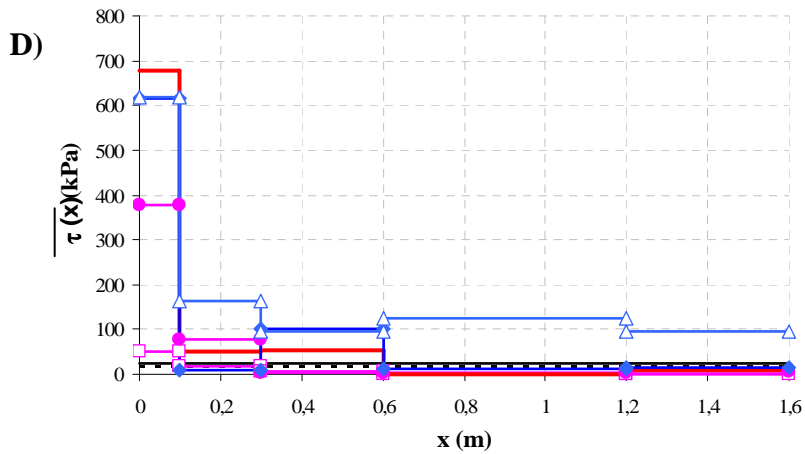
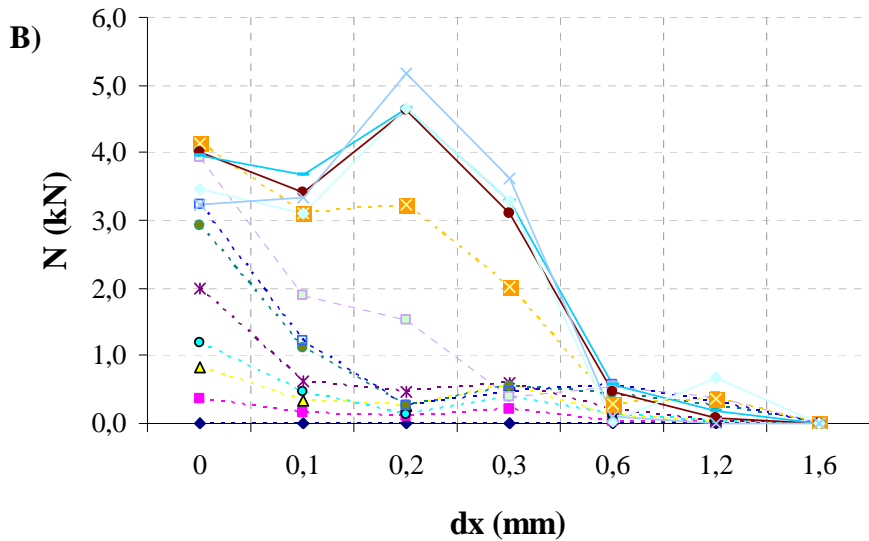




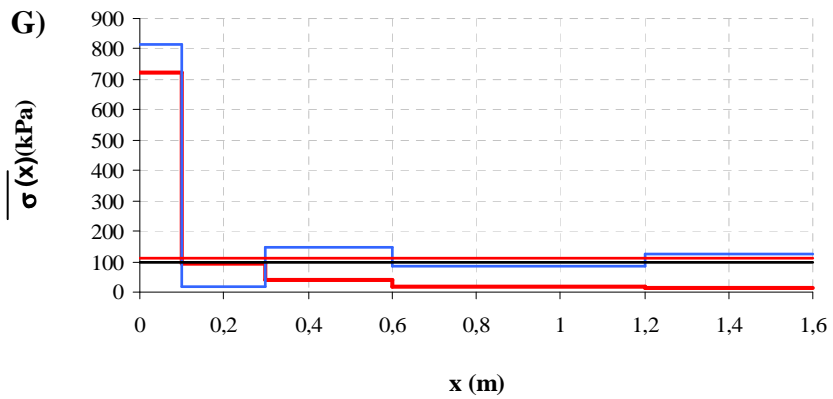
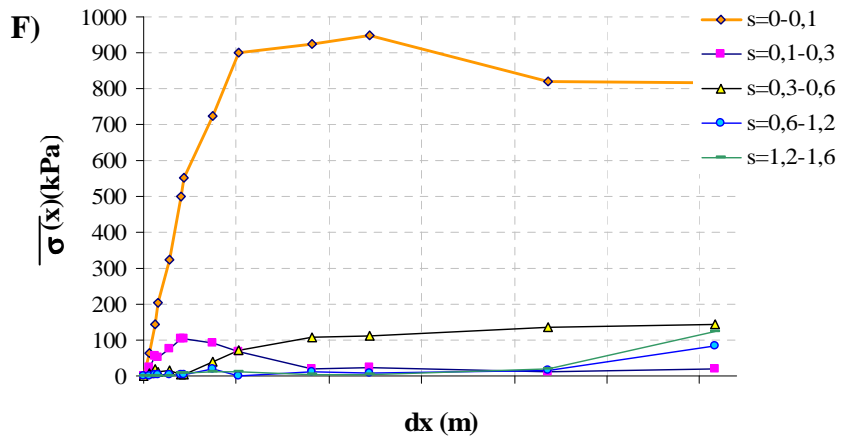
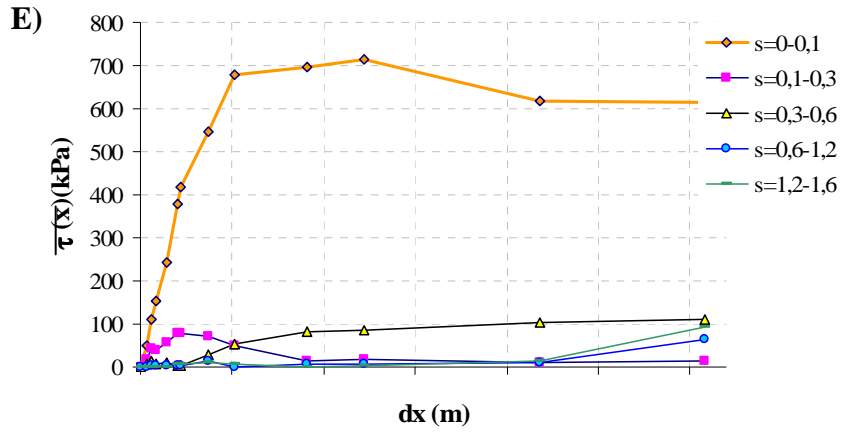
Prova F3s

σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	43
$u_a - u_w$ [kPa]	27
τ_1 [kPa]	19
τ_2 [kPa]	19



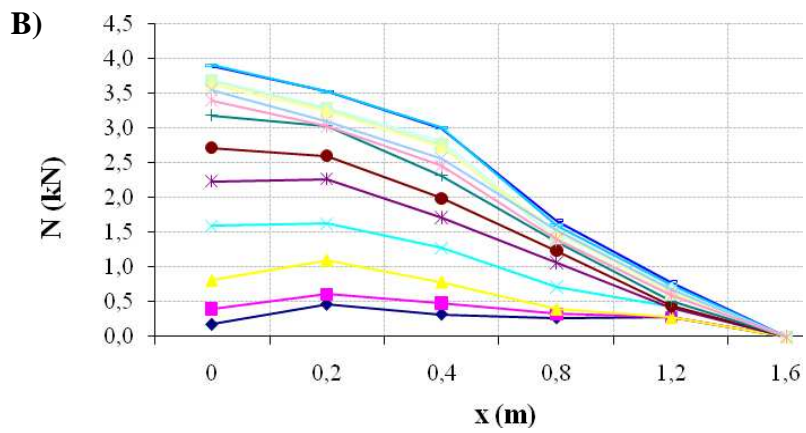
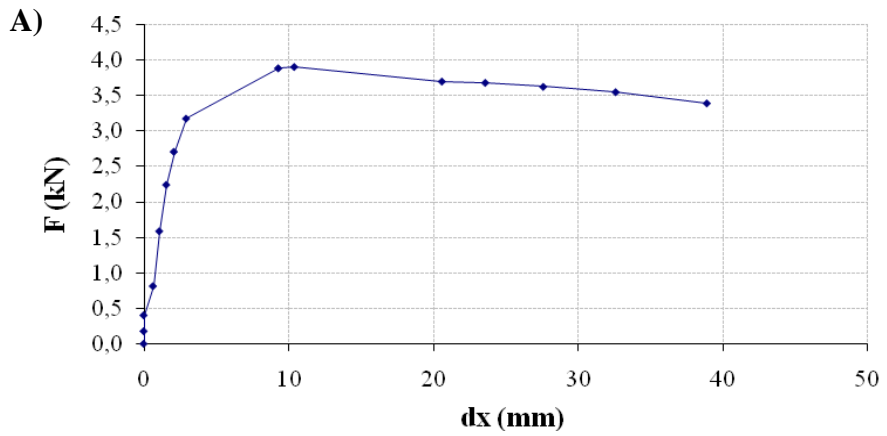


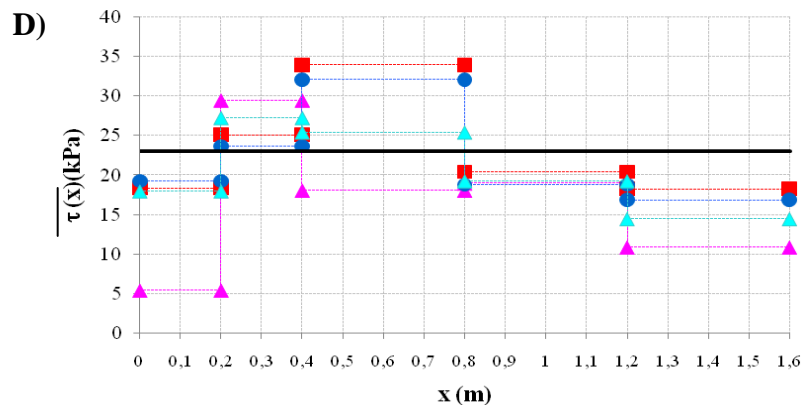
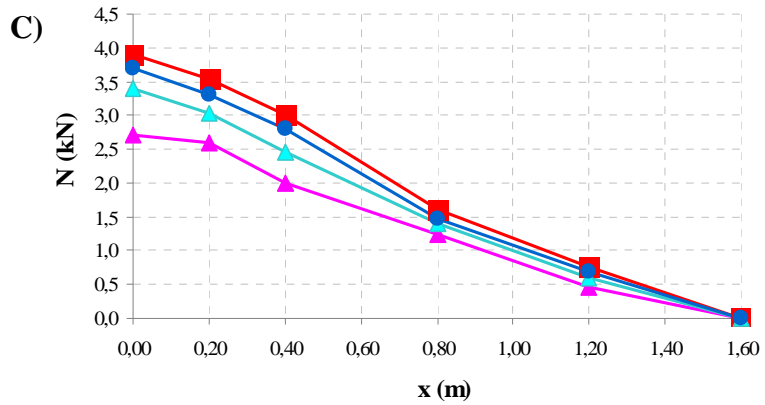
Evidente il meccanismo di rottura progressiva: inizialmente per sollecitazioni di trazione inferiore a quella massima la resistenza al taglio tende ad aumentare sempre nella prima parte del chiodo. Successivamente al raggiungimento della sollecitazione massima (rosso) si può notare come nei primi 10 cm di barra la resistenza al taglio mobilitata all'interfaccia inizi a decrescere (linee blu) mentre continua ad aumentare lungo la restante parte di chiodo.

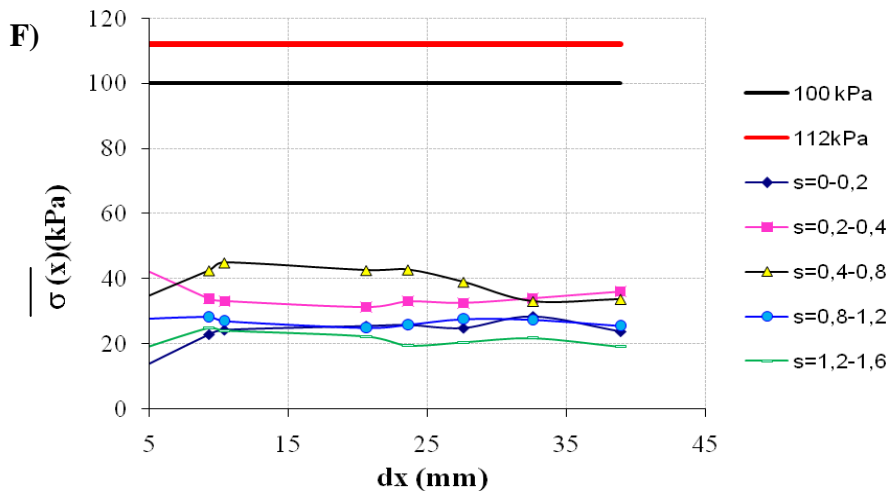
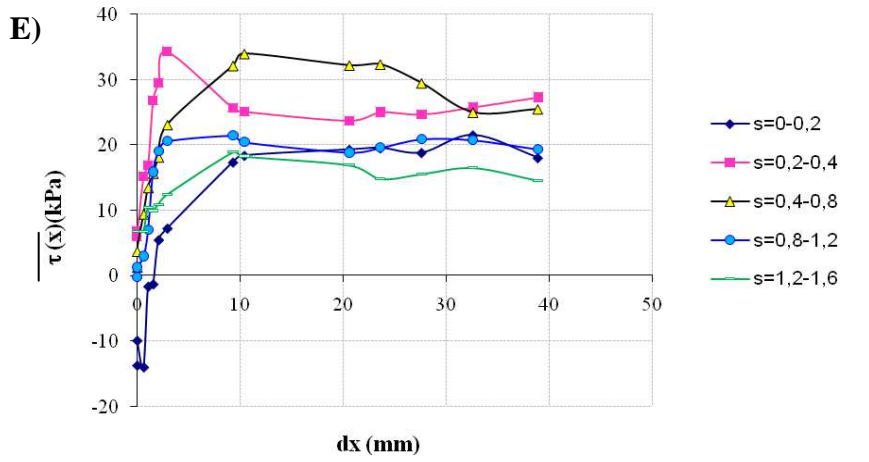


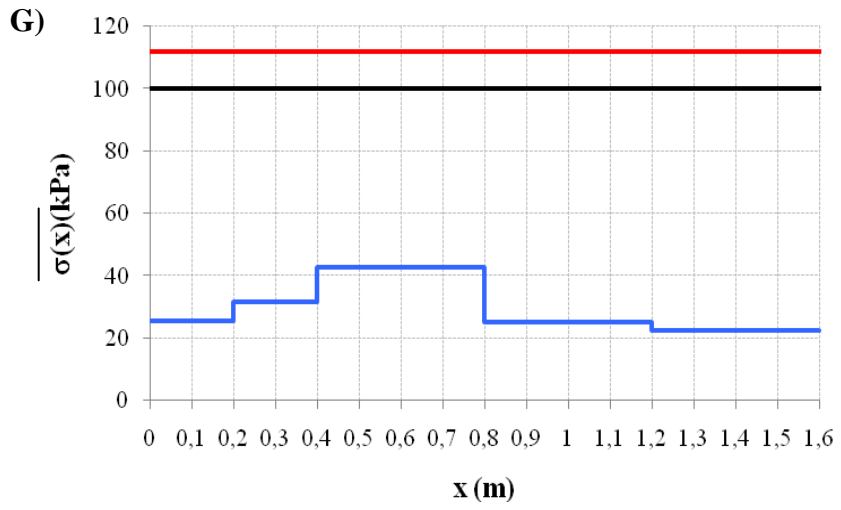
Prova A1

σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	48
u_a-u_w [kPa]	24
τ_1 [kPa]	23
τ_2 [kPa]	23



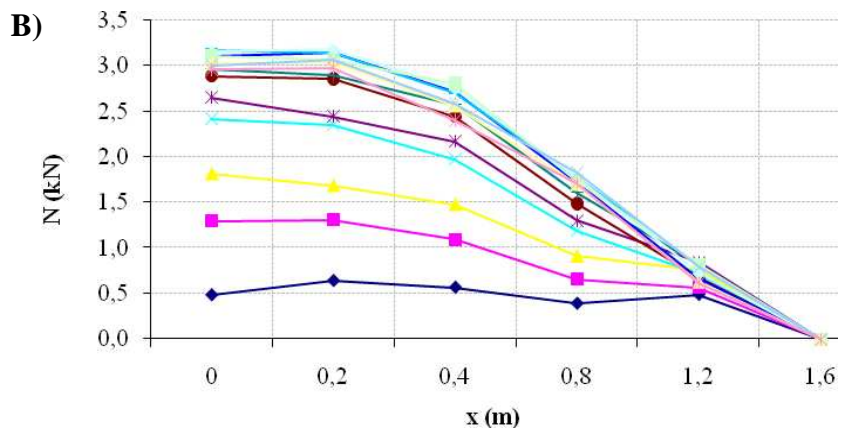
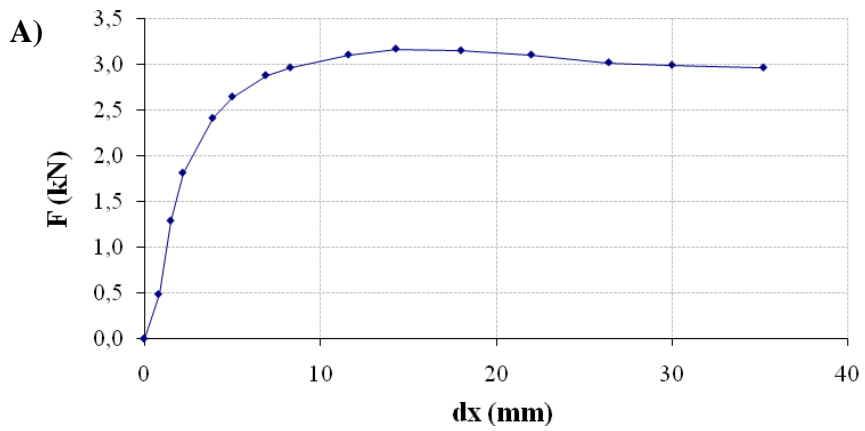


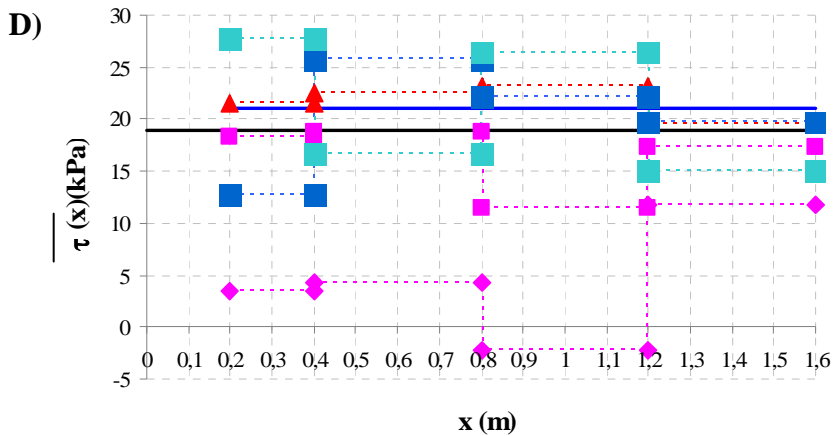
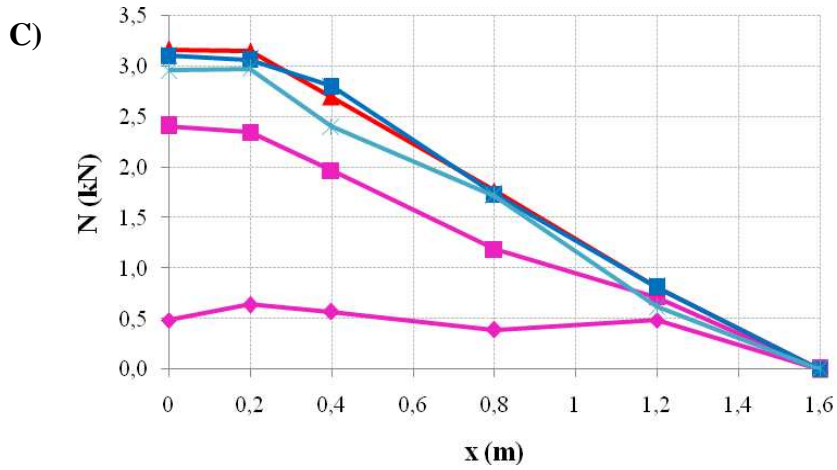




Prova A2

σ_v [kPa]	50
$S_r\%$ medio	38
u_a-u_w [kPa]	30
τ_1 [kPa]	19
τ_2 [kPa]	21

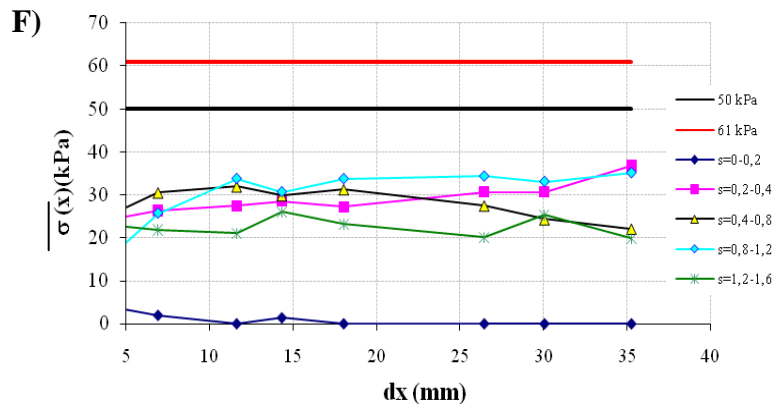
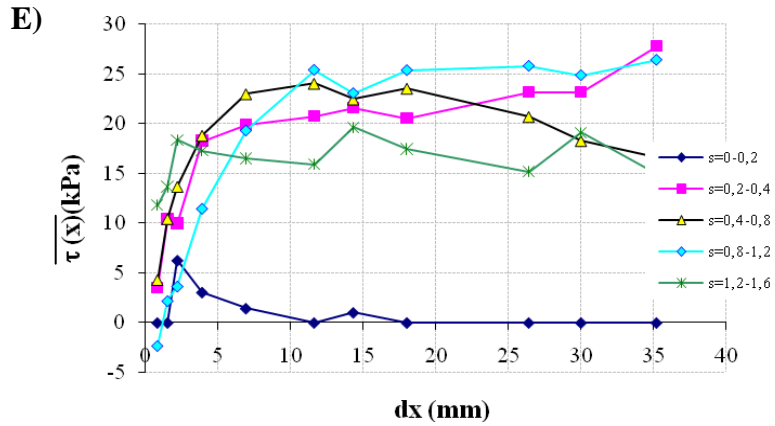


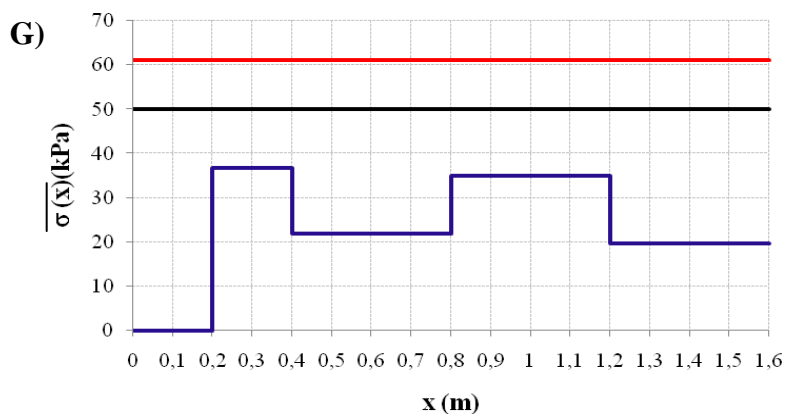


Per il primo livello di carico, essendo molto bassa la sollecitazione, sembra si trasmetta tal quale lungo tutto il chiodo il che sarebbe indice di una non aderenza tra il terreno e il rinforzo; questa apparente disconnessione è invece giustificabile dal fatto che per bassi livelli di sollecitazione la deformazione subita dalla barra è talmente esigua che gli estensimetri non sono in grado di registrare correttamente la misura.

Nei primi 20 cm lo sforzo normale non subisce alcuna variazione sin dai primi livelli di carico, in questo tratto si può considerare dunque che non c'è aderenza tra il terreno e il rinforzo. Escludendo dunque questa parte nella valutazione della

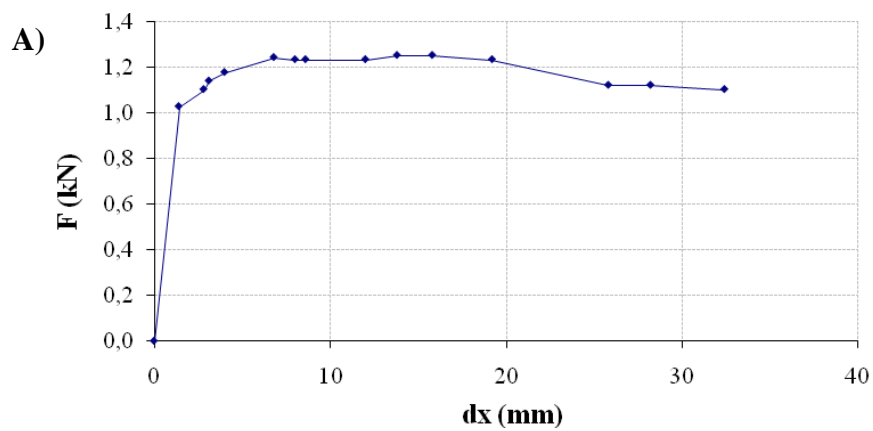
resistenza mobilitata all'interfaccia si ottiene un valore leggermente maggiore. In questa occasione il contributo resistente degli ultimi 40 cm di barra non è da trascurare anche perché dello stesso ordine di grandezza di quelli dei restanti tratti.

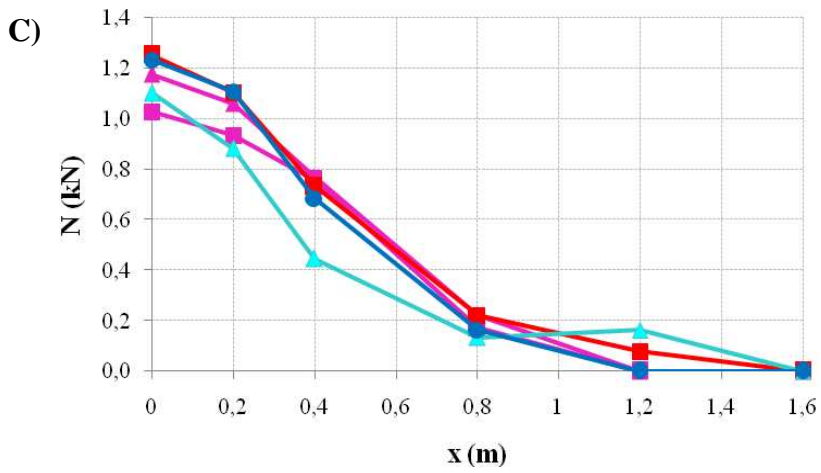
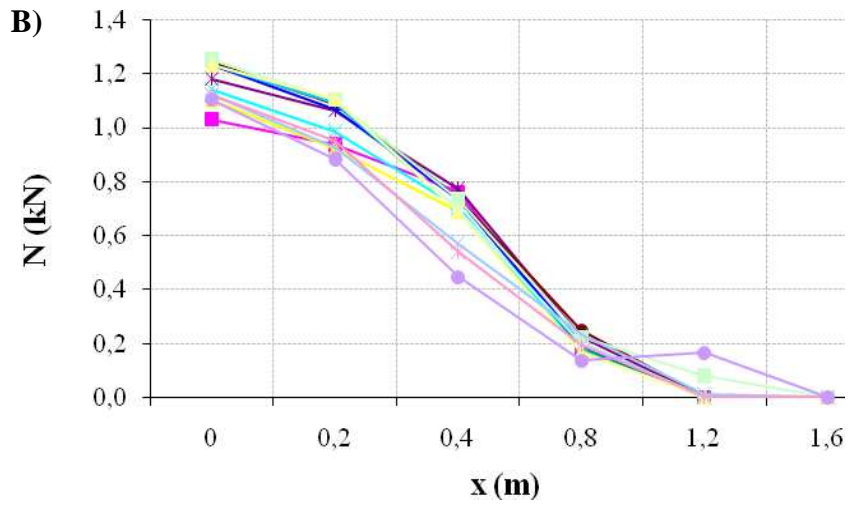


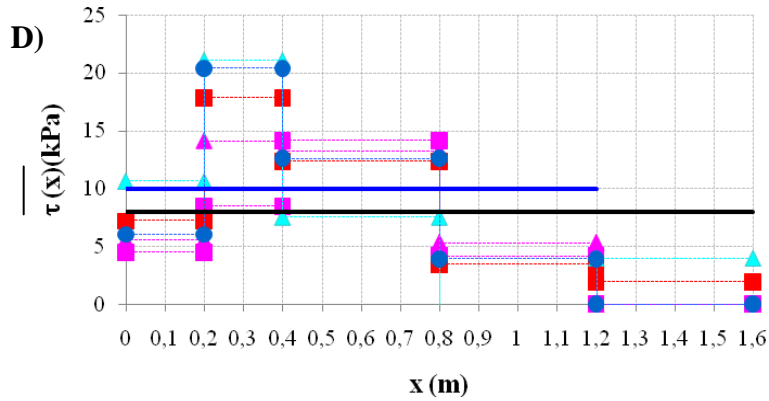


Prova A3

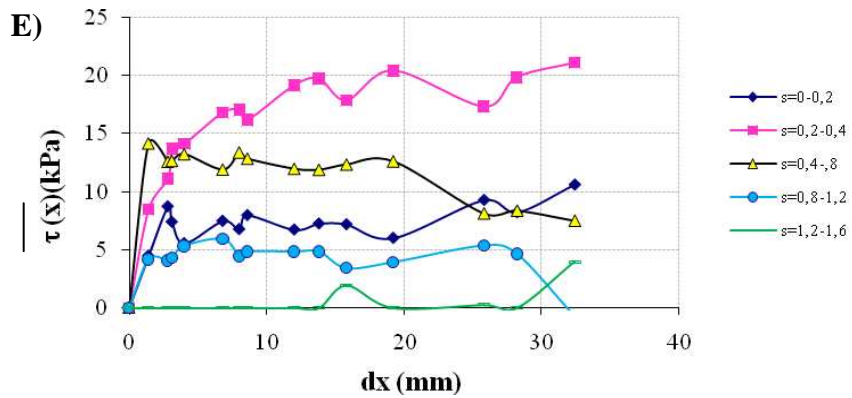
σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	64
$u_a - u_w$ [kPa]	7
τ_1 [kPa]	8
τ_2 [kPa]	10

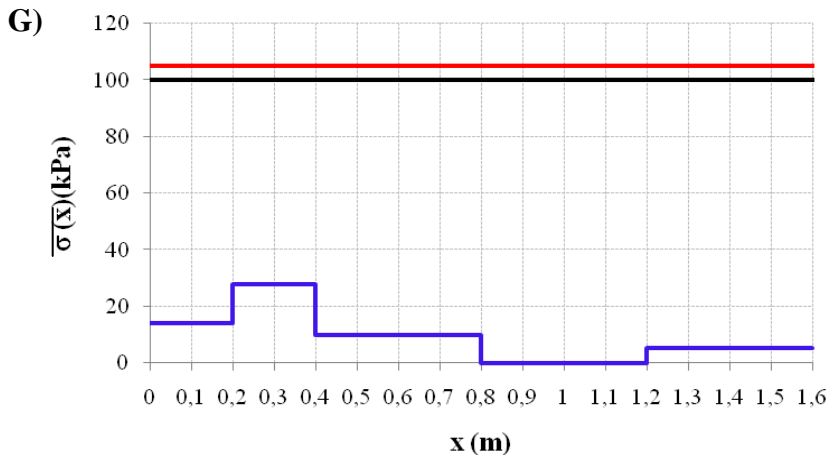
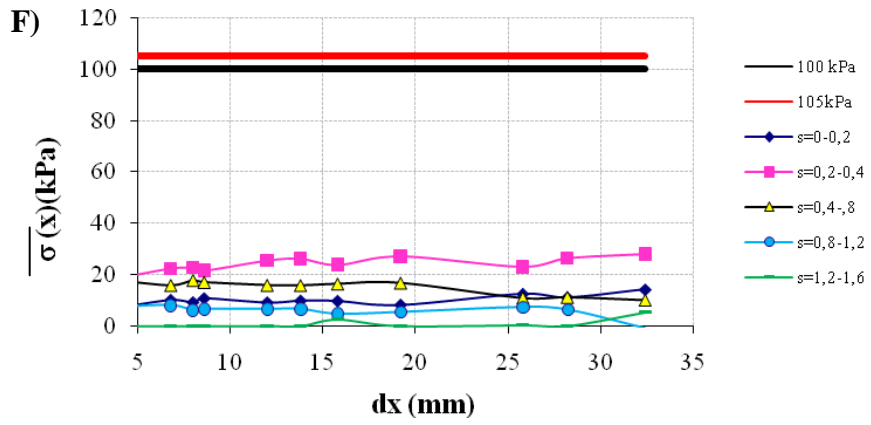






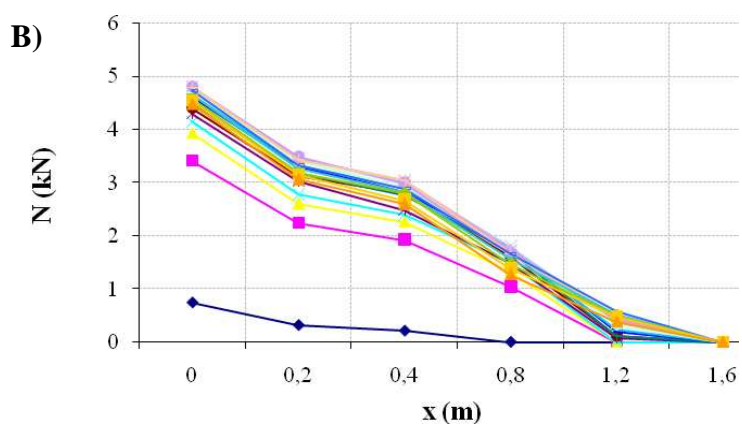
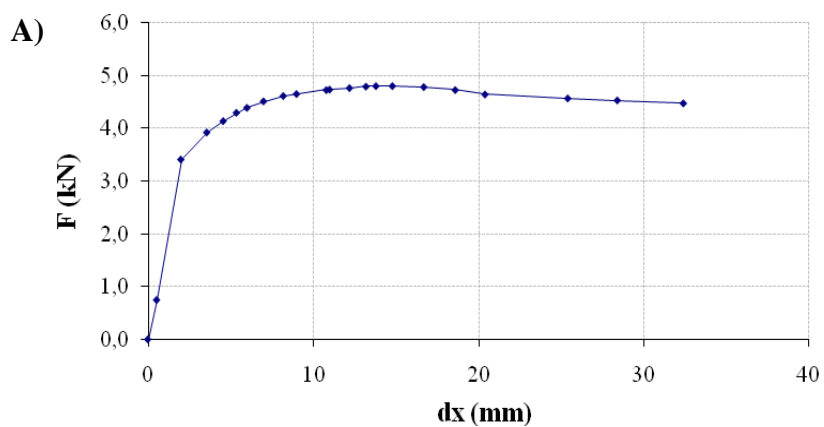
In corrispondenza dell'ultima sezione strumentata (1,2 m) sono stati misurati dei valori negativi di sforzo normale dovuti alla bassa sollecitazione che provoca una deformazione molto piccola del rinforzo che non riesce ad essere correttamente misurata dagli estensimetri, e che sono stati posti uguale a zero. Praticamente la resistenza si mobilita lungo i primi 120 cm .

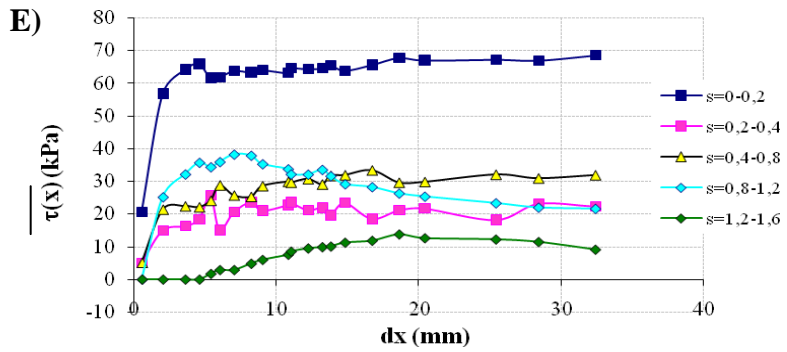
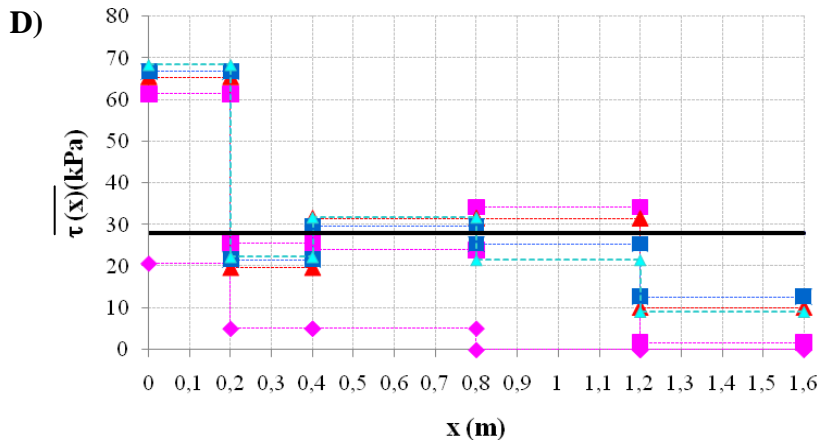
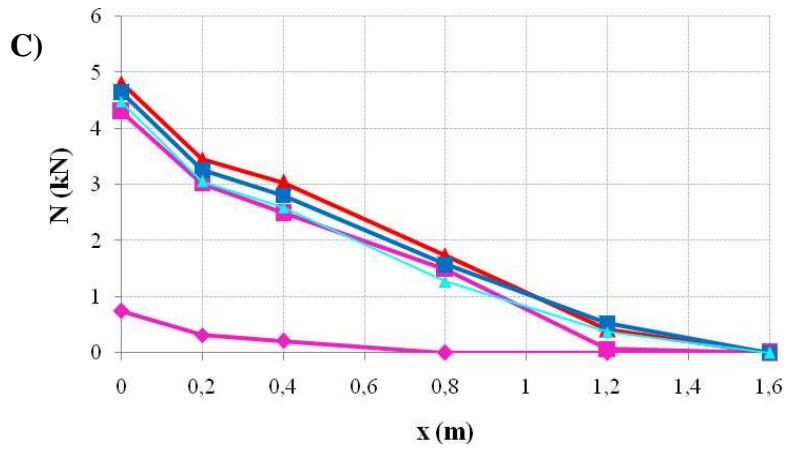


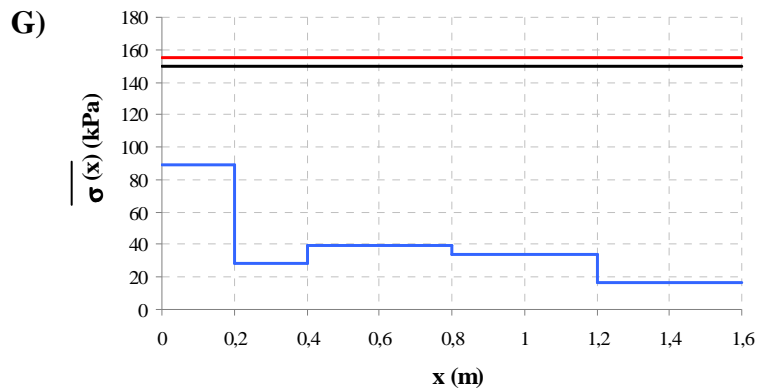
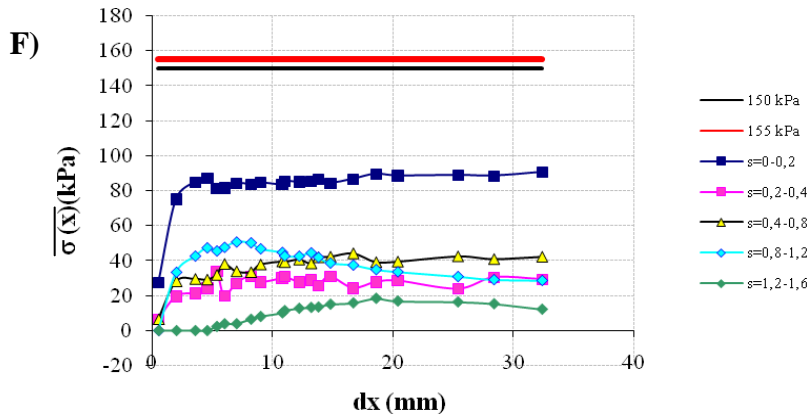


Prova A4

σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	50
u_a-u_w [kPa]	9
τ_1 [kPa]	28
τ_2 [kPa]	28





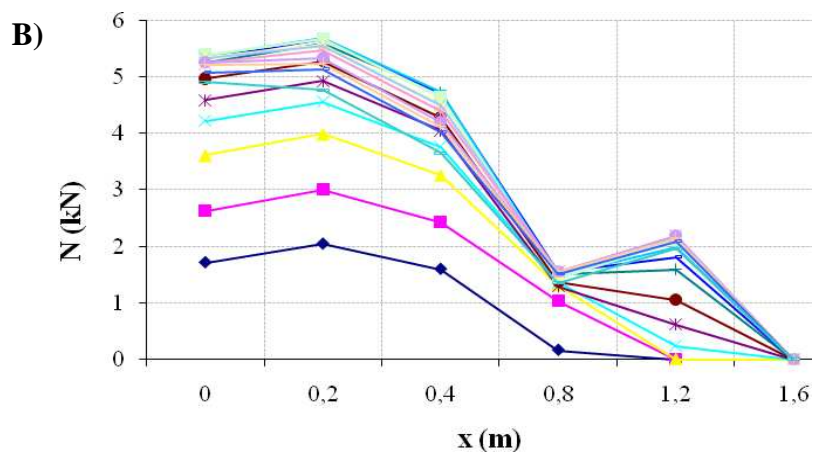
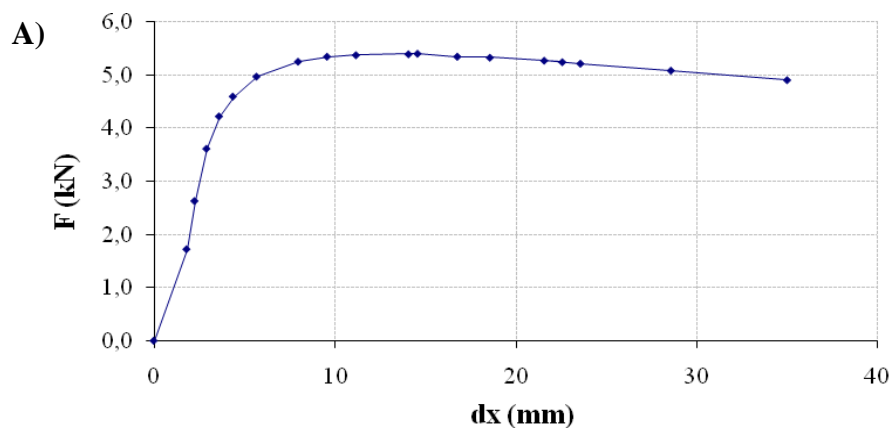


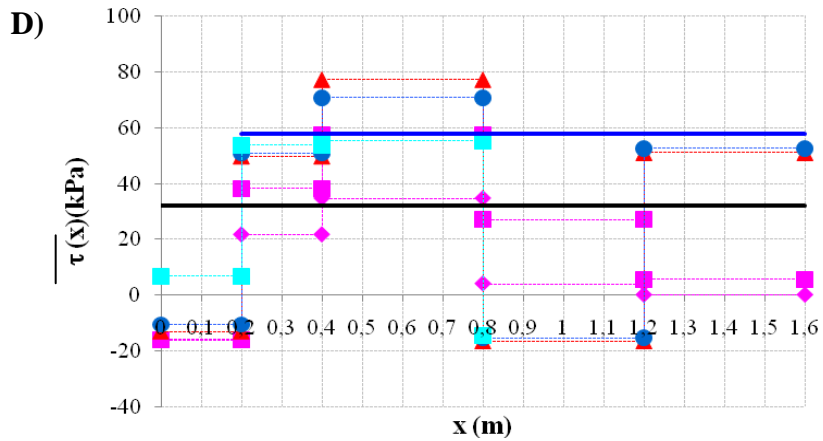
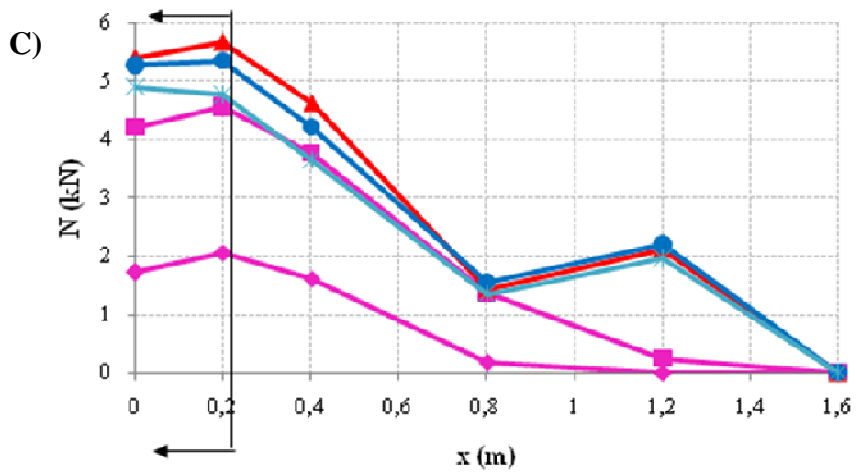
Sebbene il meccanismo di rottura progressiva non sia evidente dal grafico D, e non ci sia un picco di resistenza nella curva forza spostamento (A), si può notare come la parte finale del chiodo lavori mobilitando un'aliquota di resistenza al taglio all'interfaccia soltanto per grandi spostamenti perché per i primi 5 mm lo stato tensionale all'interfaccia è come se fosse praticamente essente.

Ciò può essere spiegato con un' iniziale mancanza di contatto tra terreno e rinforzo nella parte terminale legata alla modalità di installazione del chiodo stesso, e con un successivo collasso di materiale in questa zona a seguito dello spostamento del chiodo con conseguente aumento di tensione all'interfaccia.

Prova A5

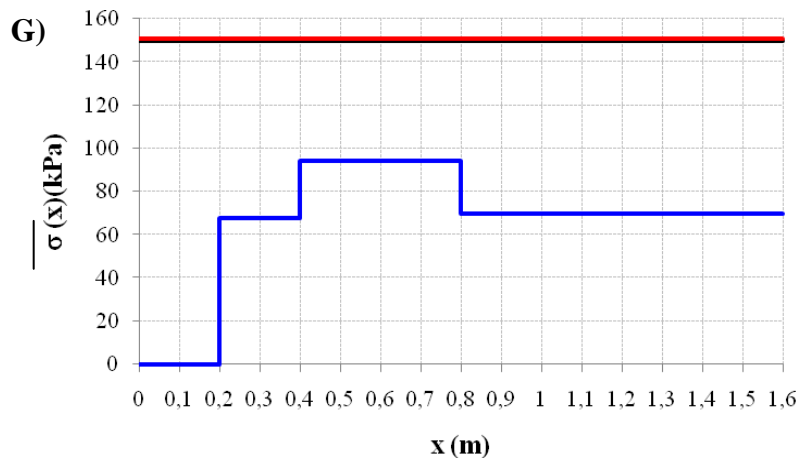
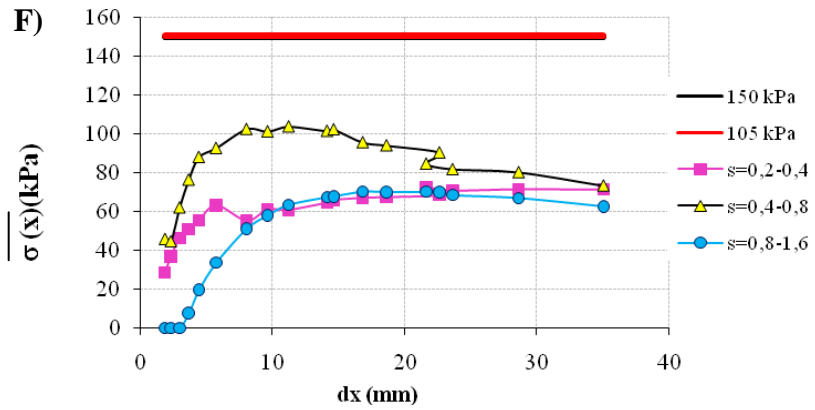
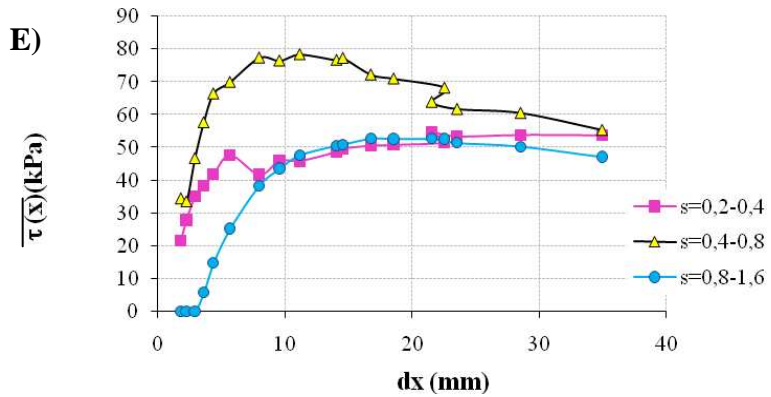
σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	59
u_a-u_w [kPa]	2
τ_1 [kPa]	32
τ_2 [kPa]	58





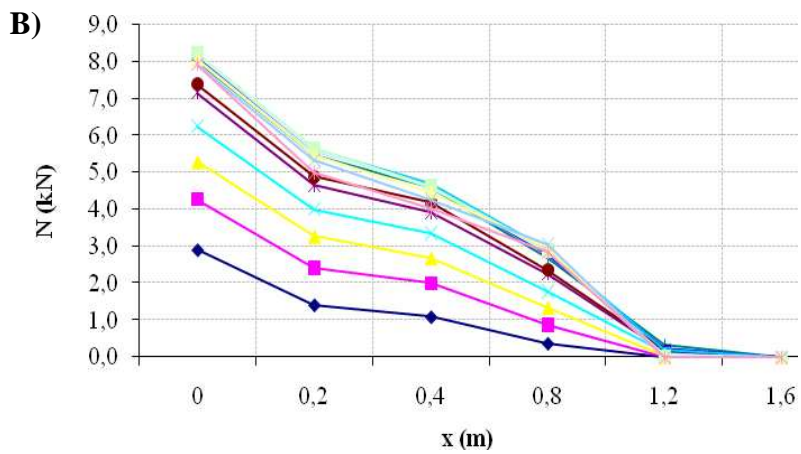
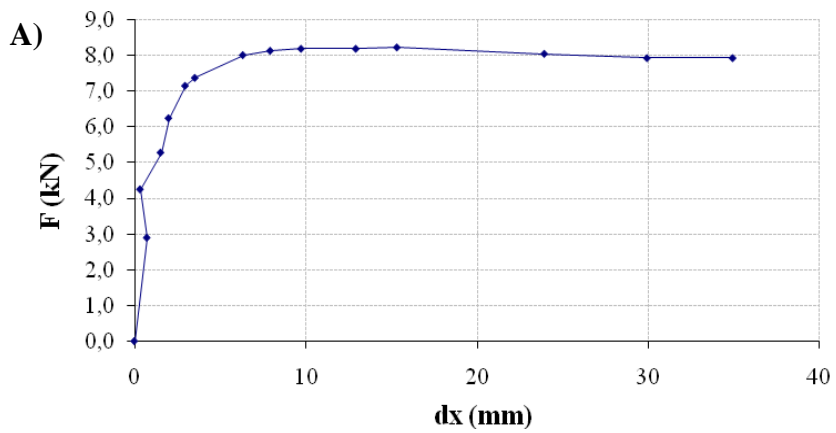
Nei primi 20 cm lo sforzo normale mostra una certa tendenza ad aumentare per tutti i livelli di carico il che è indice di un movimento del terreno verso l'estremo della barra a cui è applicato il tiro, questa prima parte è dunque una zona attiva che non è da considerare come lunghezza collaborante.

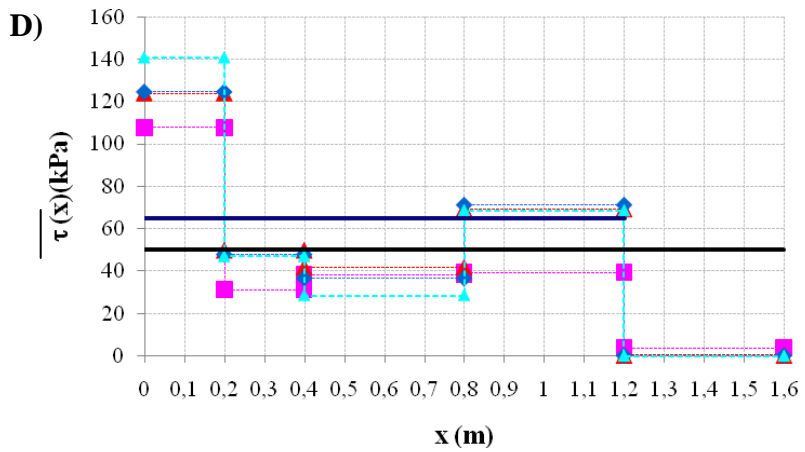
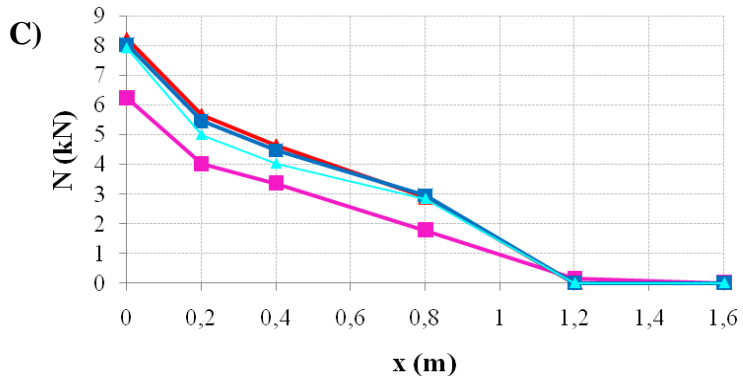
La misura in corrispondenza della sezione di misura a 1,2 m non è veritiera, quindi non la si considera nel calcolo della resistenza tangenziale dallo sforzo normale (4.4) in cui la variazione dello sforzo normale si calcola tra le sezioni 0,8 e 1,6.



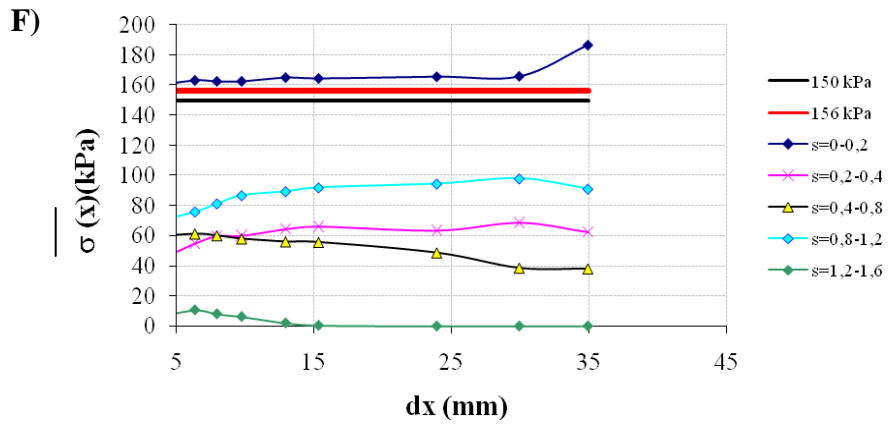
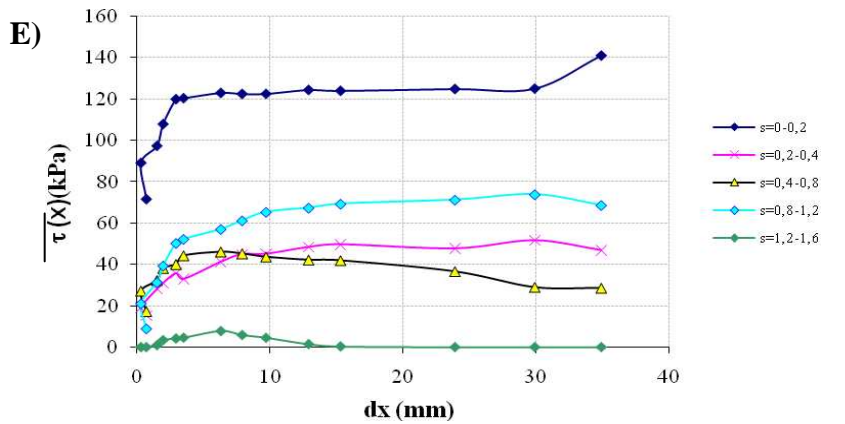
Prova A6

σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	46
u_a-u_w [kPa]	12
τ_1 [kPa]	49
τ_2 [kPa]	66

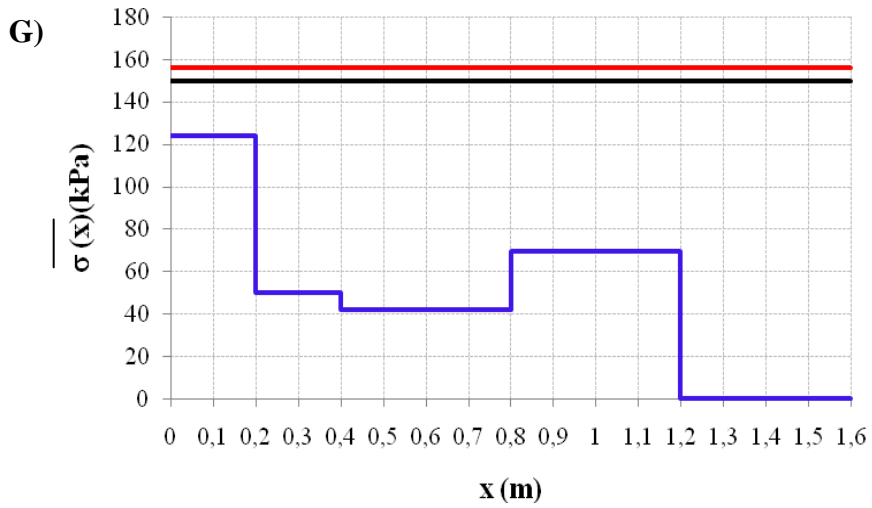




L'unica parte di rinforzo che non collabora alla mobilitazione della resistenza tangenziale all'interfaccia è la parte compresa tra la sezione 1,2 m e l'estremo libero (1,6 m), mentre i valori più elevati di resistenza vengono mobilitati nei primi 20 cm.

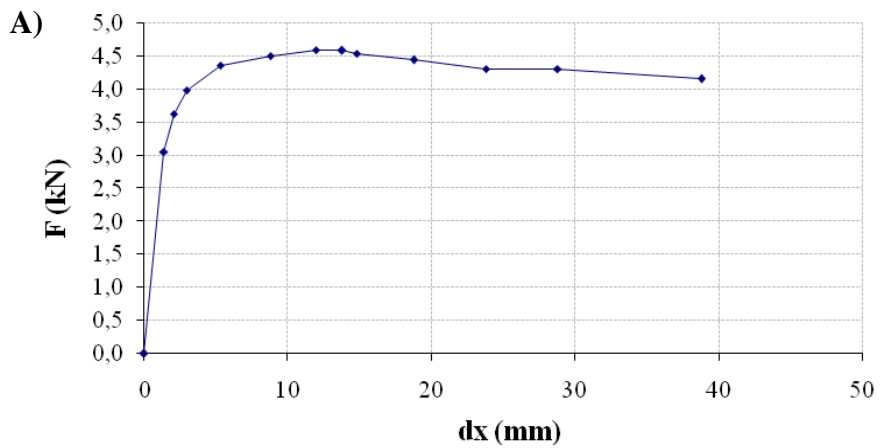


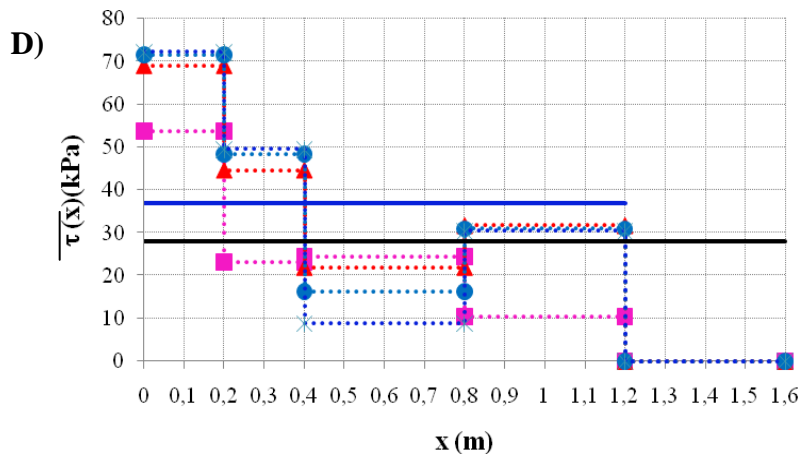
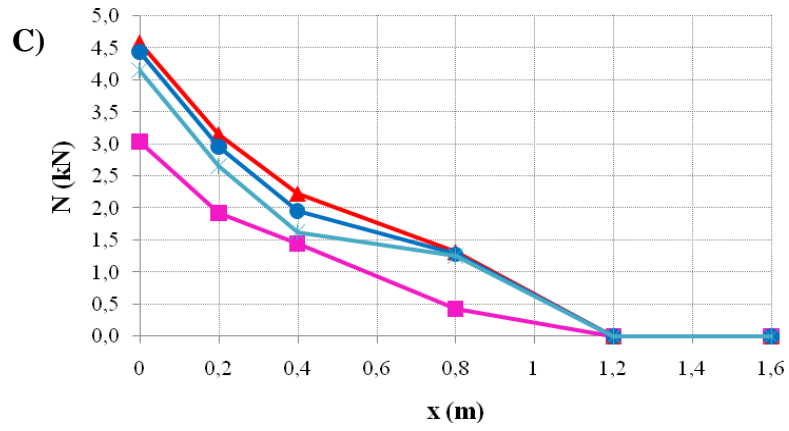
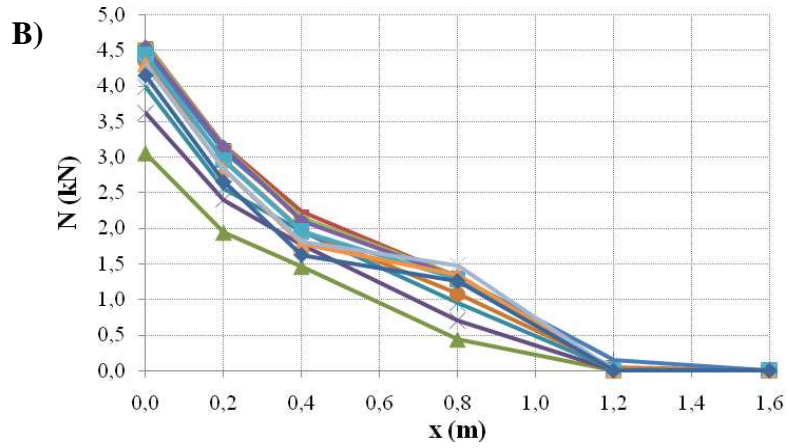
Lungo il tratto terminale di barra si nota uno scarico tensionale all'aumentare dello spostamento della barra stessa.



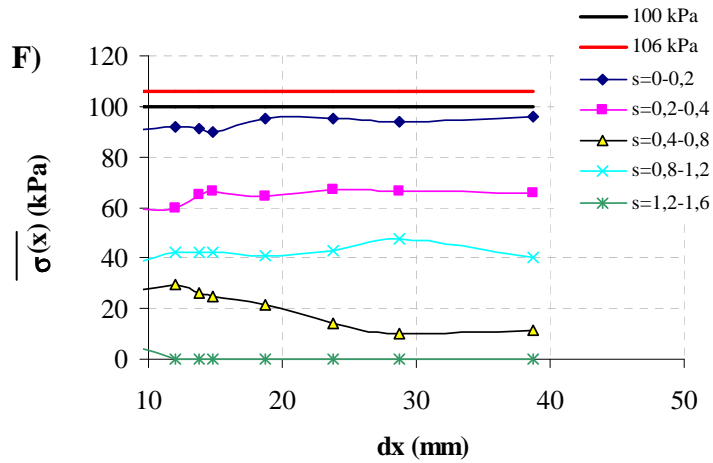
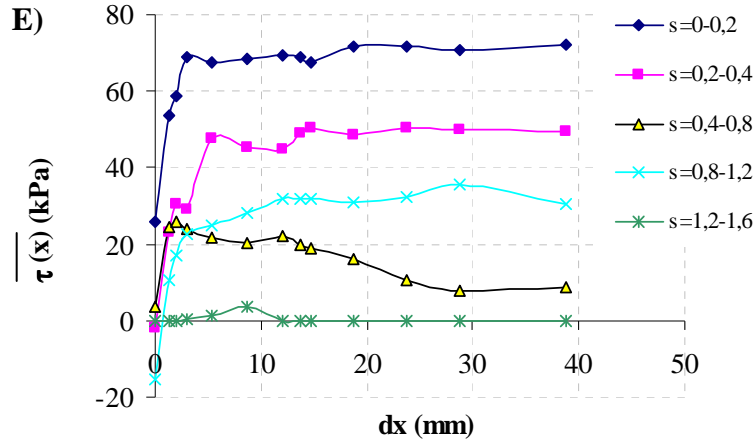
Prova A7

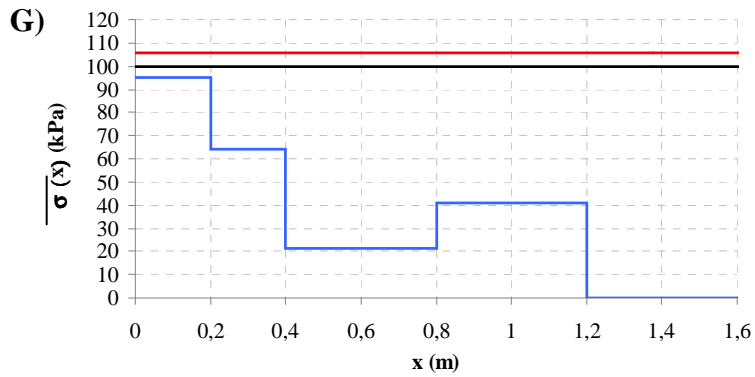
σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	77
$u_a - u_w$ [kPa]	12
τ_1 [kPa]	50
τ_2 [kPa]	65





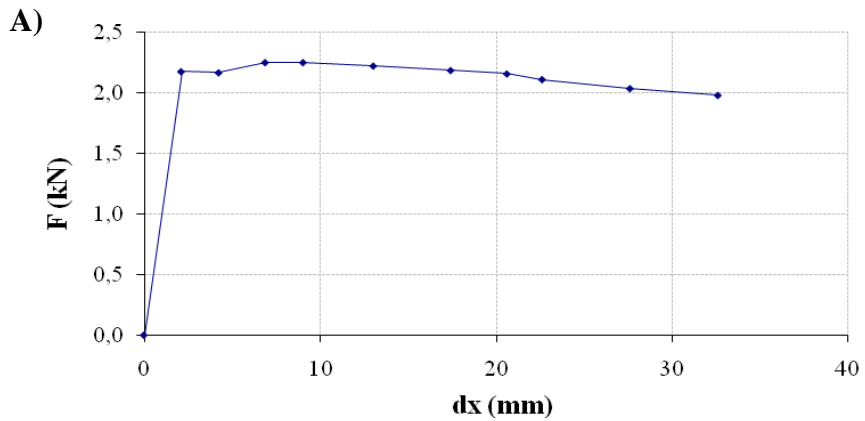
Questa prova è stata eseguita tenendo aperto lo sportello anteriore della macchina per lo sfilamento, consentendo così al terreno libertà di movimento. La massima interazione tra il terreno e il rinforzo si esplica nel primo metro di barra, praticamente nulla è la resistenza mobilitata all'interfaccia negli ultimi 40cm di rinforzo.



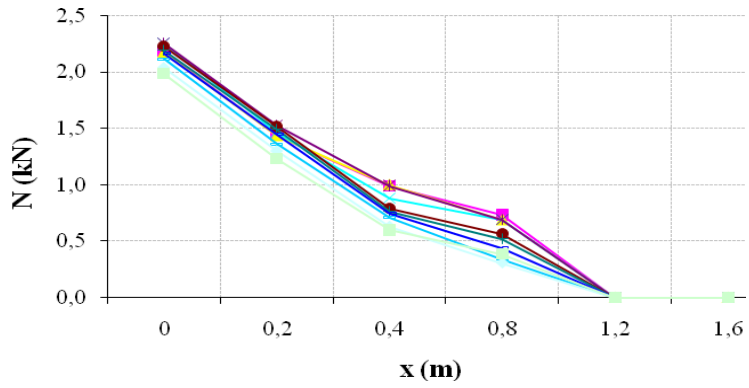


Prova A8

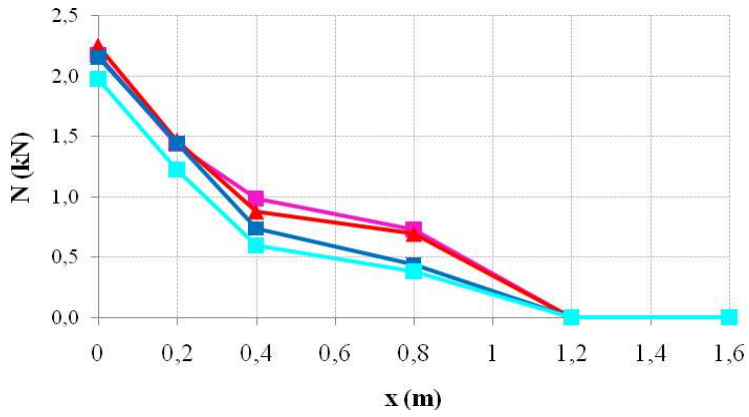
σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	51
$u_a - u_w$ [kPa]	8
τ_1 [kPa]	13
τ_2 [kPa]	17



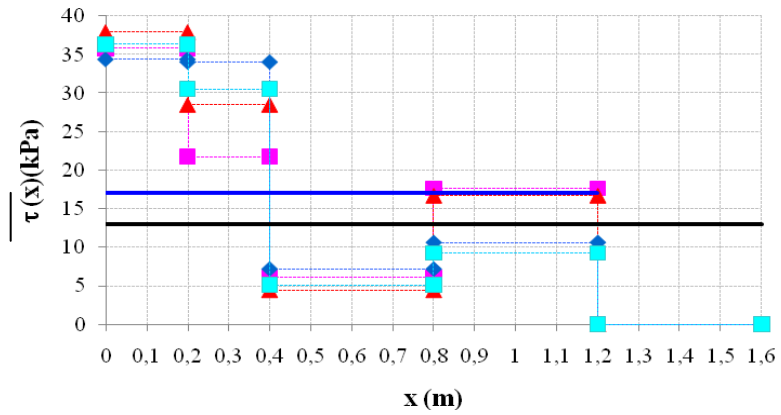
B)



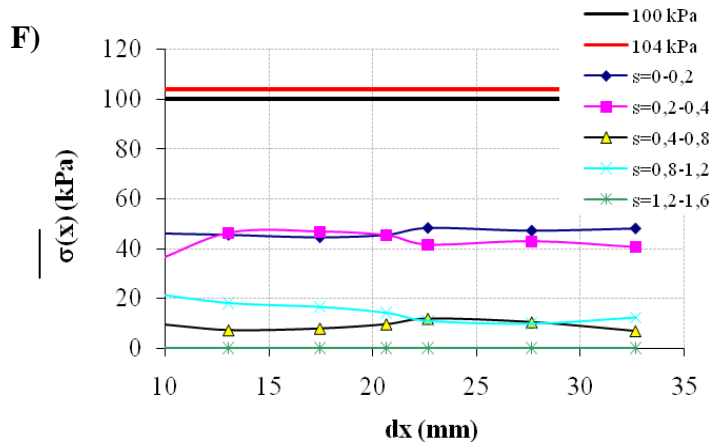
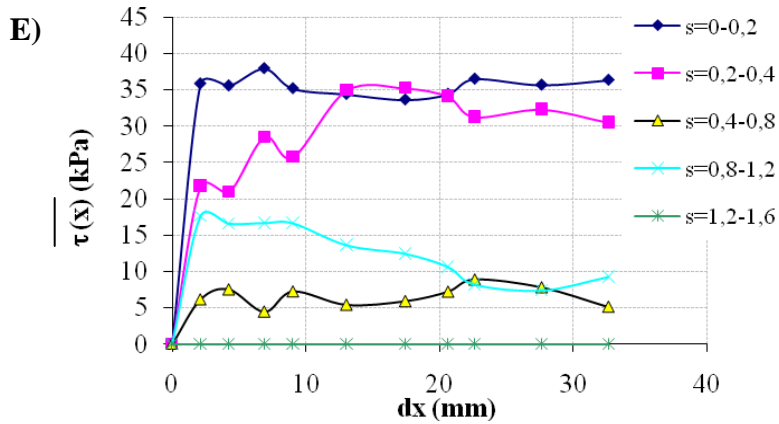
C)

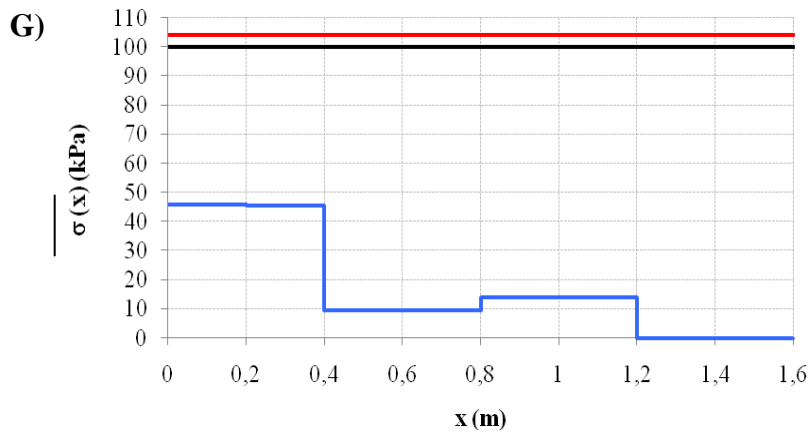


D)



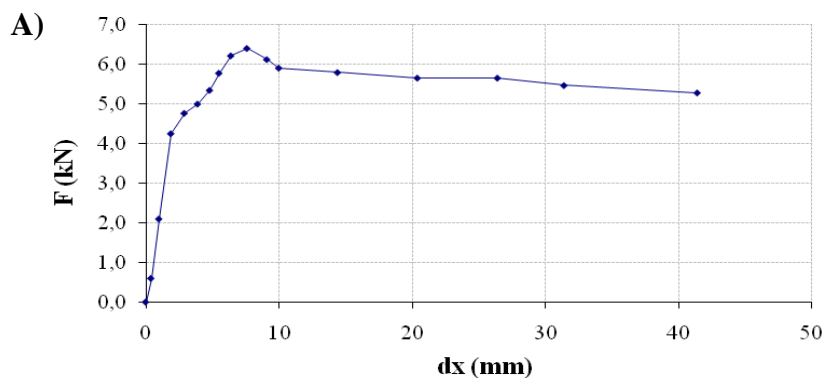
Come evidente il massimo contributo resistente è offerto dal meccanismo di interazione terreno – rinforzo che si sviluppa nei primi 40 cm da punto di applicazione del tiro. La parte finale del rinforzo, circa 40 cm, non sono invece da considerare collaboranti nello sviluppo della resistenza tangenziale all'interfaccia.

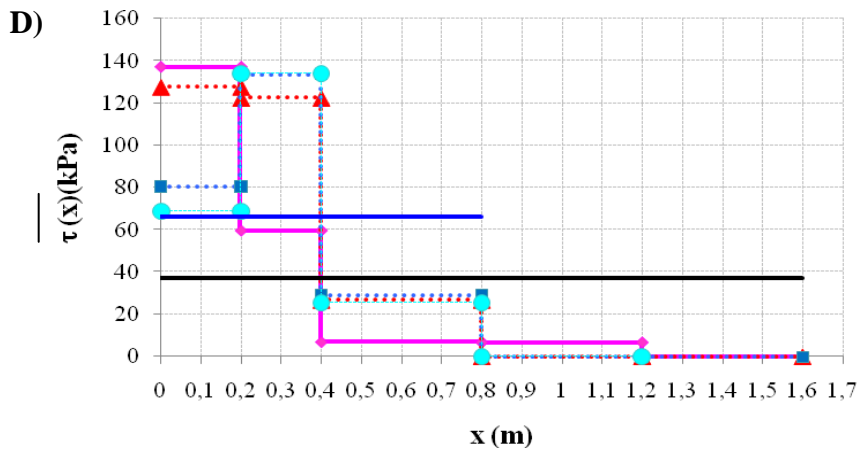
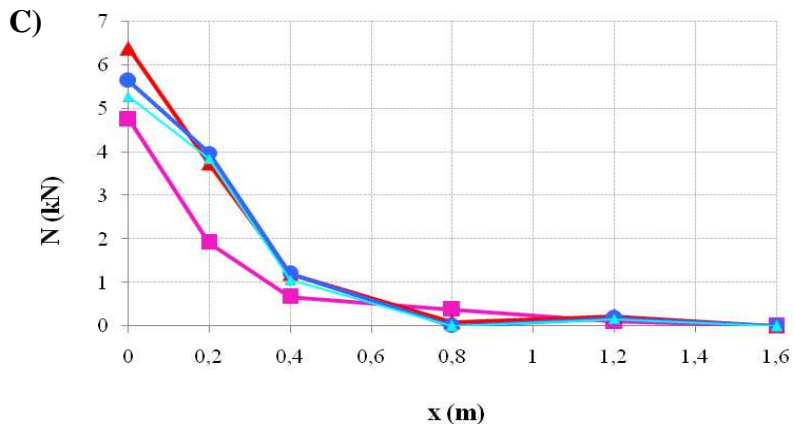
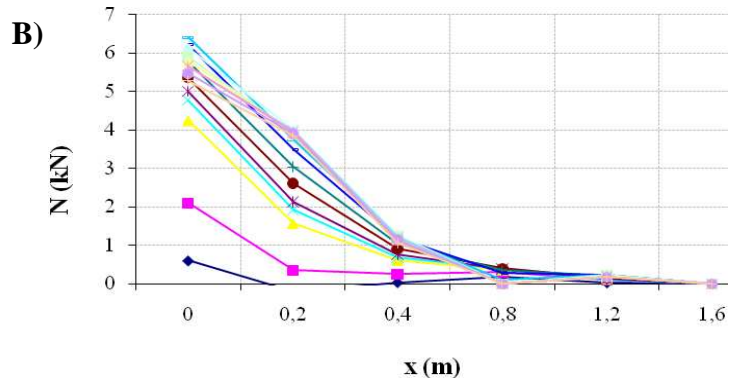




Prova A1a

σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	31
$u_a - u_w$ [kPa]	61
τ_1 [kPa]	34
τ_2 [kPa]	68

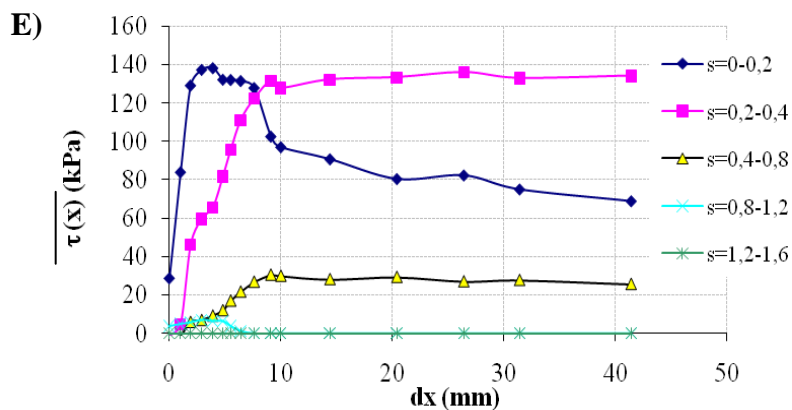


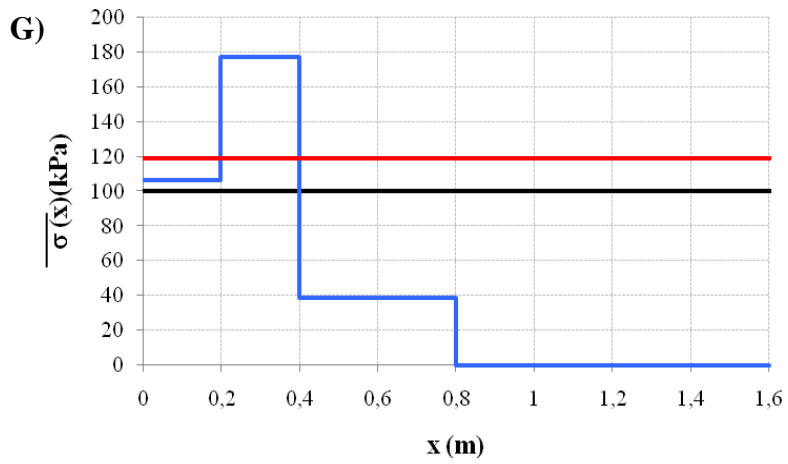
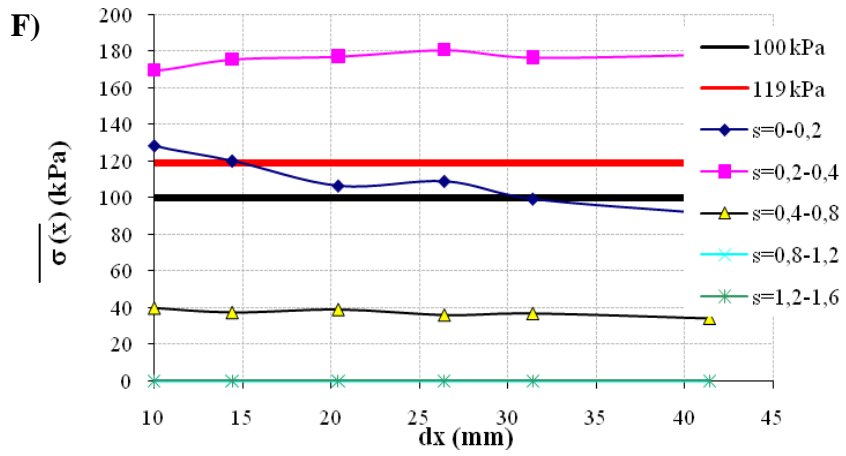


La mobilitazione della resistenza all'interfaccia avviene solo nei primi 80 cm di rinforzo, escludendo dunque la lunghezza compresa tra la sezione $x=0,8$ m e l'estremo finale del rinforzo dal calcolo della resistenza al taglio media mobilitata, si ha un incremento del 50 % della τ_2 rispetto la τ_1 .

E' evidente un meccanismo di rottura progressiva: nei primi 20 cm la resistenza mobilitata è massima prima del picco mentre nelle restanti sezioni attinge a valori più bassi. In corrispondenza della sollecitazione massima raggiunta (il picco, in rosso) i valori di resistenza si equivalgono nei primi 40 cm mentre sono sempre minori per lunghezze maggiori. Superata questo livello di carico la resistenza mobilitata all'interfaccia nella prima sezione crolla diminuendo del 50% mentre cresce nelle sezioni più profonde del rinforzo. Questa è la rottura progressiva: nei primi 20 cm superato il massimo valore di sollecitazione, e dunque la massima resistenza tangenziale disponibile, il terreno si distacca dal rinforzo e venendo meno l'interazione la resistenza diminuisce. Nelle sezioni più interne la resistenza tangenziale mobilitata continua a crescere fino al raggiungimento del valore ultimo disponibile.

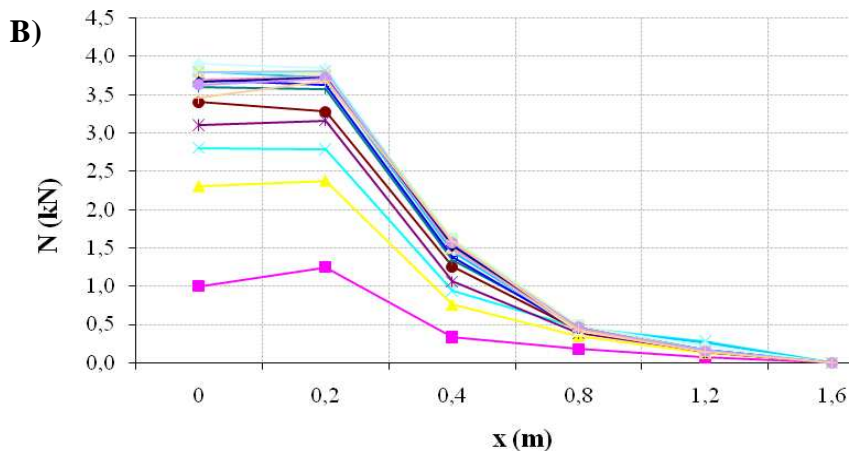
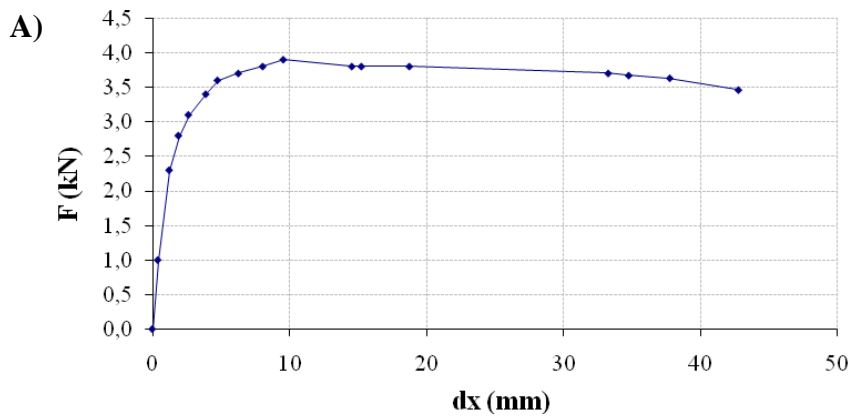
Anche la curva forza spostamento, come ovvio quando c'è un meccanismo di rottura progressiva mostra un picco di resistenza.

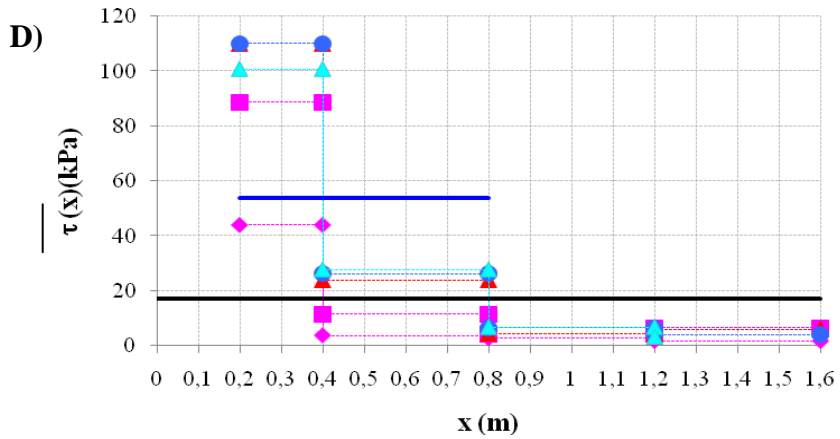
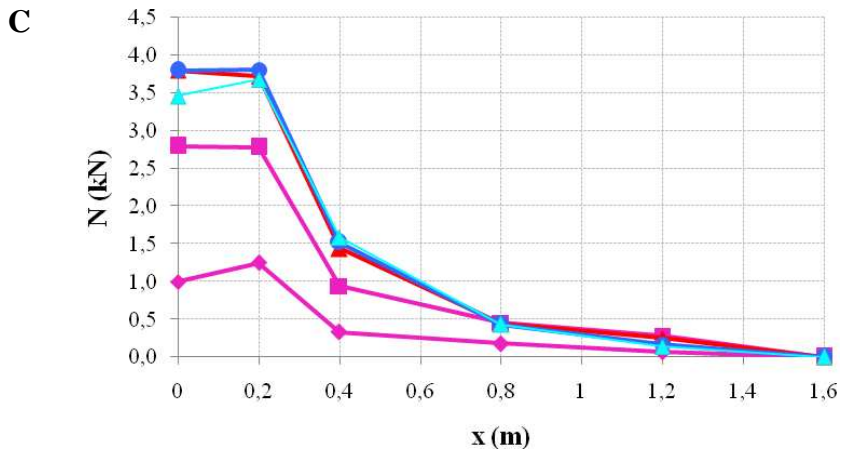




Prova A2a

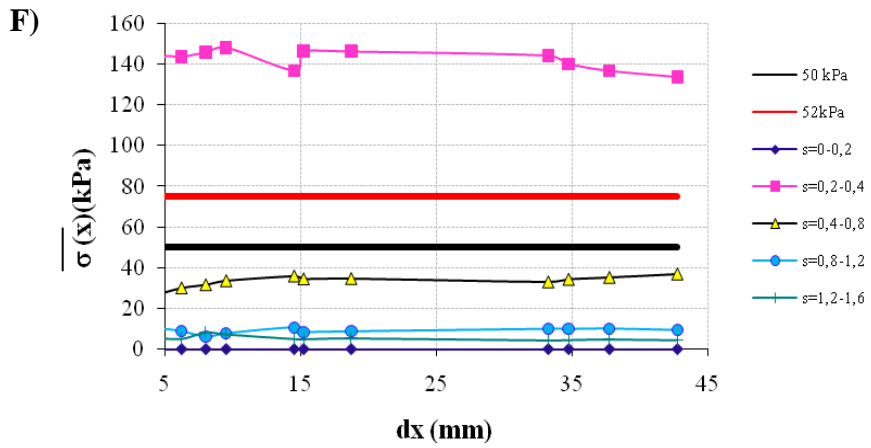
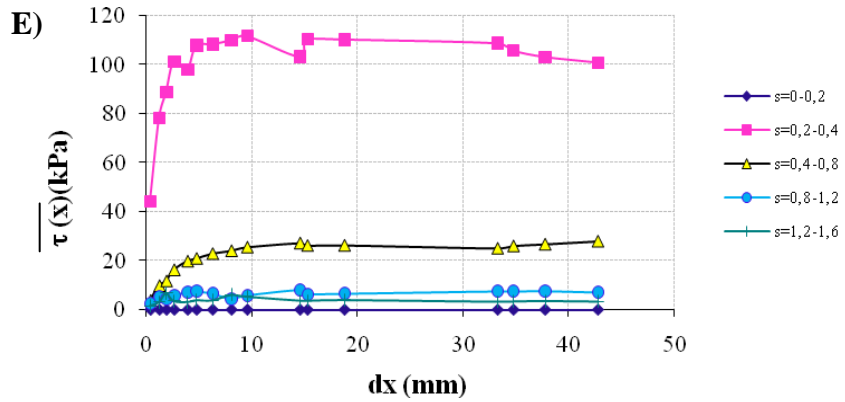
σ_v [kPa]	50
$S_r\%$ medio	26
u_a-u_w [kPa]	96
τ_1 [kPa]	23
τ_2 [kPa]	56

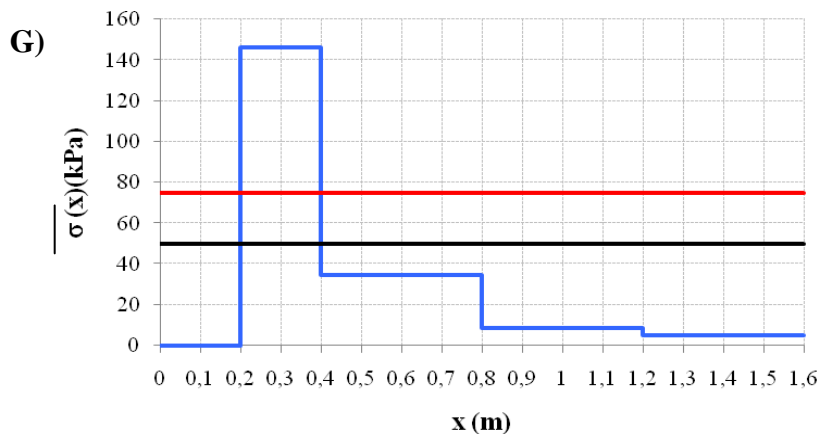




Nei primi 20 cm lo sforzo normale si trasmette senza subire variazioni si dai primi mm di spostamento, indice di una mancata aderenza tra il terreno ed il rinforzo. Il diagramma dello sforzo normale mostra inoltre come dalla sezione di misura posta a 0,8 m in poi il valore di sollecitazione misurato sia piuttosto basso: tale parte di rinforzo può essere considerata non collaborante nella mobilitazione della resistenza allo sfilamento.

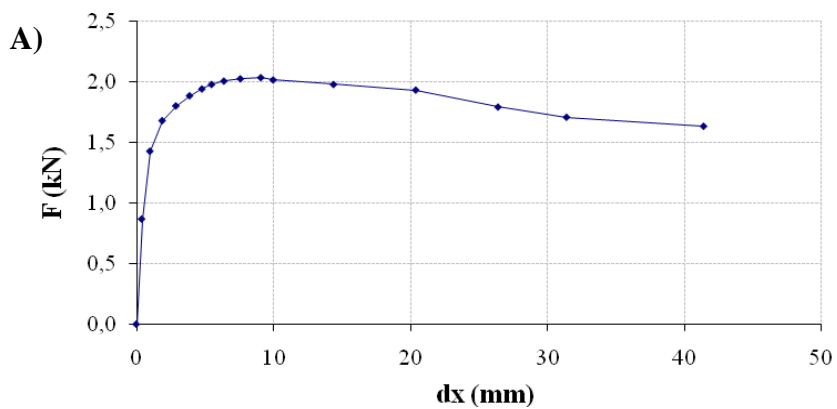
Considerando dunque la sola lunghezza reagente, che è quella che va dalla sezione a 0,2 m a quella a 0,8 m, la resistenza aumenta di circa 3 volte rispetto al suo valore medio τ_1 .

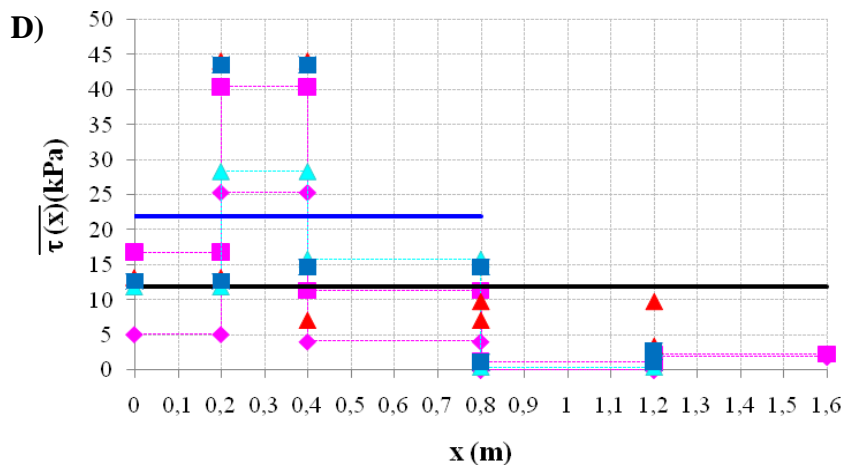
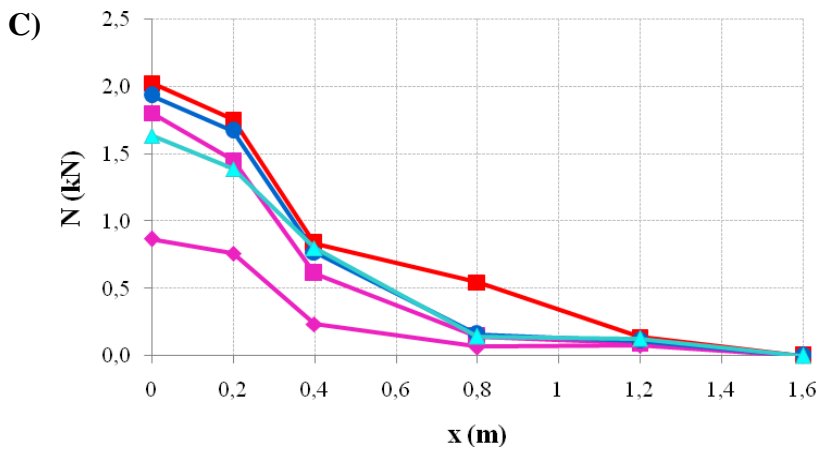
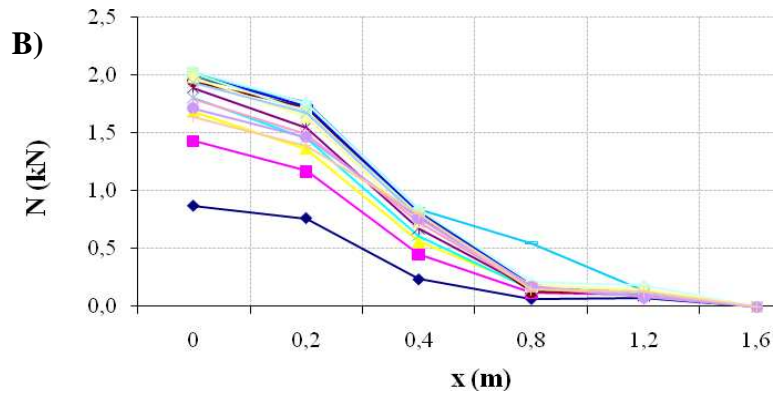




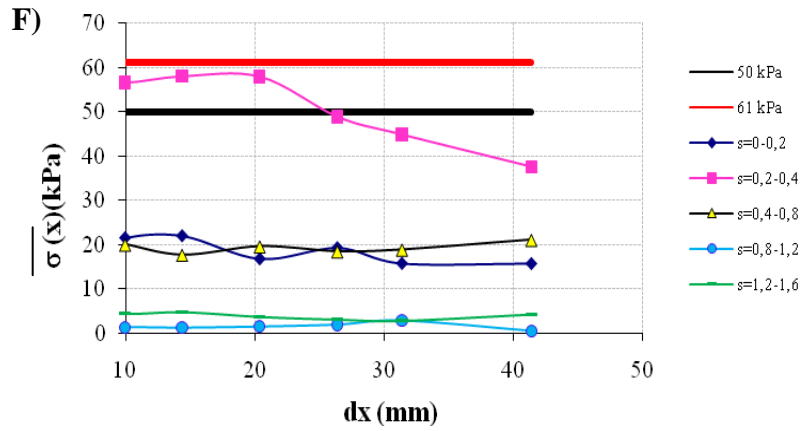
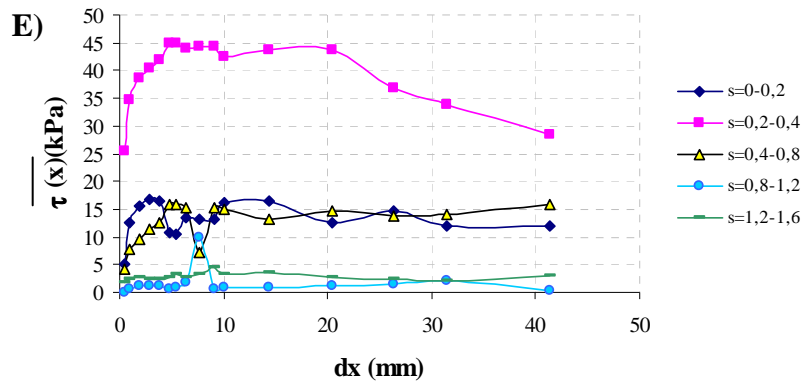
Prova A3a

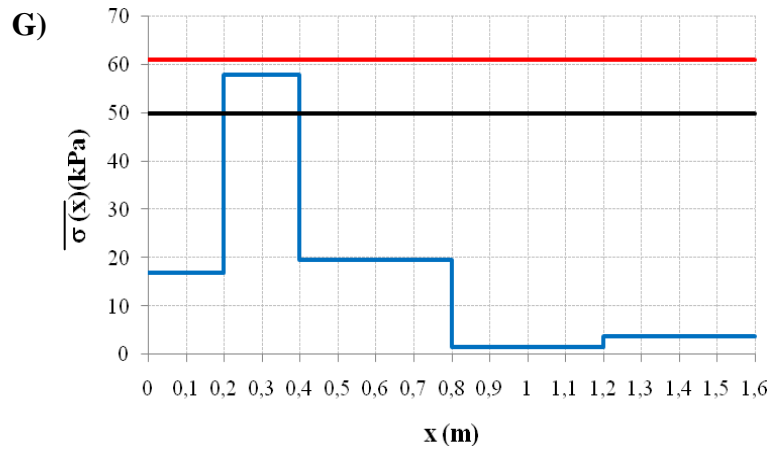
σ_v [kPa]	50
$S_r\%$ medio	35
$u_a - u_w$ [kPa]	32
τ_1 [kPa]	12
τ_2 [kPa]	22





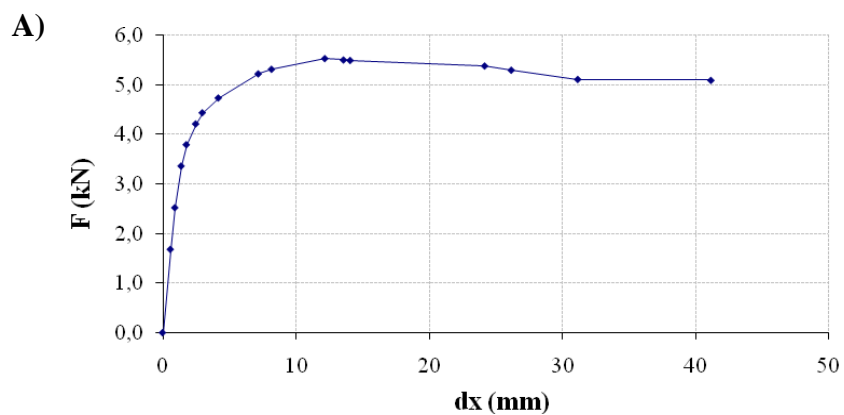
Nella prima parte di rinforzo, la resistenza mobilitata all'interfaccia è bassa ma ha comunque un certo peso sulla globale, mentre dalla sezione 0,8 in poi il rinforzo può essere considerato non collaborante.



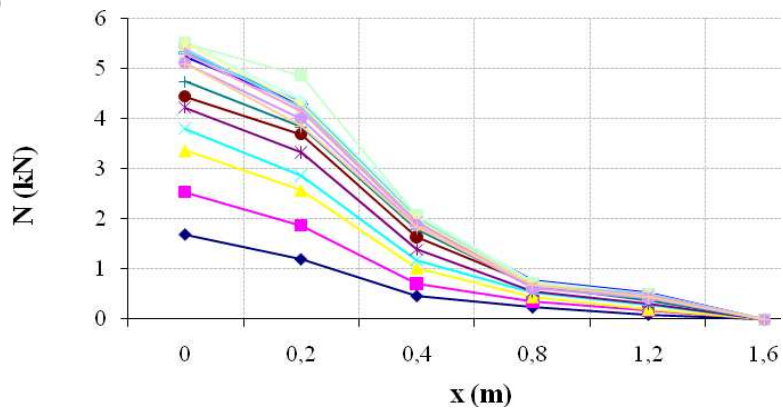


Prova A4a

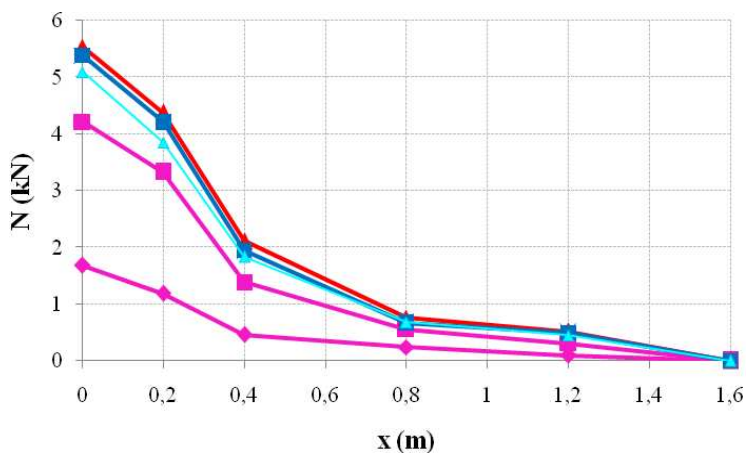
σ_v [kPa]	100
$S_r\%$ medio	33
$u_a - u_w$ [kPa]	34
τ_1 [kPa]	33
τ_2 [kPa]	59

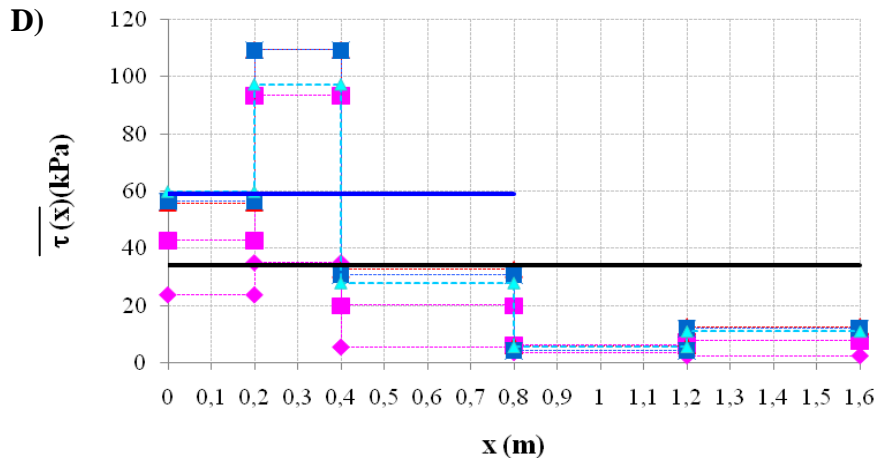


B)



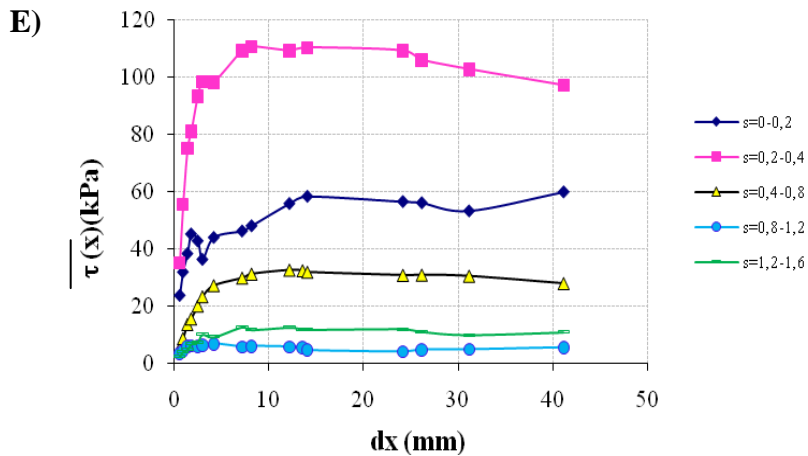
C)

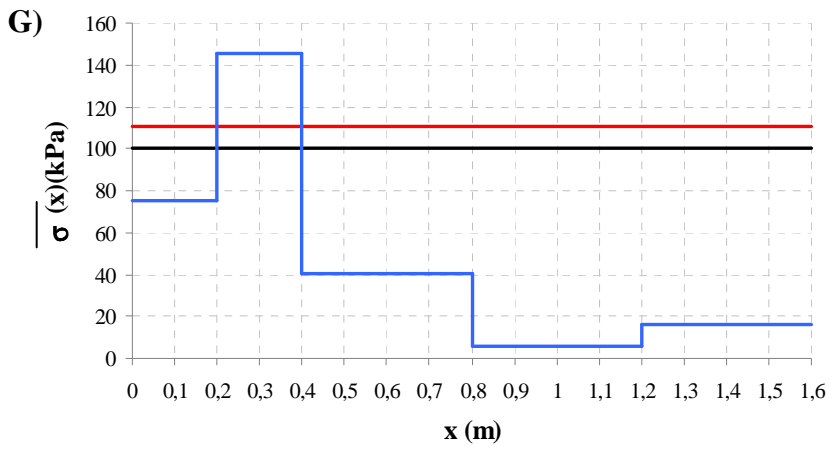
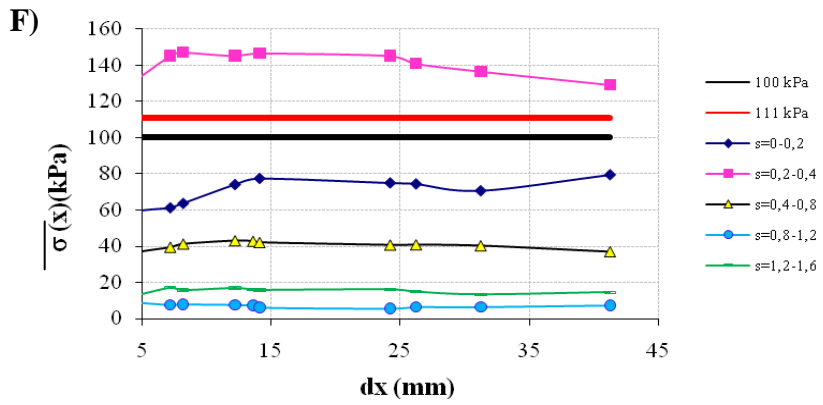




Si può considerare collaborante il rinforzo per i suoi primi 80 cm, oltre il contributo resistente offerto è piuttosto esiguo: questa diminuzione di lunghezza passiva comporta un notevole aumento di resistenza.

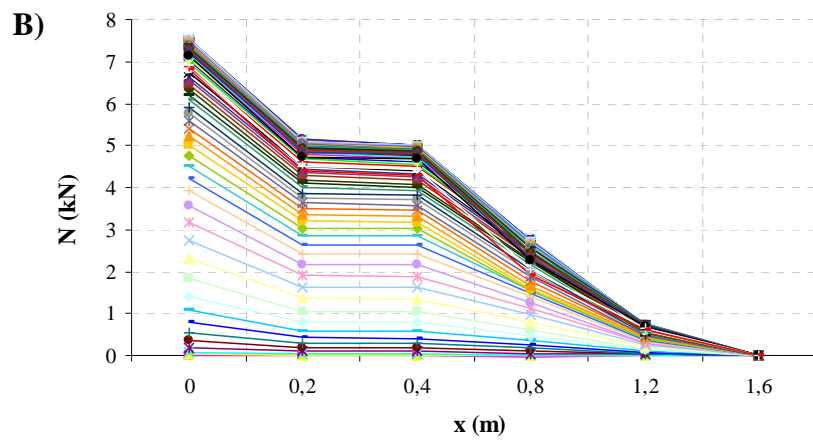
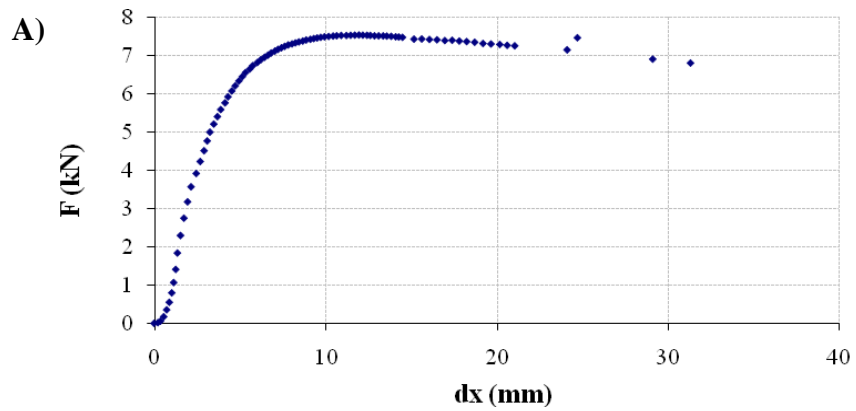
Non è evidente un meccanismo di rottura progressiva anche se si nota chiaramente che i primi 20 cm di rinforzo offrono un contributo resistente minore della parte compresa tra 20 e 40 cm, questo dovuto probabilmente a movimenti del terreno verso l'esterno del terreno che tende a seguire il verso di tiro del rinforzo nella parte prossima al foro di uscita che comportano una diminuzione della resistenza.

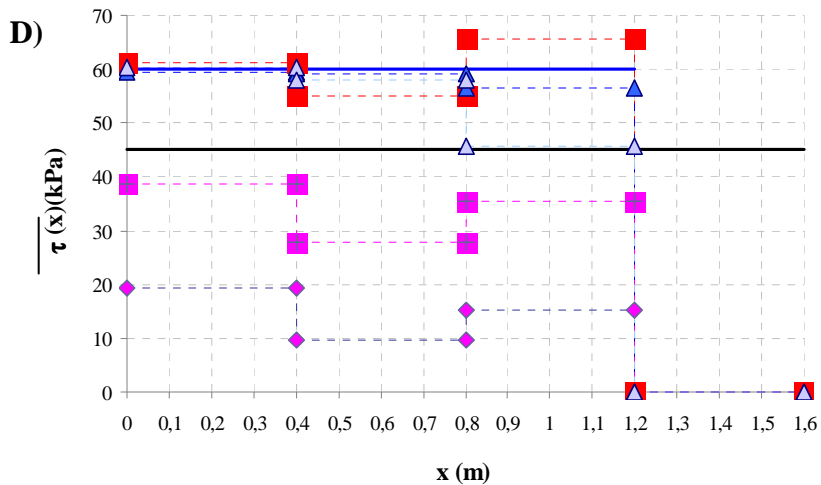
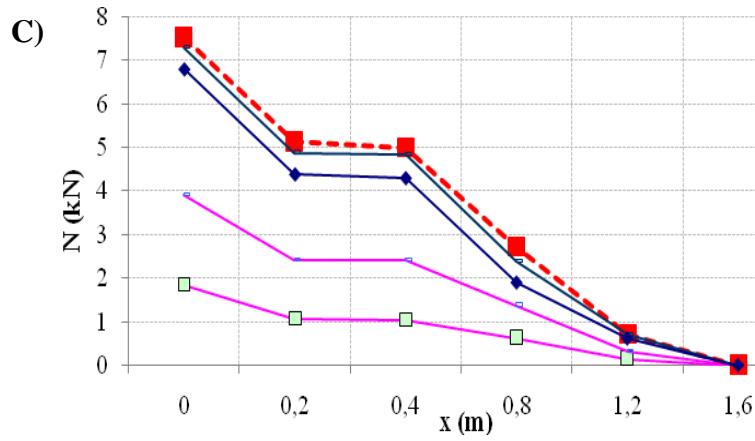




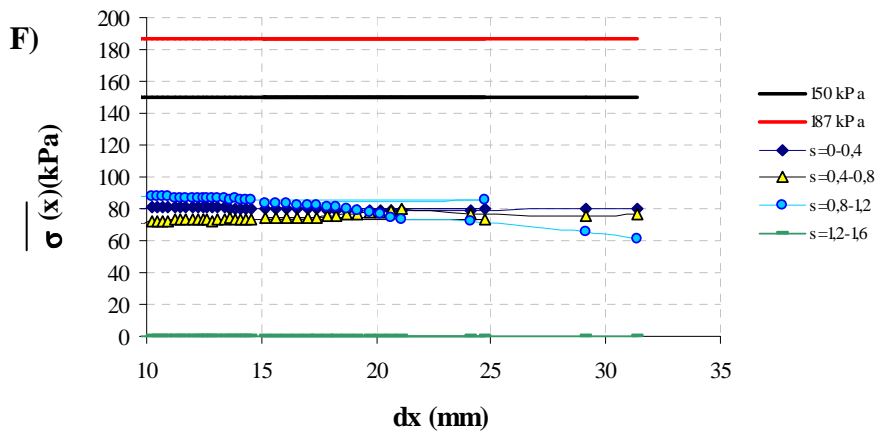
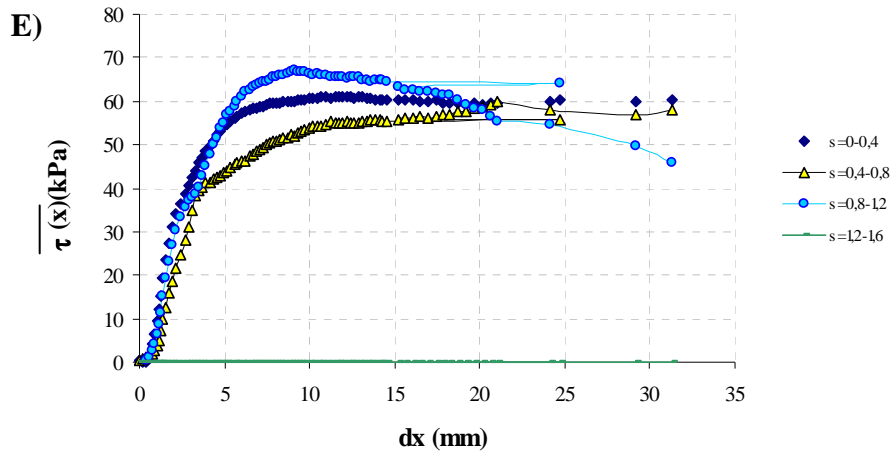
Prova A1c

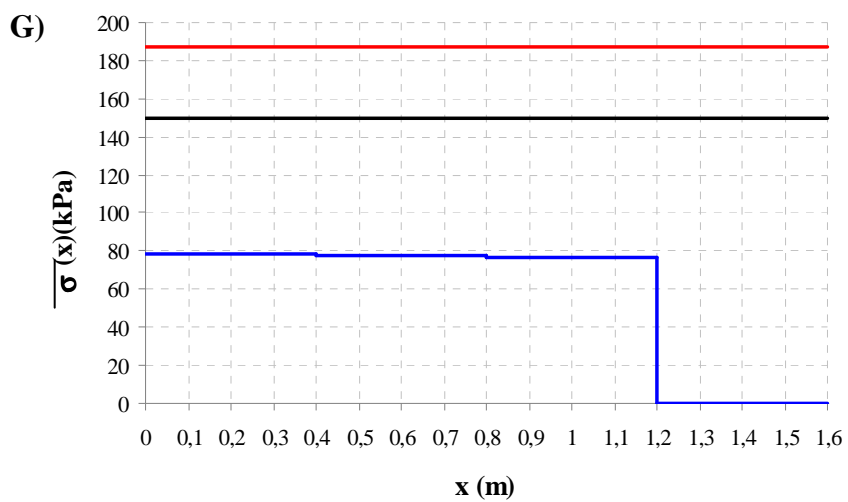
σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	21
u_a-u_w [kPa]	175
τ_1 [kPa]	45
τ_2 [kPa]	60





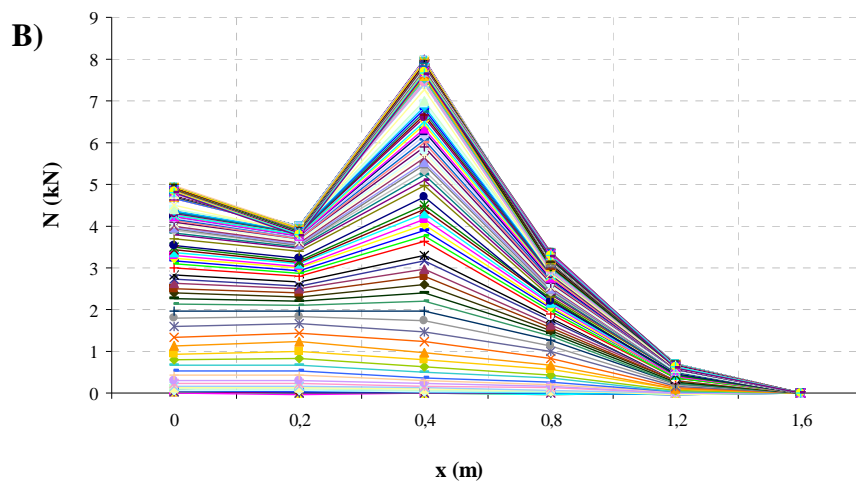
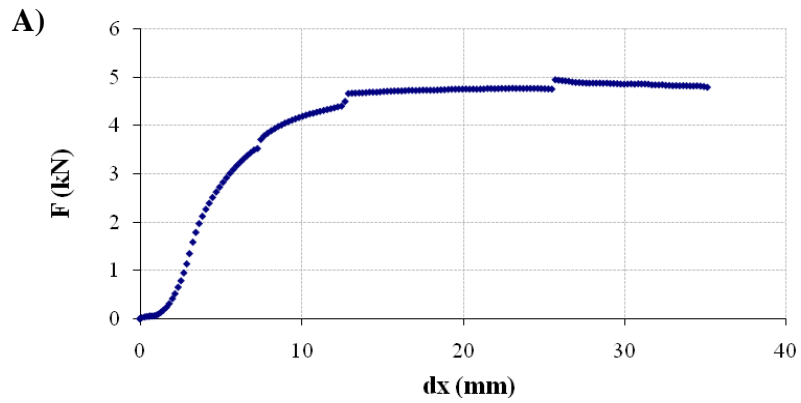
Il tratto costante compreso tra le sezioni poste a 0,2 e 0,4 m che indicherebbe una zona di distacco tra il terreno e il rinforzo, non è veritiero. Si considera dunque non credibile la lettura in corrispondenza della sezione a 0,2 m e si calcola la resistenza tangenziale applicando la (4.4) tra le sezioni di misura a 0 e a 0,4 m. La parte terminale del rinforzo offre un contributo resistente trascurabile, escludendola nell'applicare la (4.5) il valore della resistenza mobilitata aumenta ma non di molto.

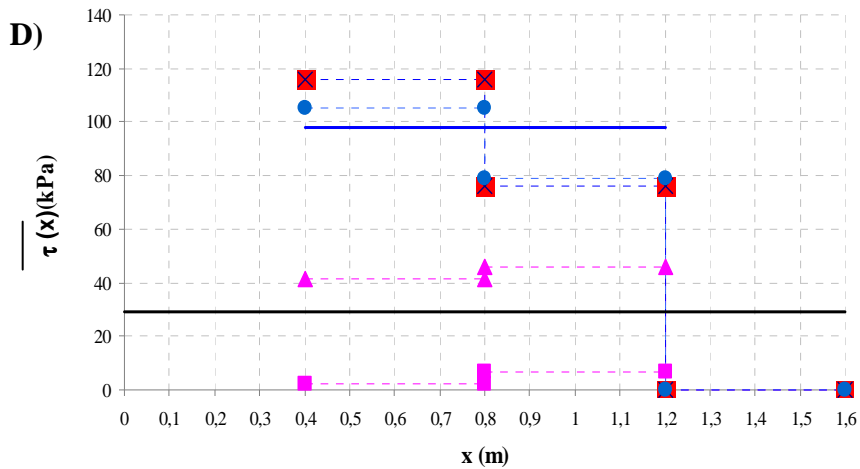
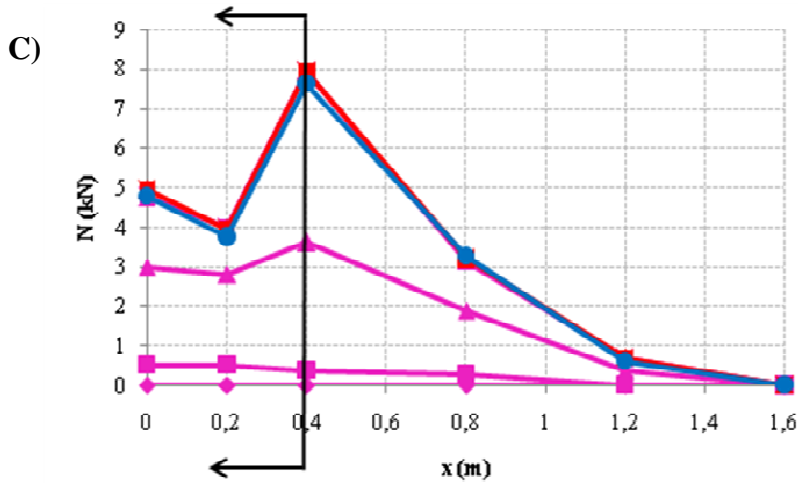




Prova A2c

σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	48
u_a-u_w [kPa]	27
τ_1 [kPa]	29
τ_2 [kPa]	98

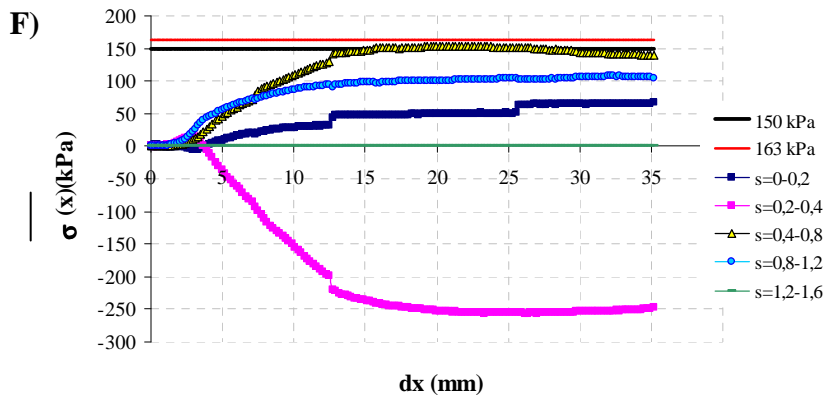
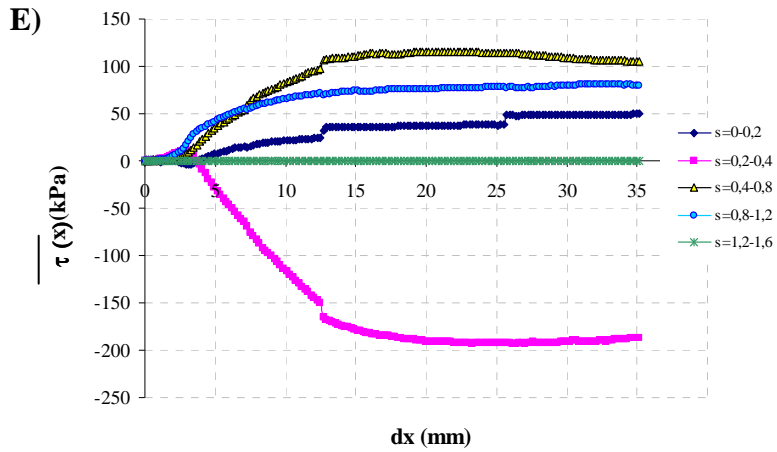


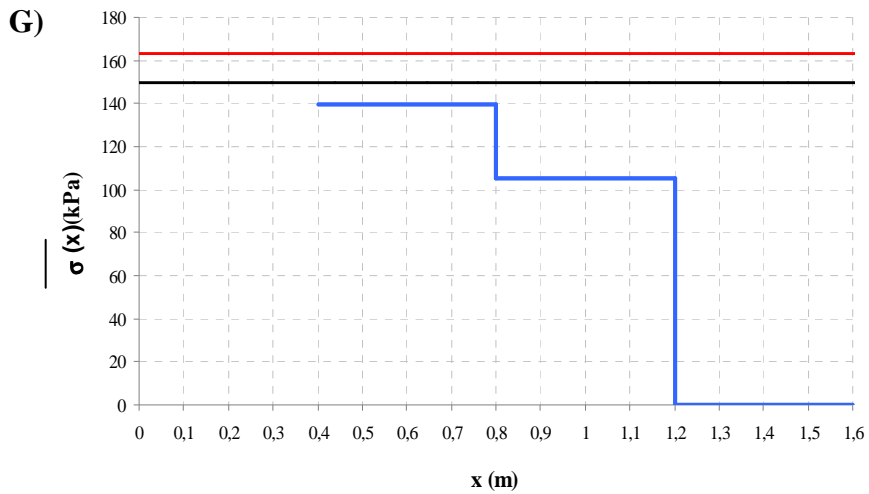


La misura locale delle deformazioni della barra ha permesso in questo caso di individuare l'estensione della zona attiva che va, come evidente dal grafico che mostra l'andamento dello sforzo normale lungo il *nail*, dal punto di applicazione del tiro alla sezione strumentata a 0,4 m.

In questa prima parte il terreno si muove verso l'esterno. La zona passiva, resistente, si estende a partire da 0,4 m fino alla fine del *nail*, l'ultimo tratto però può essere considerato non collaborante visto l'esiguo contributo dato nella mobilitazione delle resistenze tangenziali. Calcolando dunque la resistenza

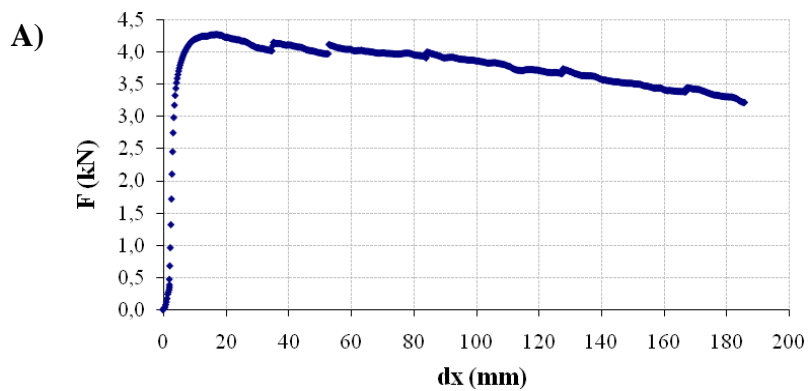
al'interfaccia mobilitata con la (4.5) e considerando la sola lunghezza collaborante, il valore ottenuto è di molto superiore a quello calcolato con la (4.1).

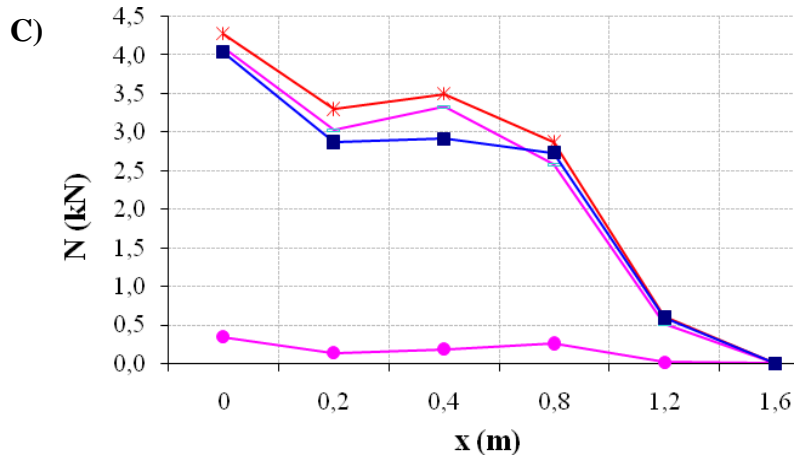
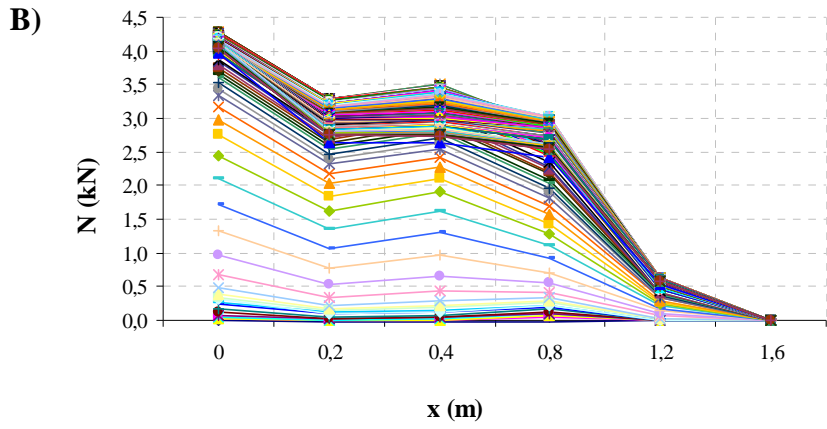


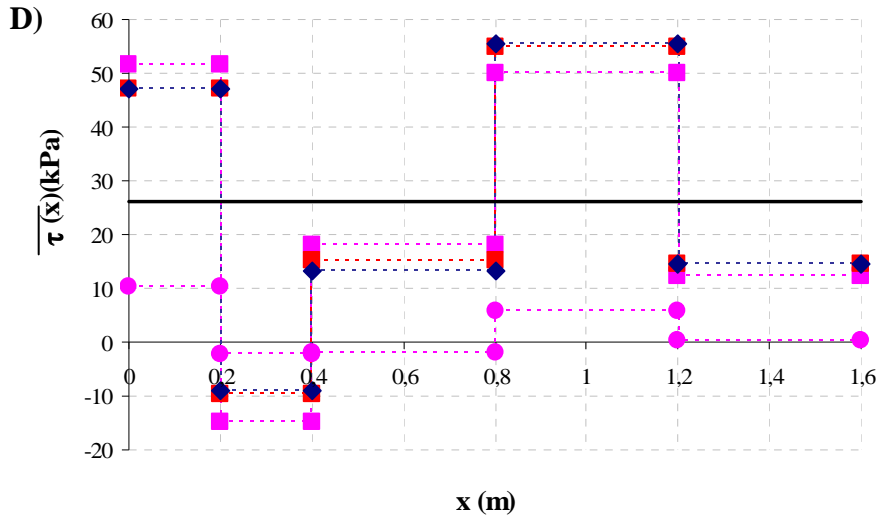


Prova A3c

σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	32
$u_a - u_w$ [kPa]	57
τ_1 [kPa]	26
τ_2 [kPa]	26

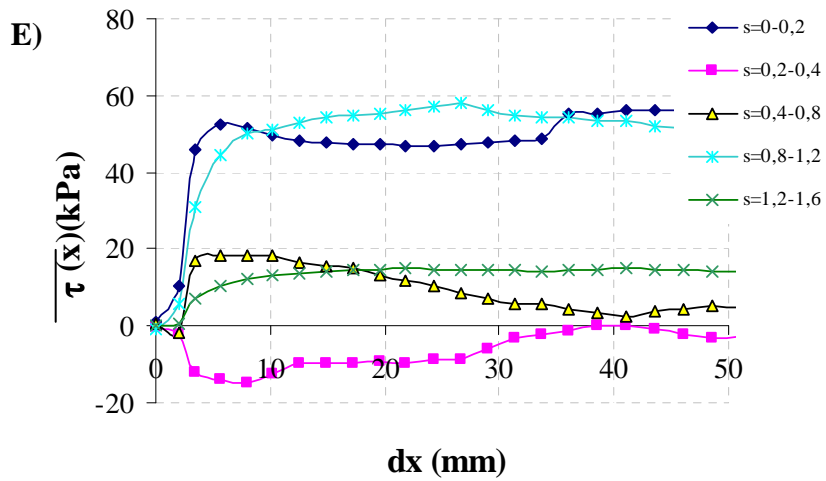


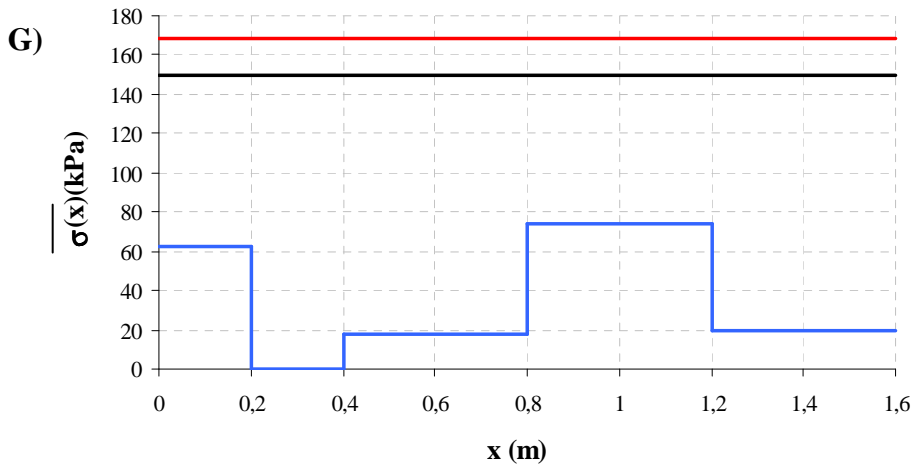
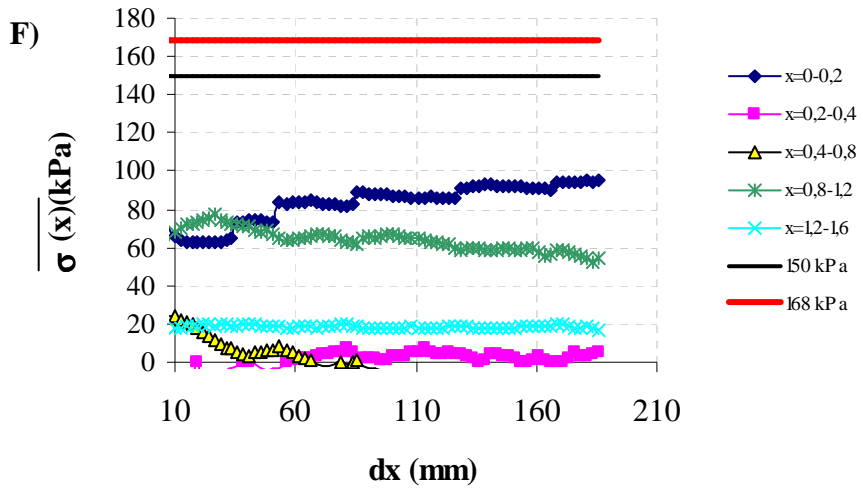




Come evidente fino sembra manchi aderenza tra terreno e rinforzo tra le sezioni 0.2 e 0.8.

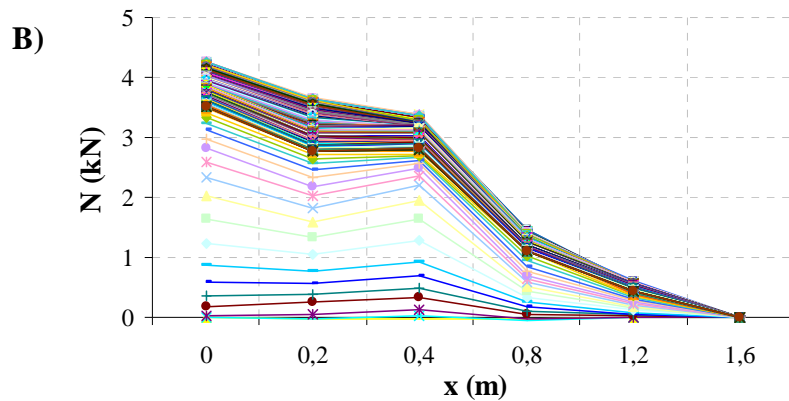
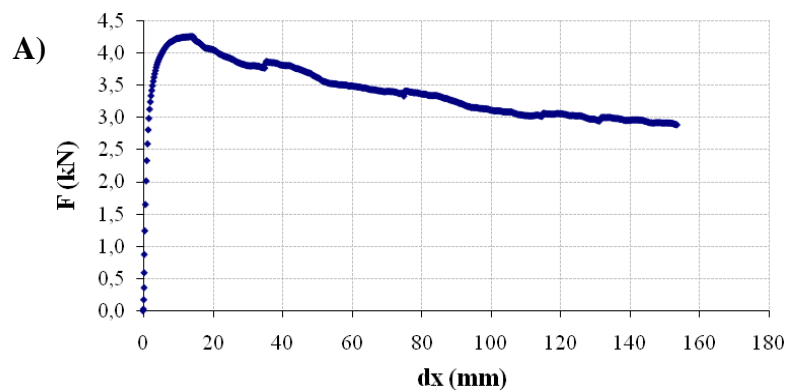
Analizzando ciò che accade in ogni sezione nel corso della prova e valutando lo stato tensionale, è evidente uno scarico tra le sezioni che appaiono non collaboranti.

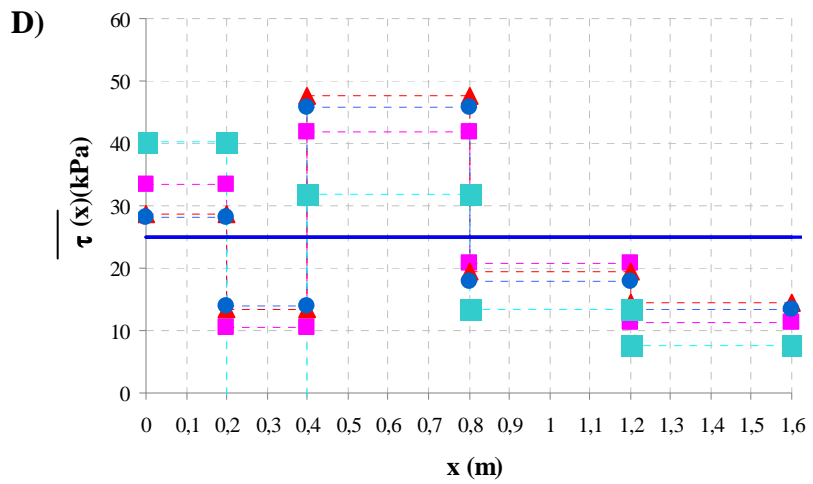
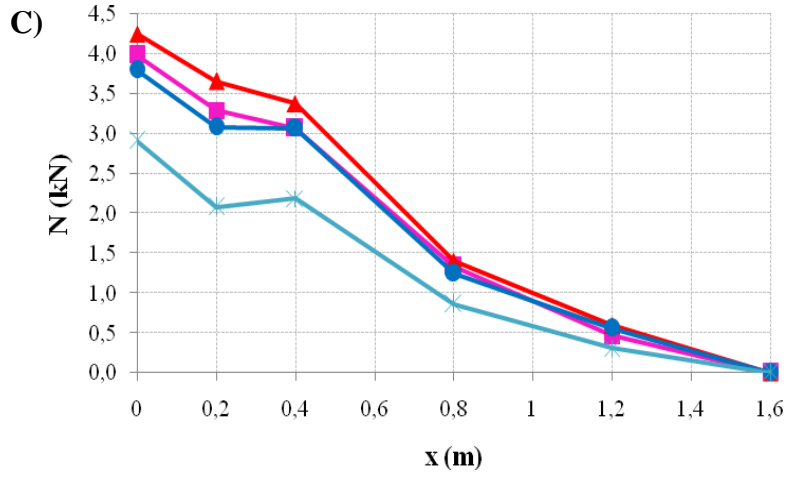




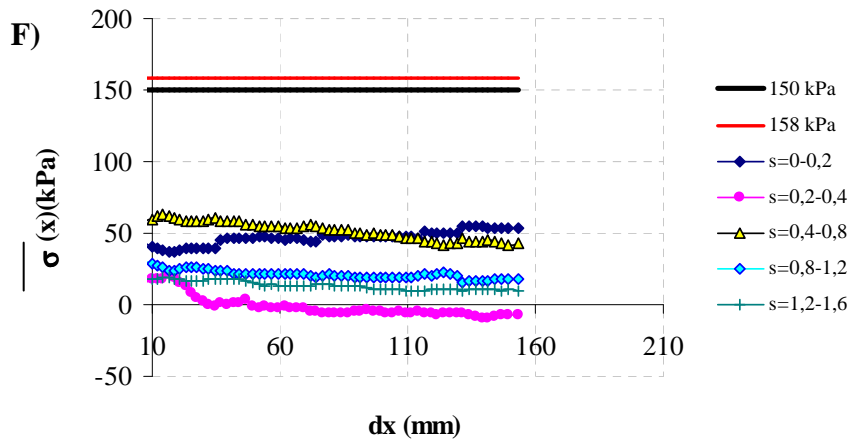
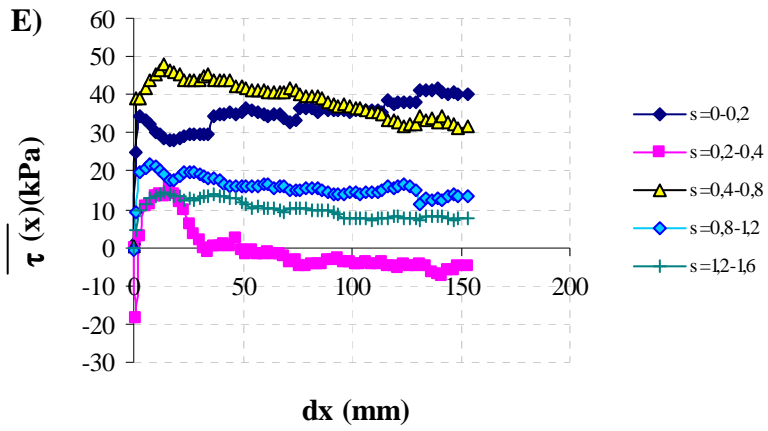
Prova A4c

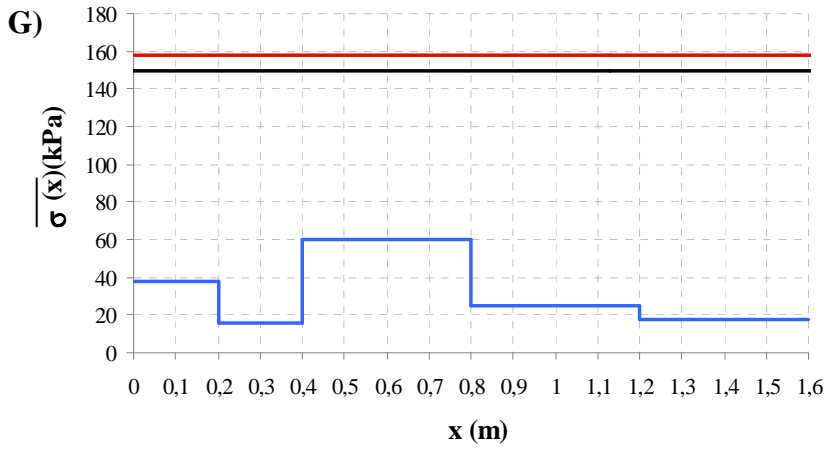
σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	35
u_a-u_w [kPa]	22
τ_1 [kPa]	25
τ_2 [kPa]	25





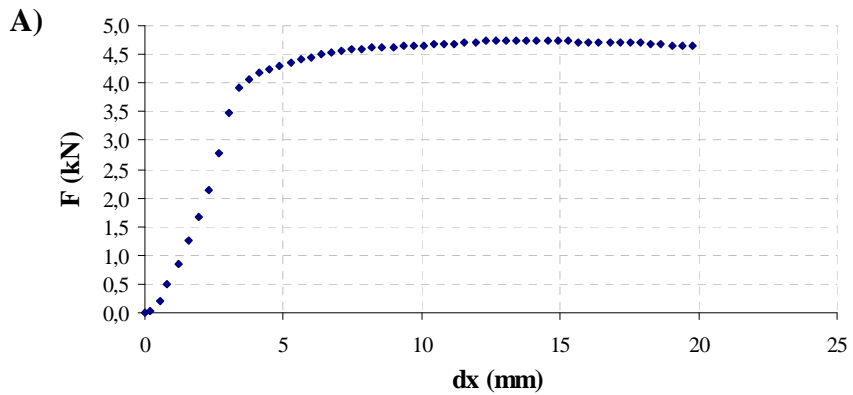
La resistenza all'interfaccia viene mobilitata lungo tutta la barra.

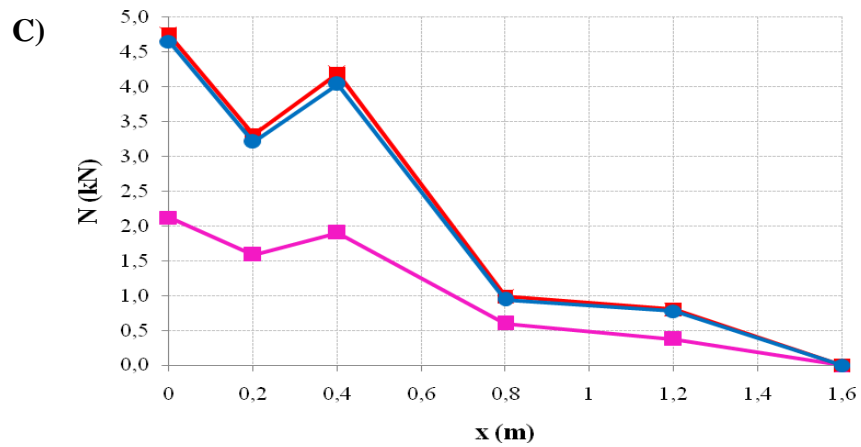
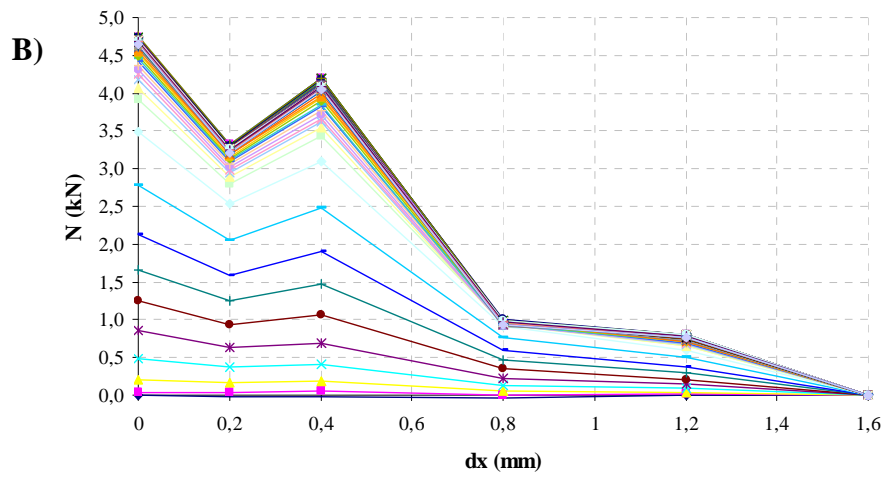


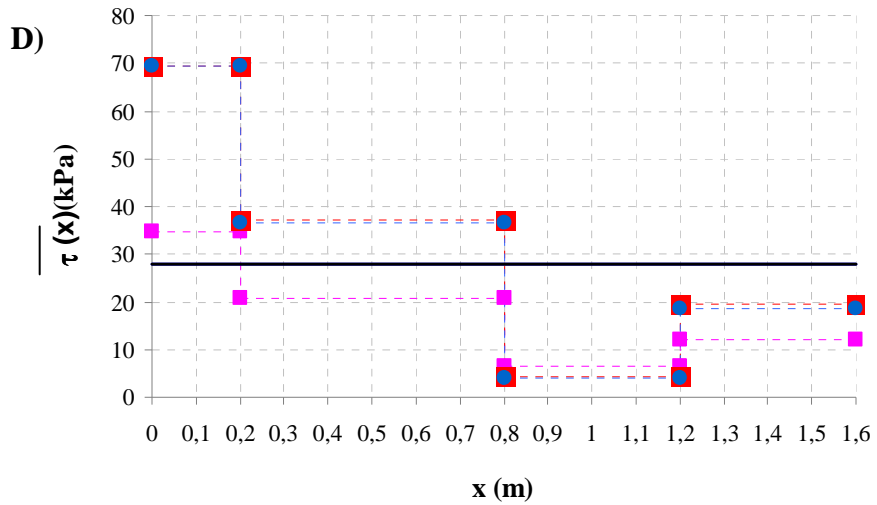


Prova A5c

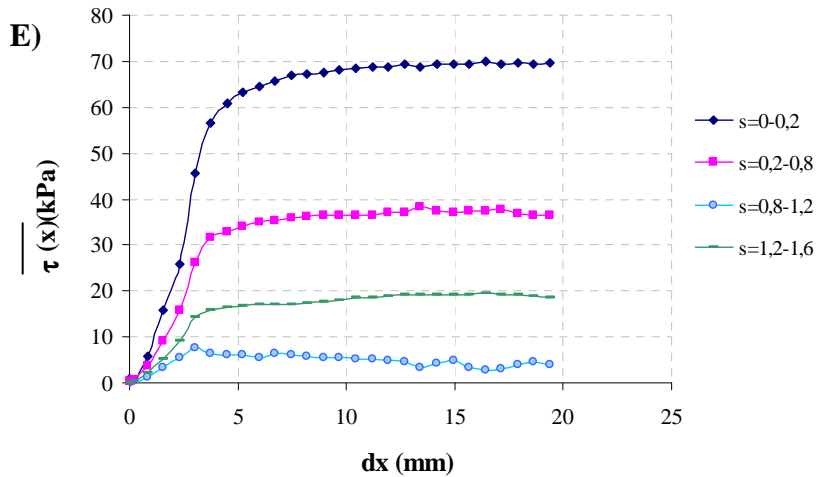
σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	19
$u_a - u_w$ [kPa]	241
τ_1 [kPa]	28
τ_2 [kPa]	28

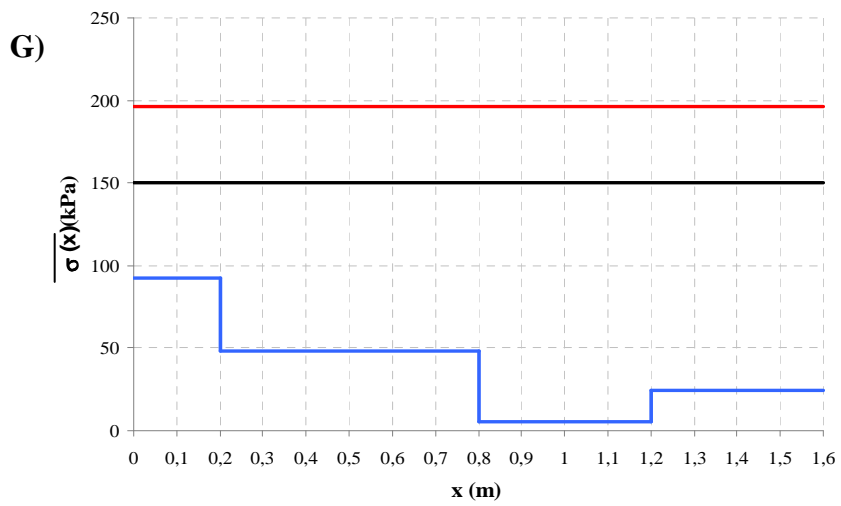
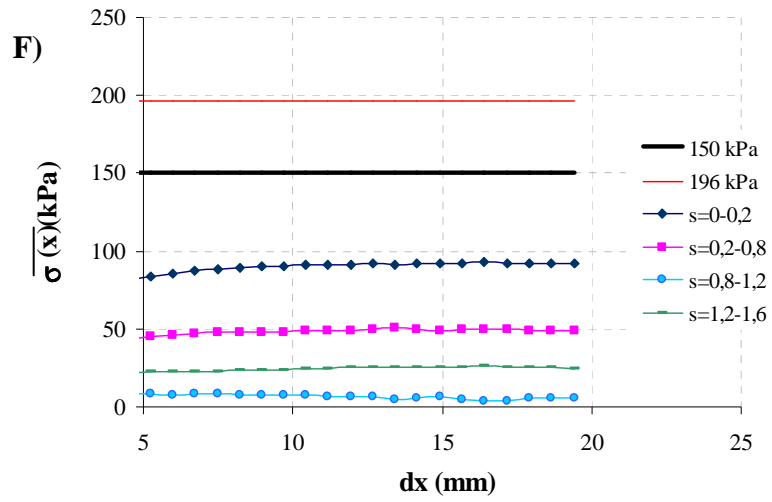






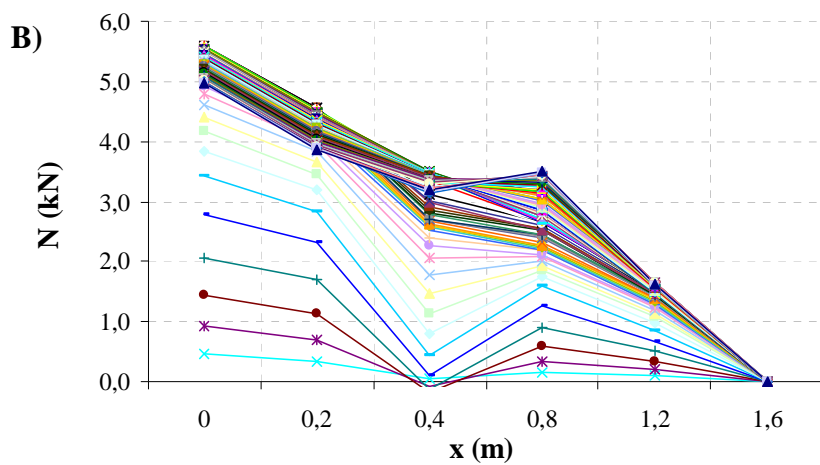
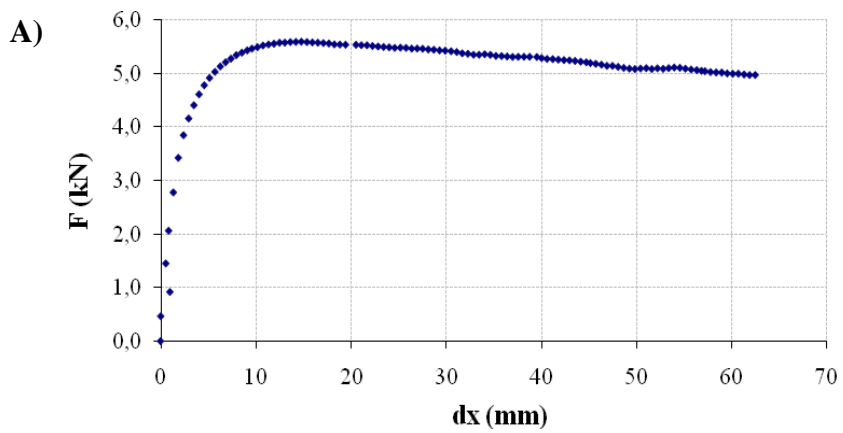
La misura registrata in corrispondenza della sezione strumentata a 0,4 m non è verosimile, viene dunque escluso questo punto di misura nell'applicazione della formula (3.12) usata per calcolare la resistenza tangenziale tra due punti di misura successivi.

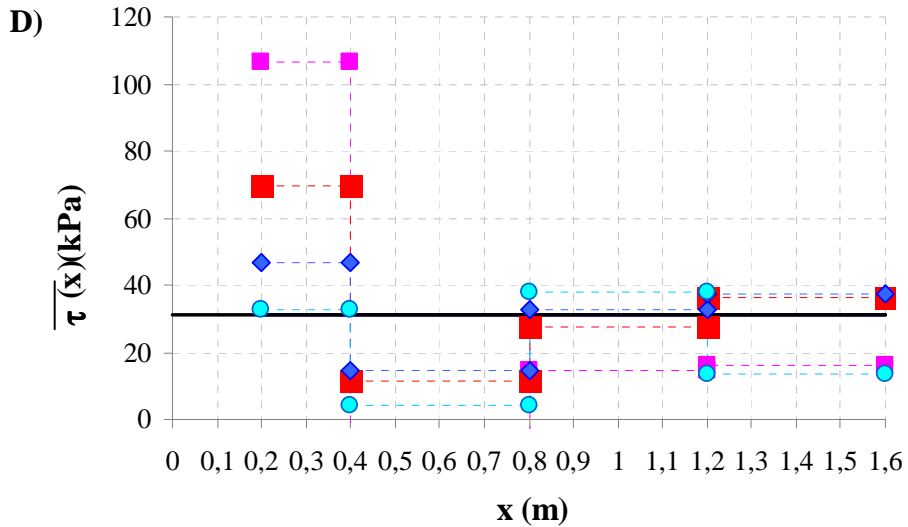
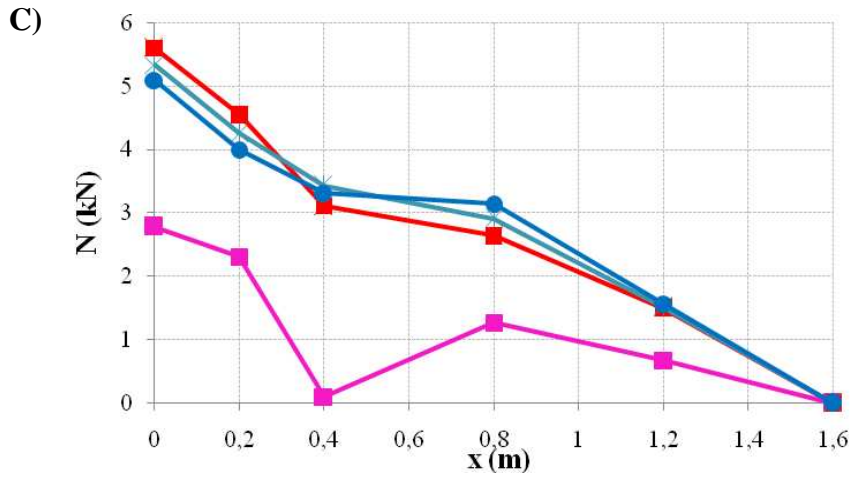




Prova A6c

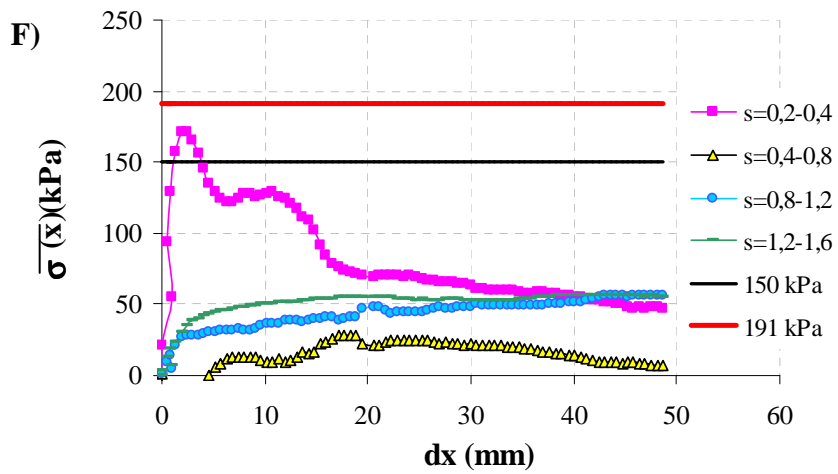
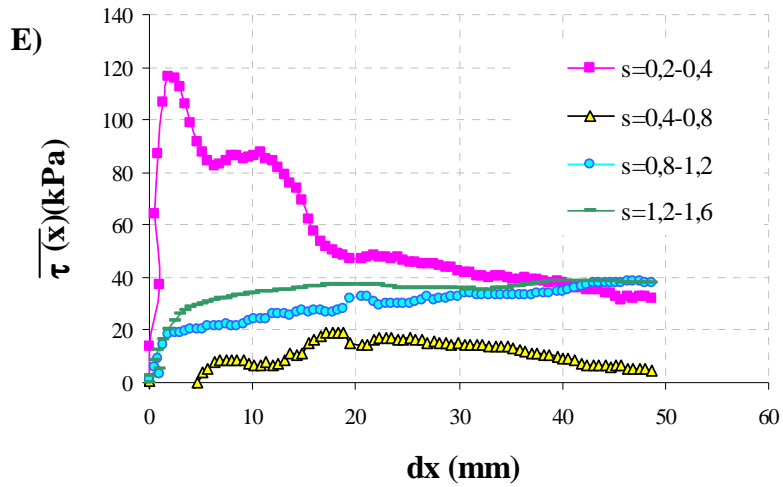
σ_v [kPa]	150
$S_r\%$ medio	20
u_a-u_w [kPa]	203
τ_1 [kPa]	31
τ_2 [kPa]	31





Questa prova differisce da tutte le precedenti perché nei primi 20 cm si è cercato di isolare il rinforzo dal terreno a mezzo di un cilindro di pvc posto intorno alla barra. A seguito dello sfilamento però il terreno è stato sollecitato a muoversi verso il punto di applicazione del tiro, entrando così nel tubo di pvc cavo e falsando in questo primo tratto la misura dell'esensimetro che non fornisce una misura uguale a quella del punto di applicazione ; questo problema è stato confermato dalla

presenza a fine prova di terreno all'interno del tubo. Non essendoci comunque aderenza tra il terreno e il rinforzo, questo primo tratto è da escludersi nel calcolo della resistenza mediante τ_2 .



APPENDICE C

Le analisi numeriche

In questa appendice si riportano alcune informazioni relative alle analisi numeriche ed i risultati prova per prova non mostrati nel capitolo 5.

Per ogni prova è stata redatta una scheda in cui sono riassunte le caratteristiche della *mesh* (il numero di nodi e *stress point*) e le fasi di calcolo. Come risultati si riportano per ogni prova i diagrammi:

- della forza di sfilamento applicata all'elemento chiodo in funzione dello spostamento indotto allo stesso elemento ;
- dello stato tensionale lungo il chiodo prima (grafico A) e a seguito della fase di sfilamento (grafico B) nei punti 1 e 4 di figura 1c.
- della mobilitazione della resistenza al taglio all'interfaccia (solo per le prove da B1 a B1_150 Tab.Va) nei punti 1,2,3 e 4 indicati in figura 1c e in tre diverse sezioni lungo l'asse del chiodo ($x=1.5m$, $x=1.05m$, $x=0.45m$). Nei grafici inoltre è riportato con una linea continua il valore della $\tan\phi$, con ϕ angolo d'attrito del terreno in condizioni di stato critico, indicato in tabella V.a.

- delle variazioni di tensione normale all'interfaccia nel punto 1 (figura 1c) a seguito dello scarico e prima della fase di tiro solo per le prove in cui è stato applicato uno scarico tensionale (da VSH1 a VSH 16, Tab.Va).

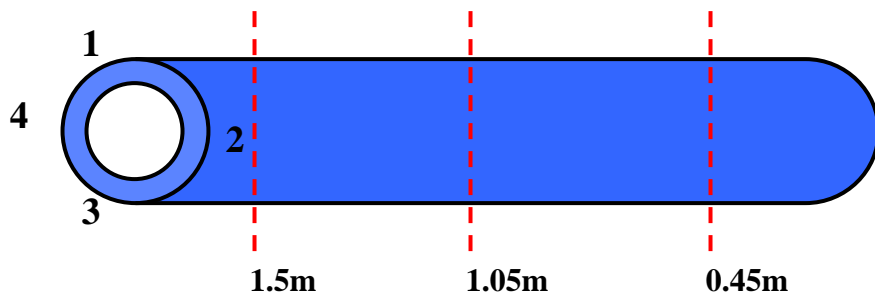
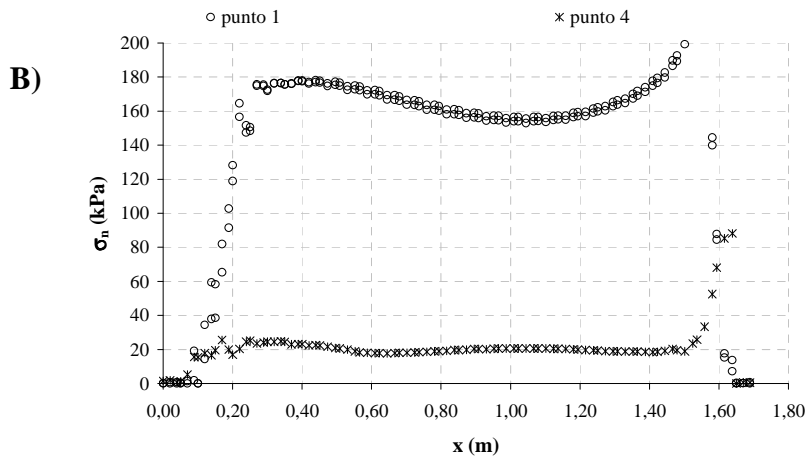
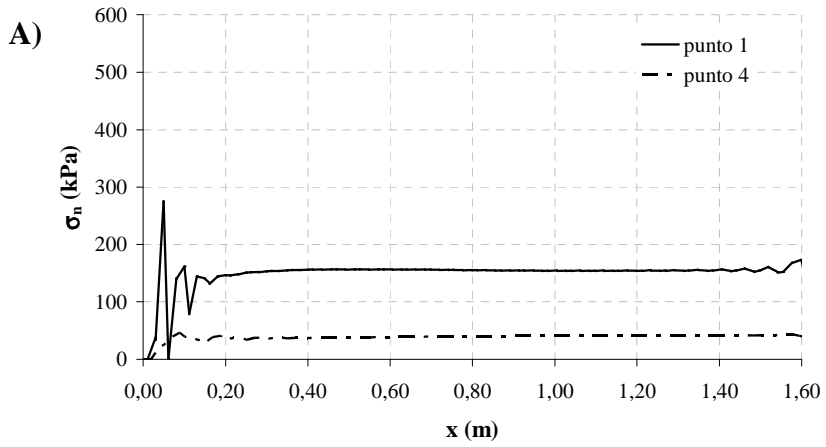
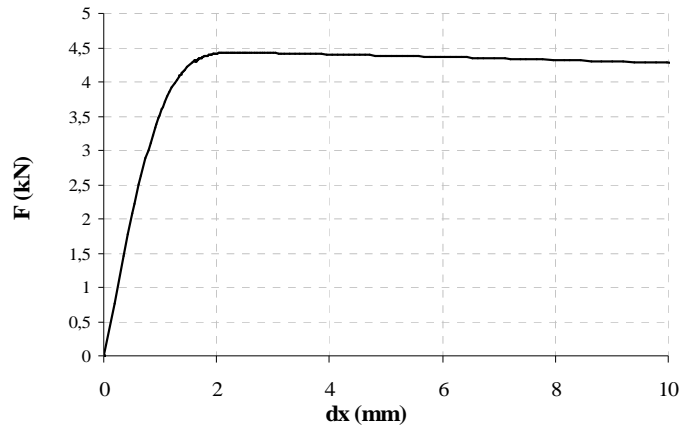


Figura 1c: Punti (da 1 a 4) e sezioni (in rosso tratteggiate) lungo il perimetro del chiodo in cui sono misurati gli spostamenti e le tensioni agenti

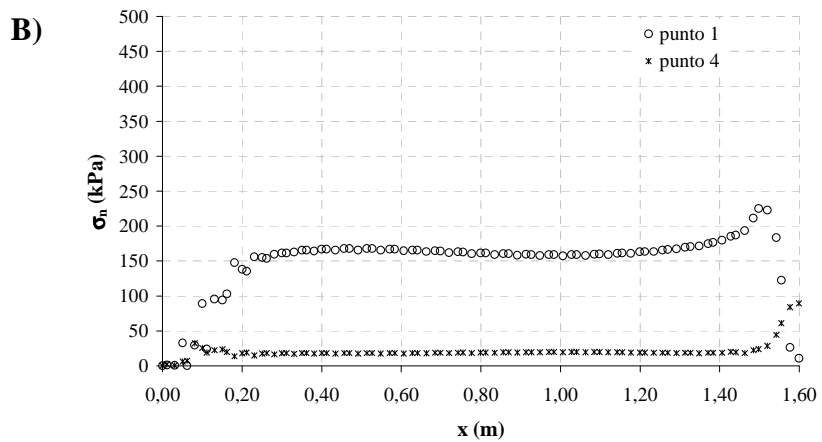
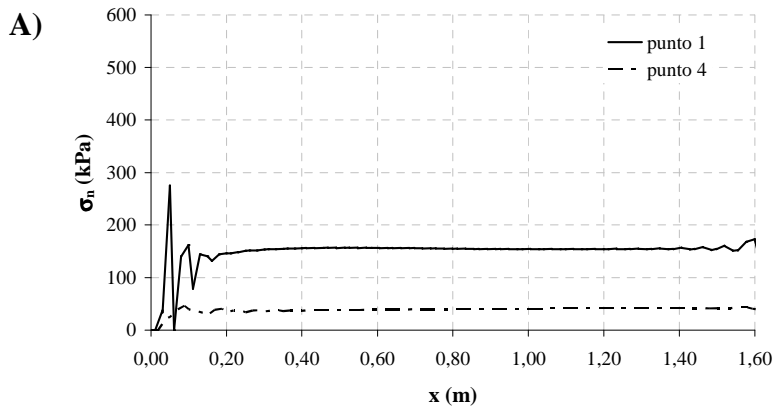
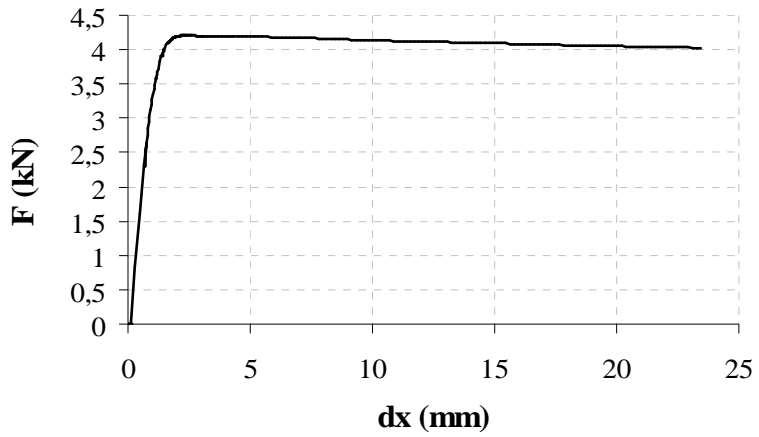
Simulazione I_A1

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno e dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 ed all'elemento chiodo (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione di una pressione unitaria agente sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



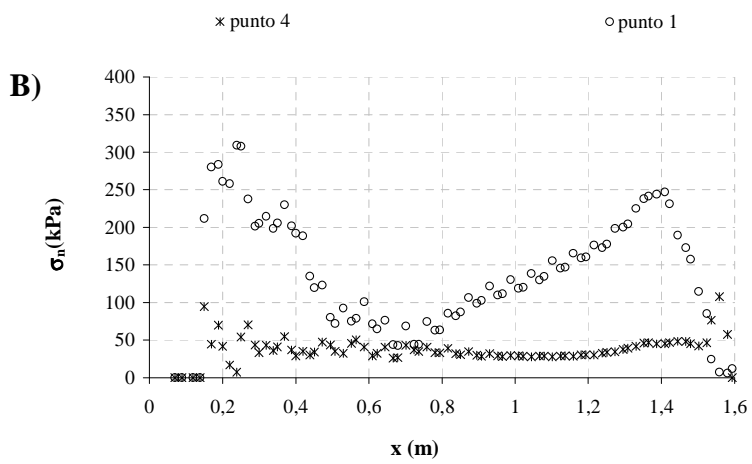
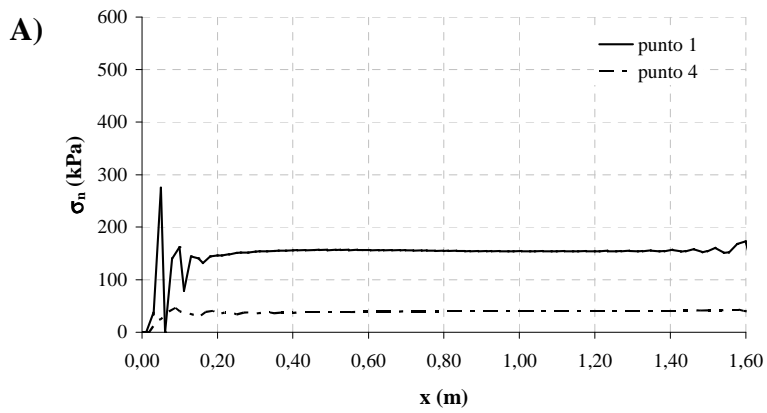
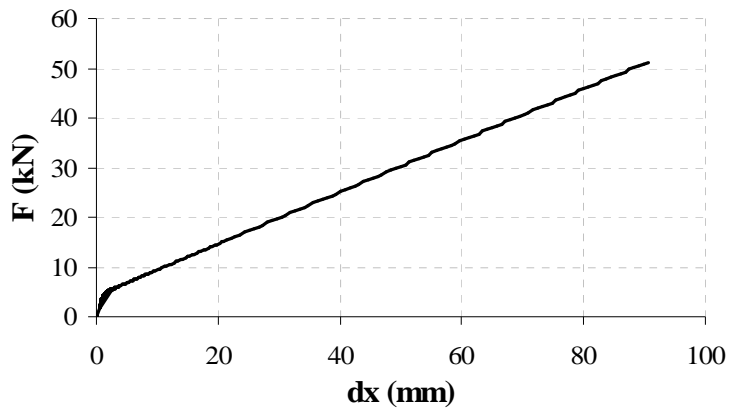
Simulazione I_A2

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno e dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 ed all'elemento chiodo (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione di una pressione unitaria agente sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



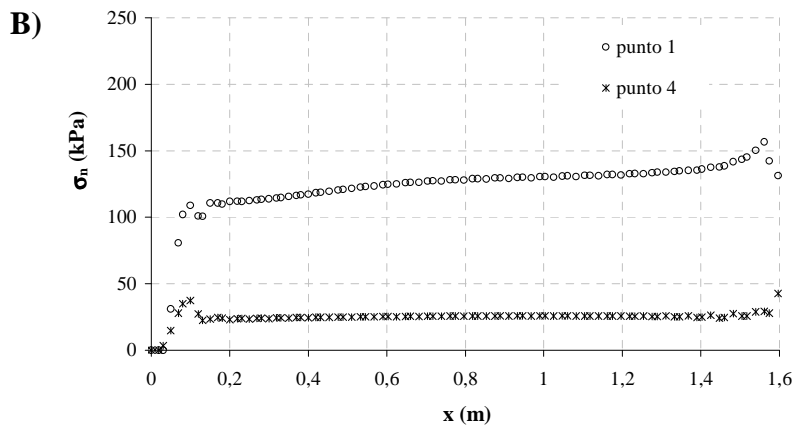
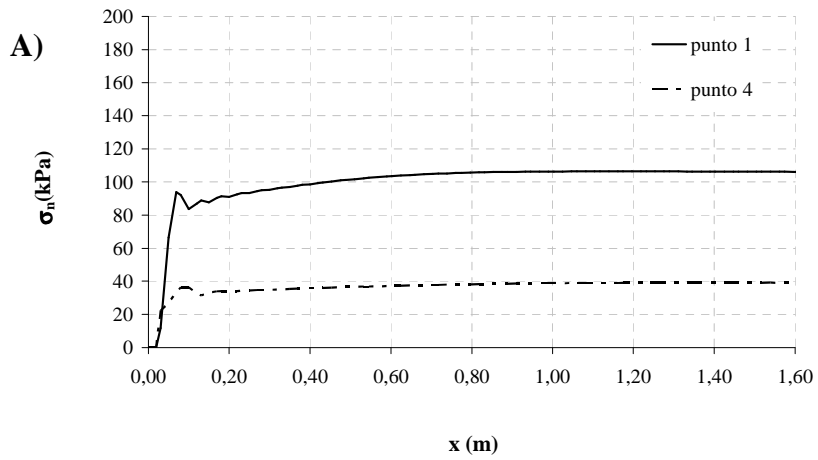
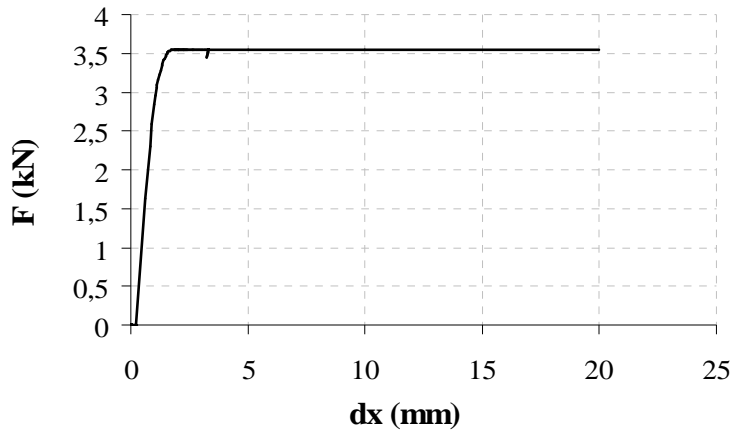
Simulazione I_A3

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno e dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 ed all'elemento chiodo (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione di una pressione unitaria agente sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

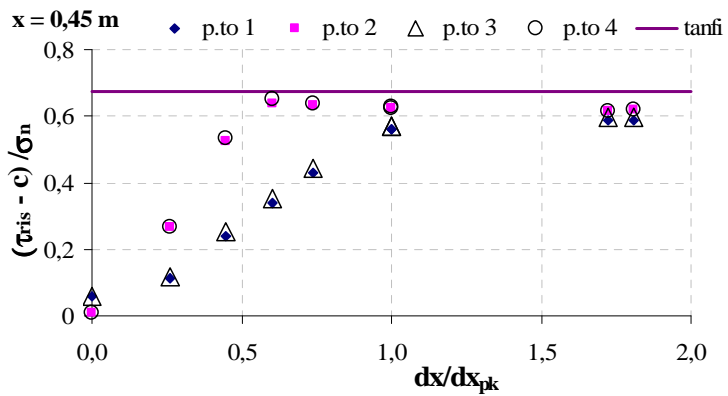
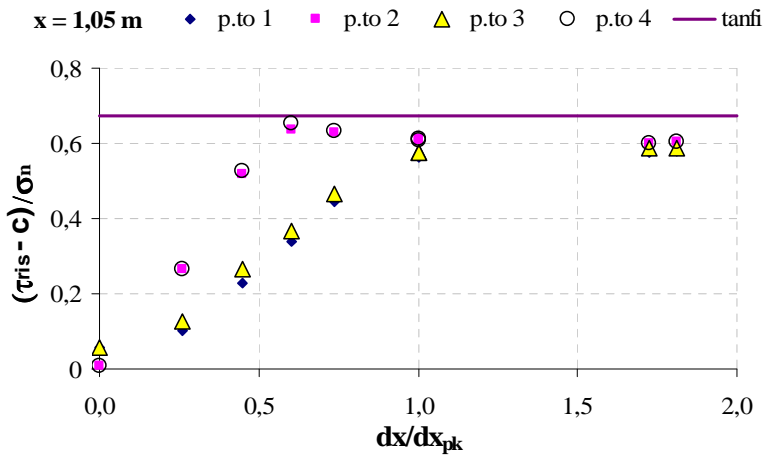
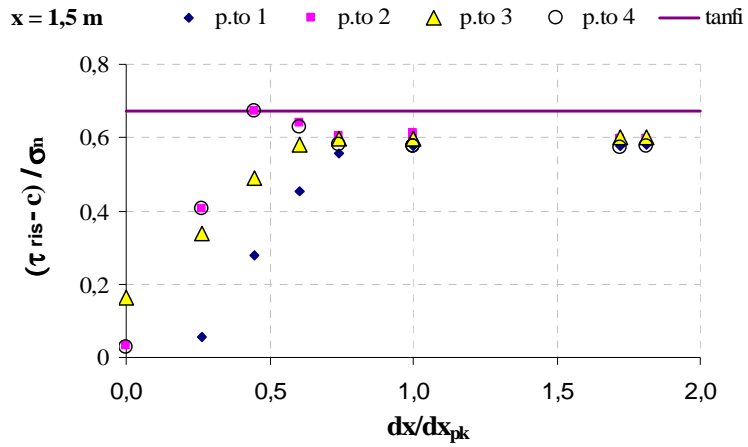


Simulazione II_B1

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

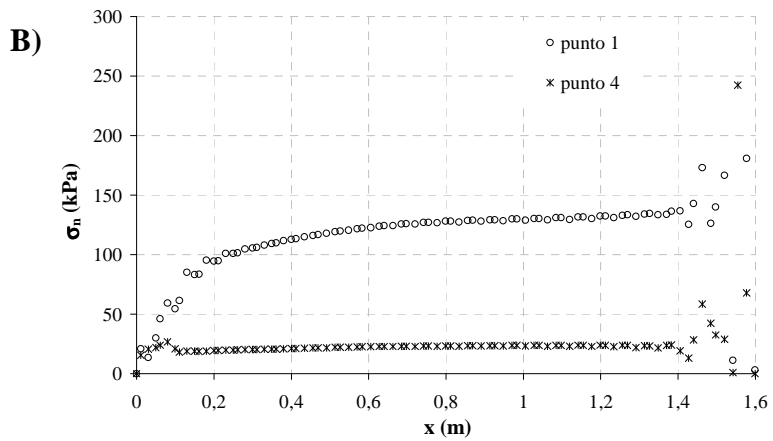
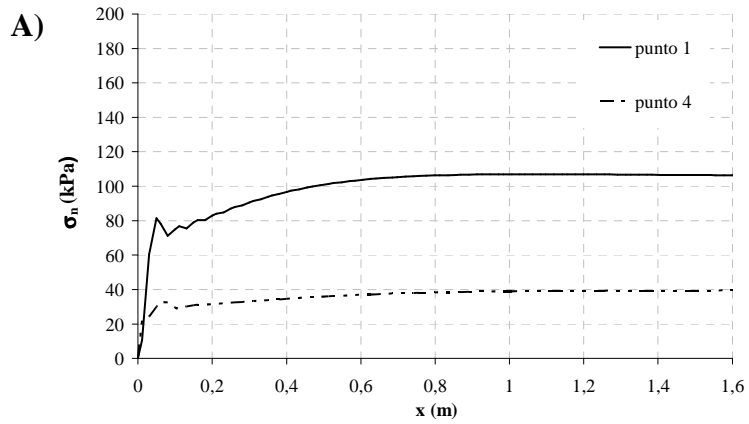
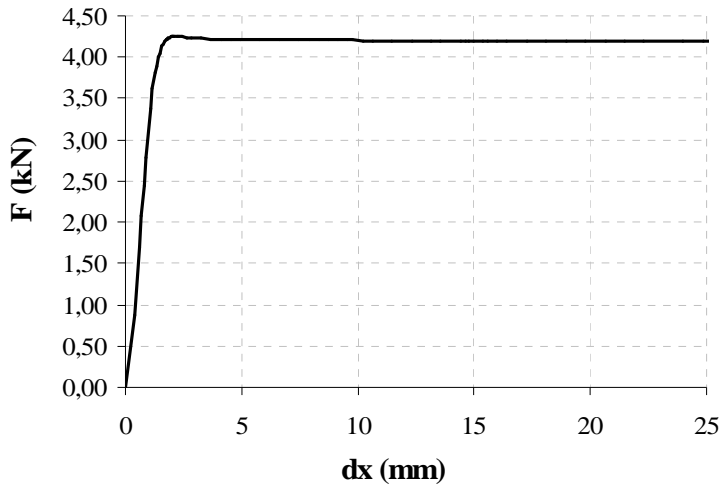


Mobilizzazione:

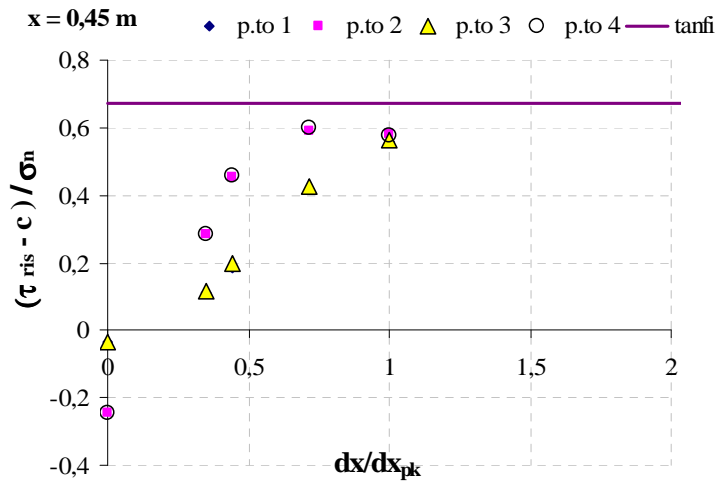
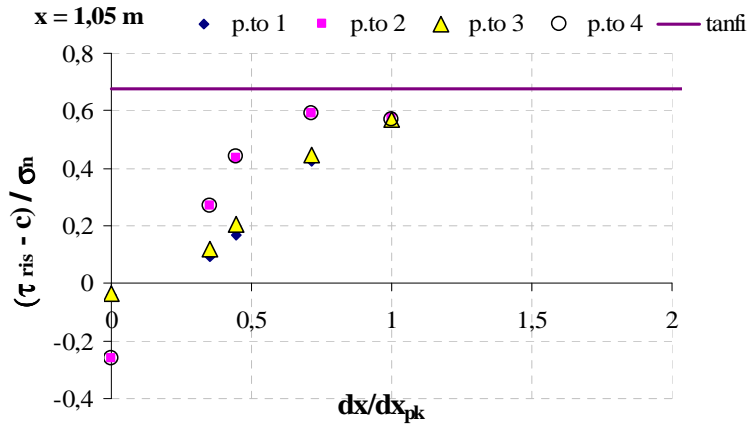
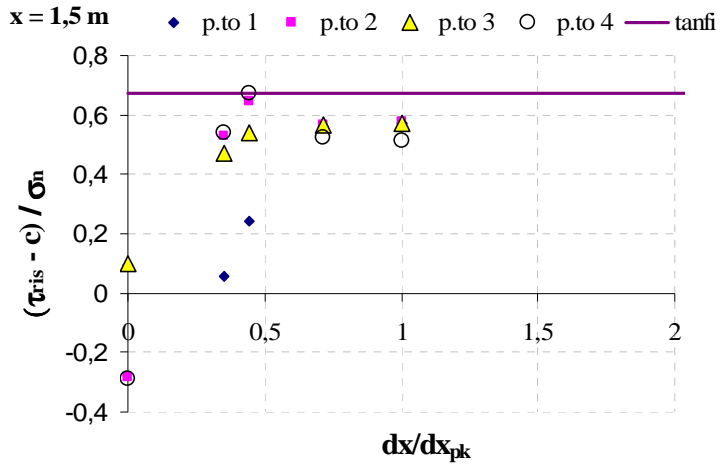


Simulazione II_B2

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

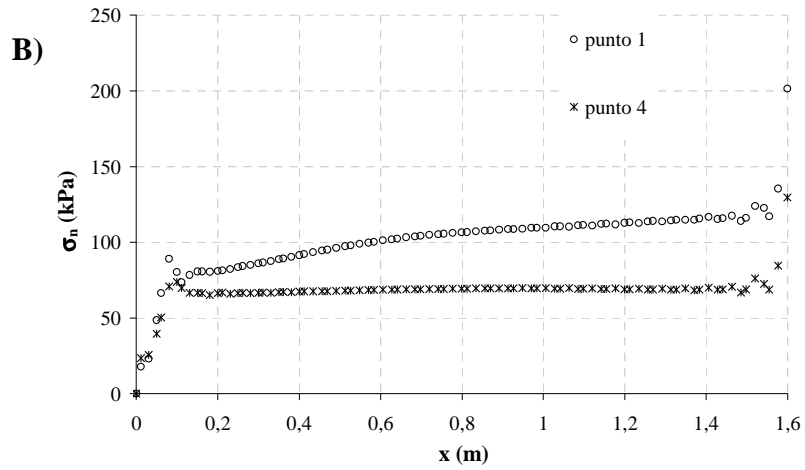
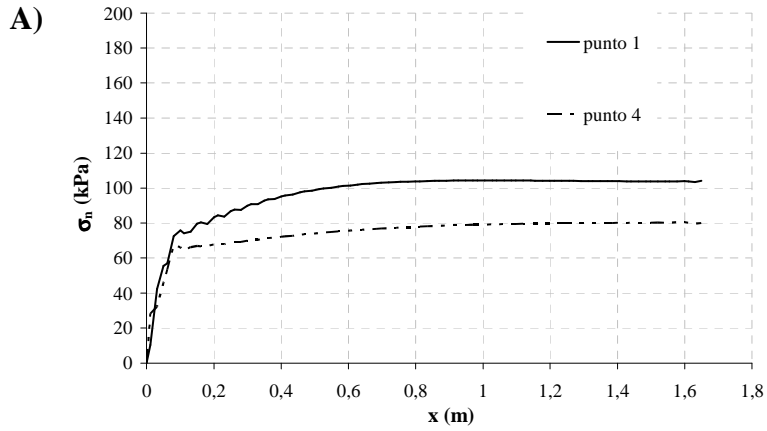
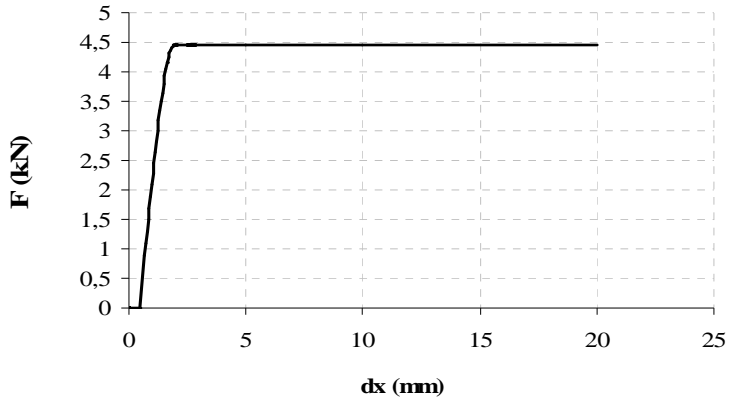


Mobilizzazione:

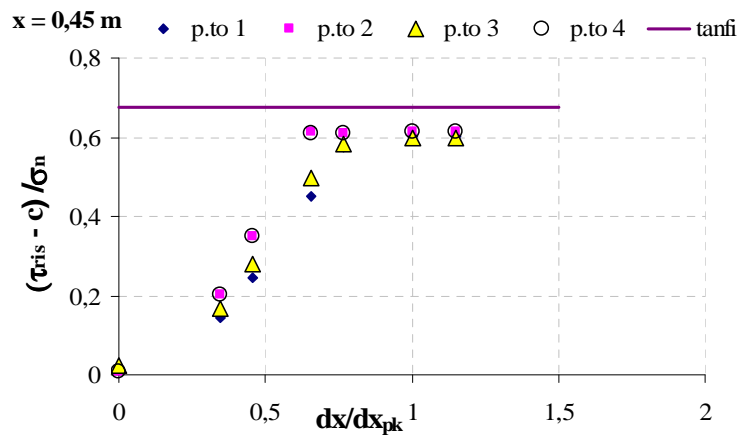
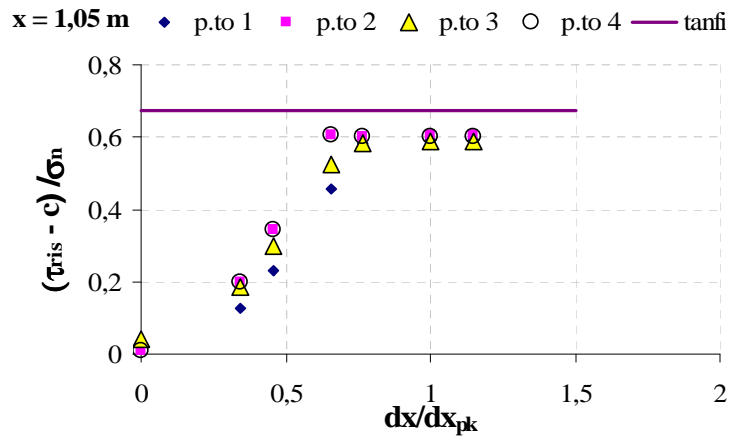
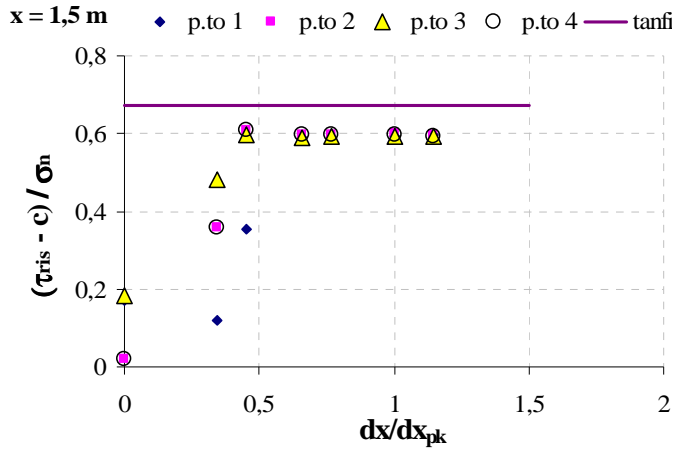


Simulazione II_B3

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

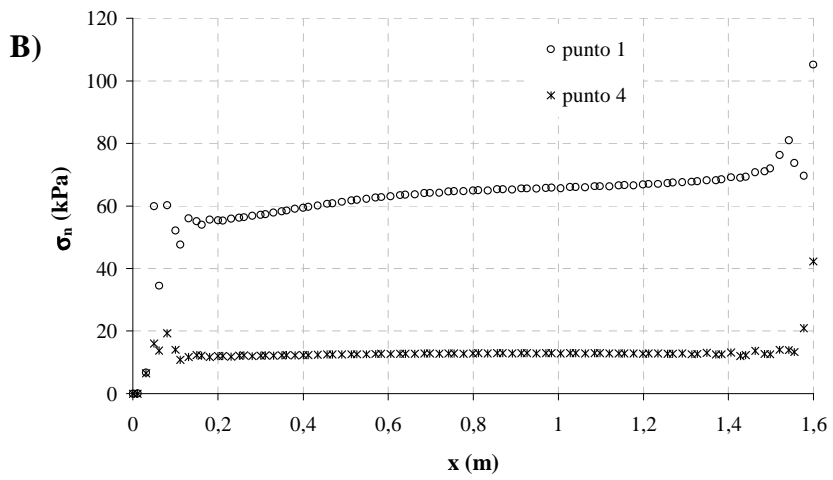
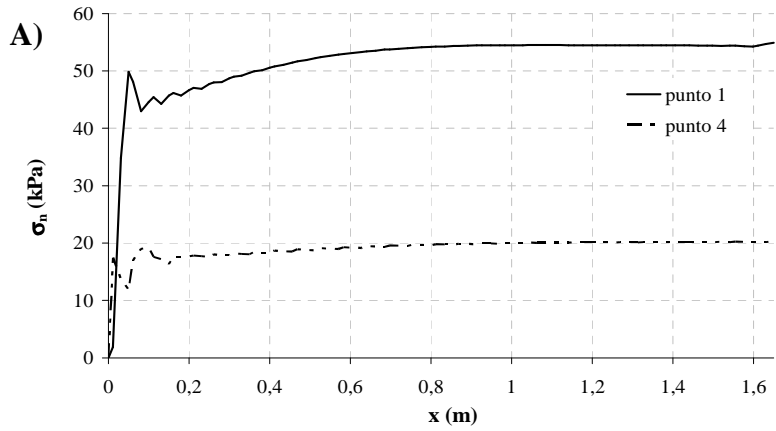
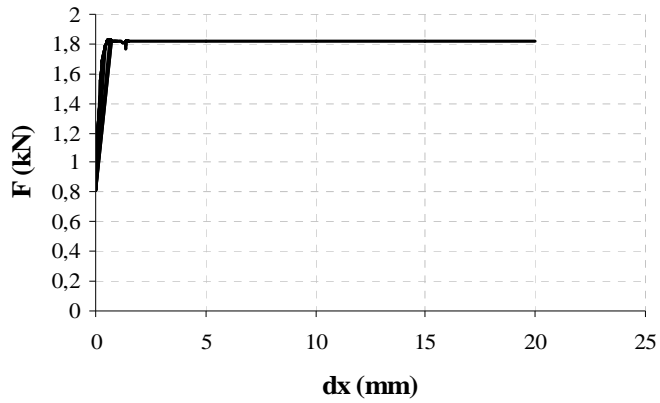


Mobilizzazione:

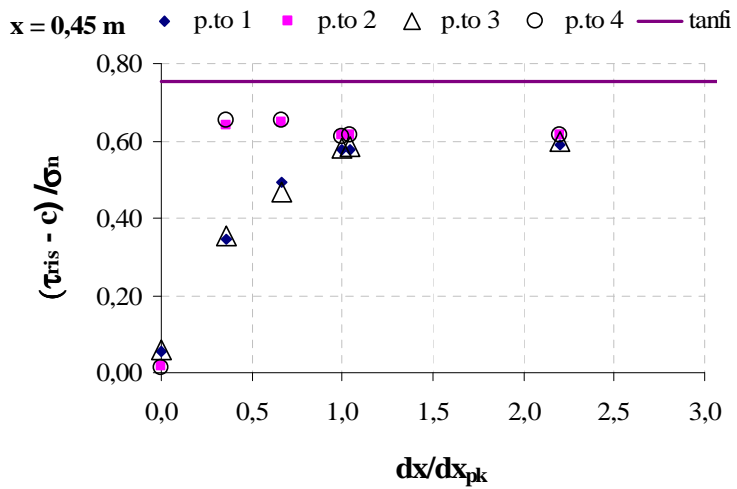
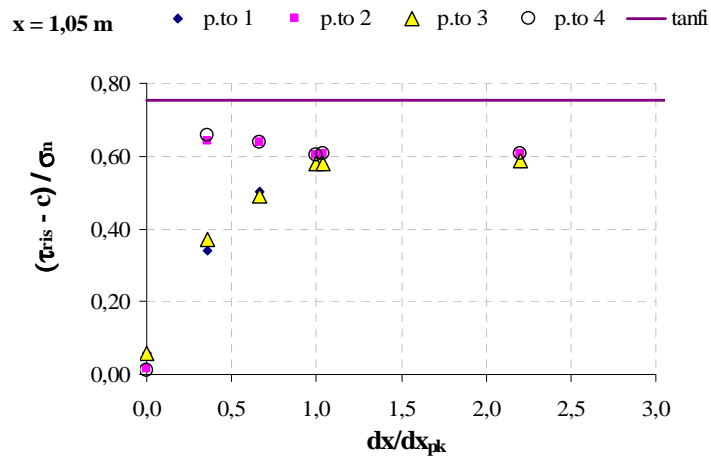
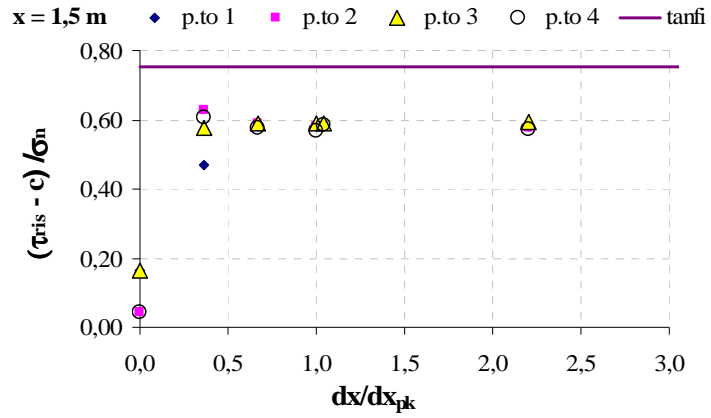


Simulazione II_B1_50

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

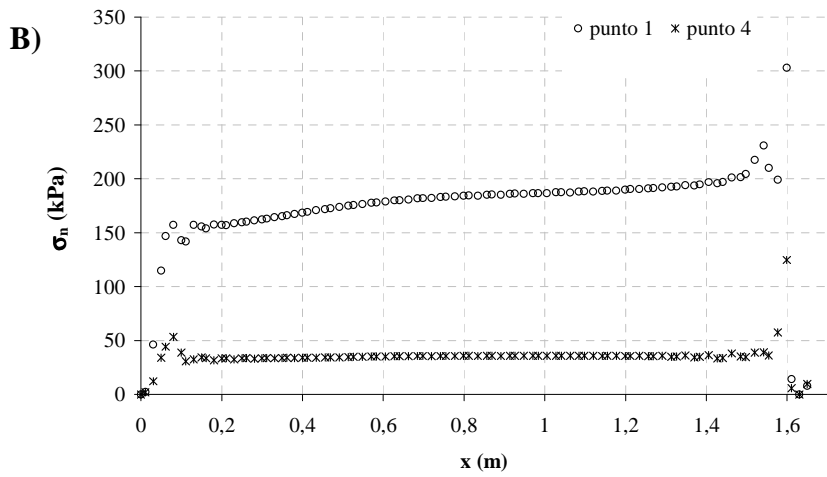
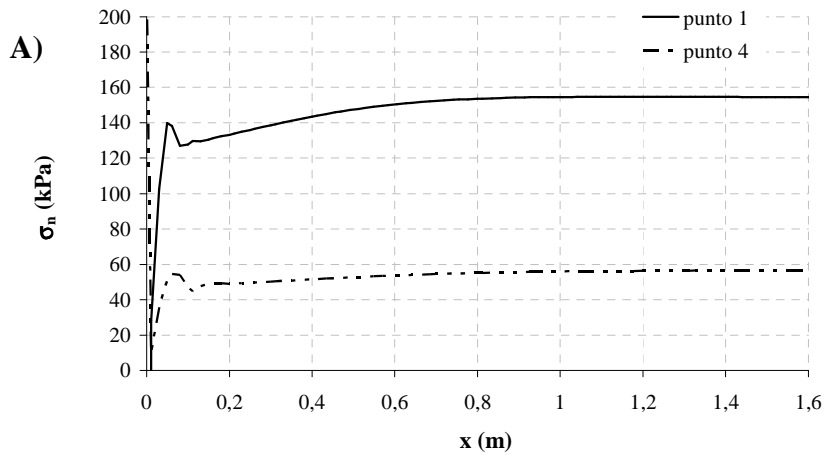
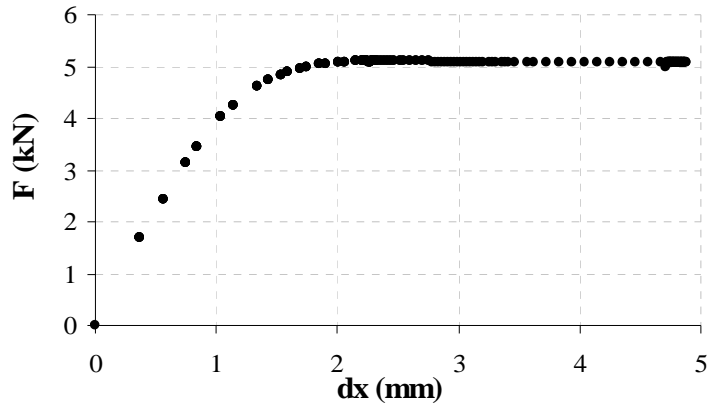


Mobilizzazione:

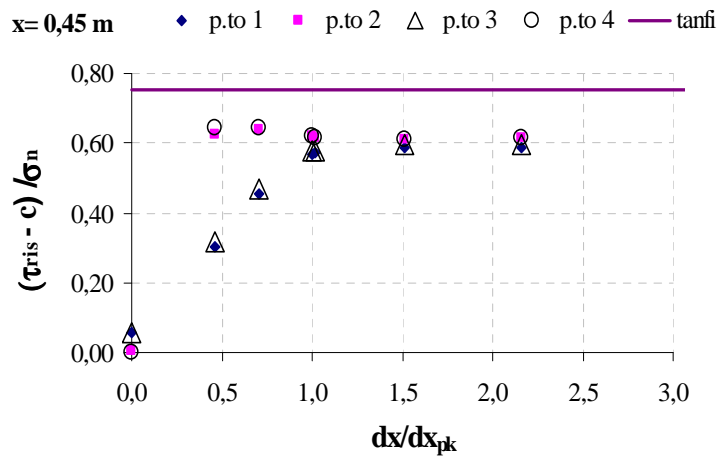
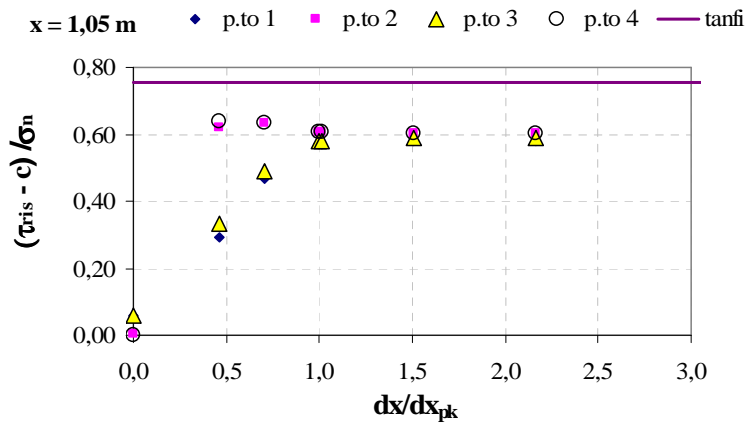
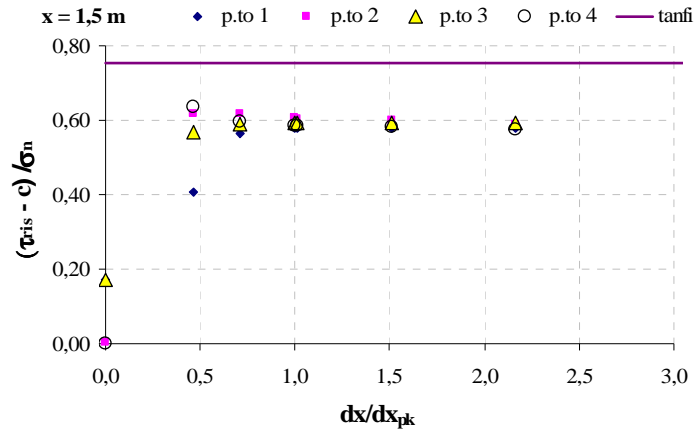


Simulazione II_B1_150

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	62998
n° di stress points	138528
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

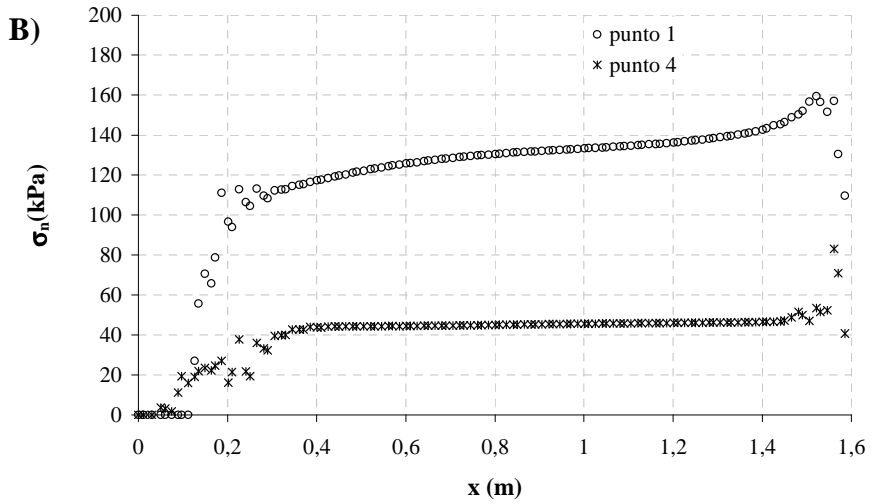
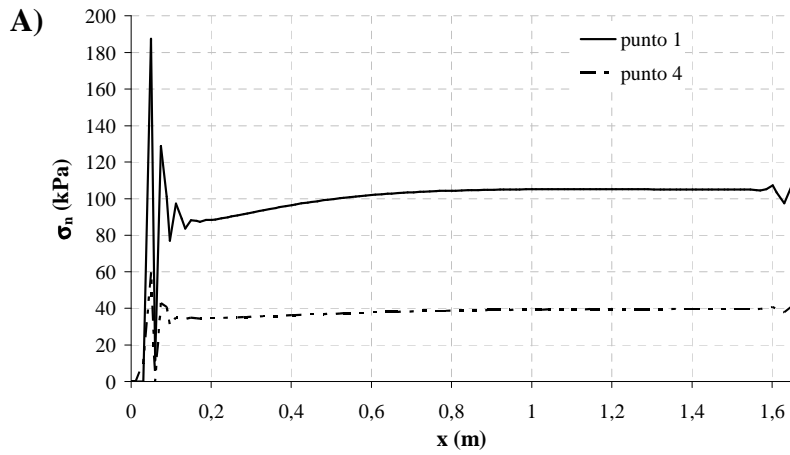
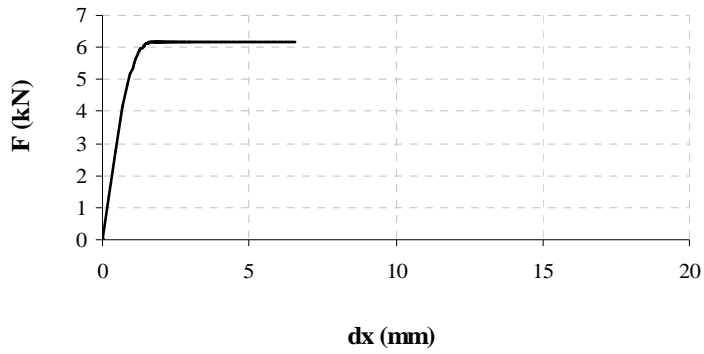


Mobilizzazione:



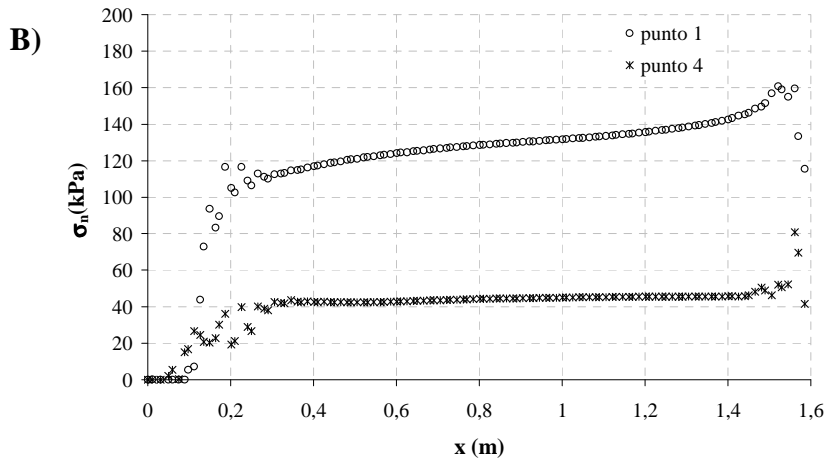
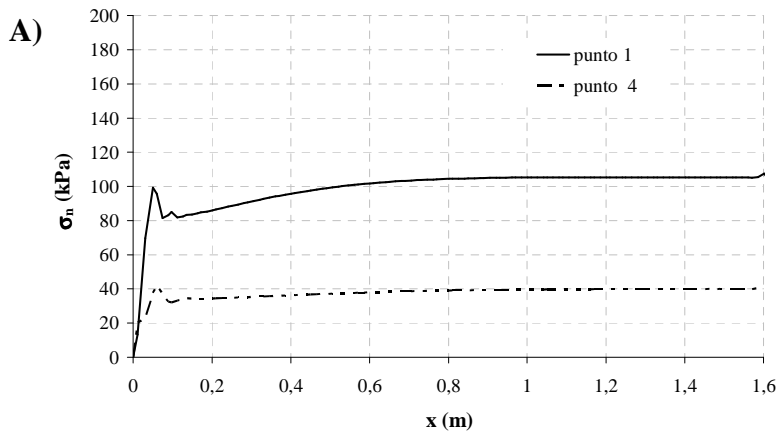
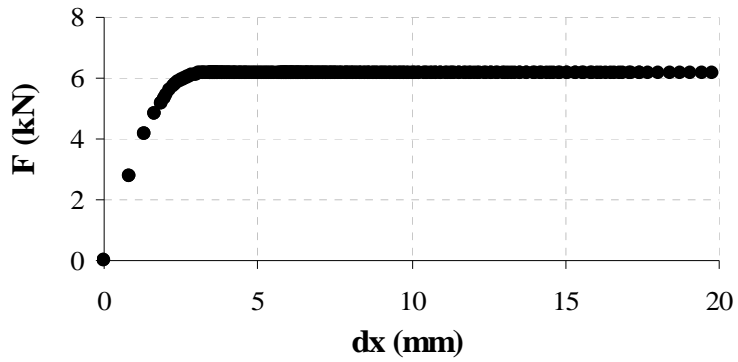
Simulazione III_SMC1

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



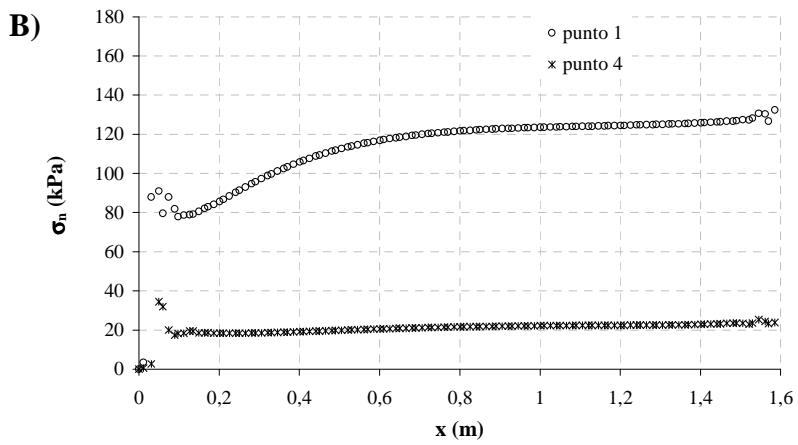
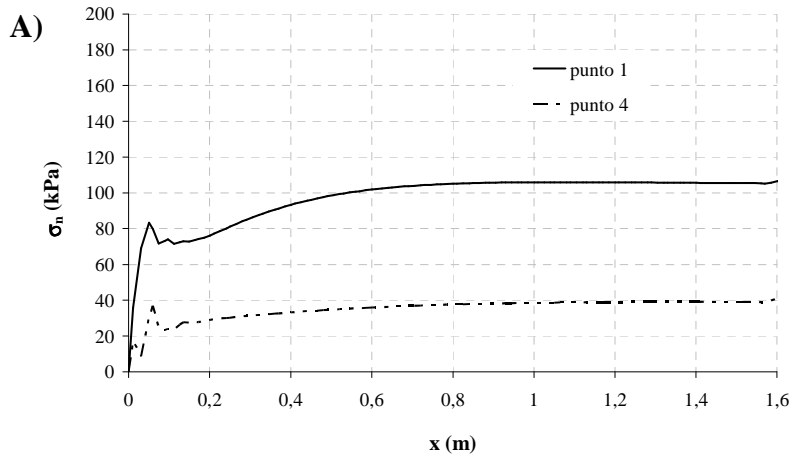
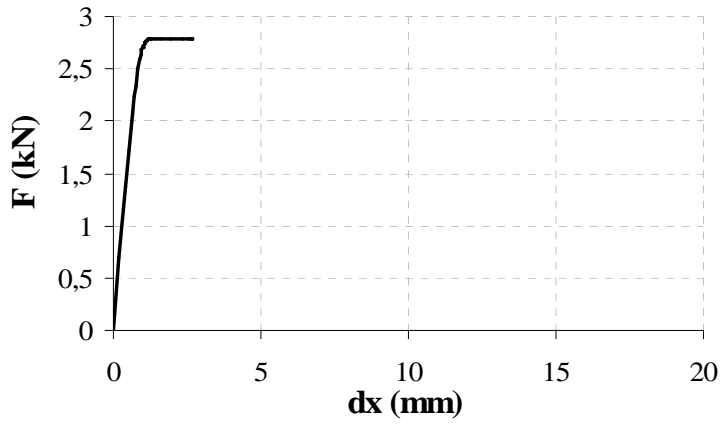
Simulazione III_SMC2

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



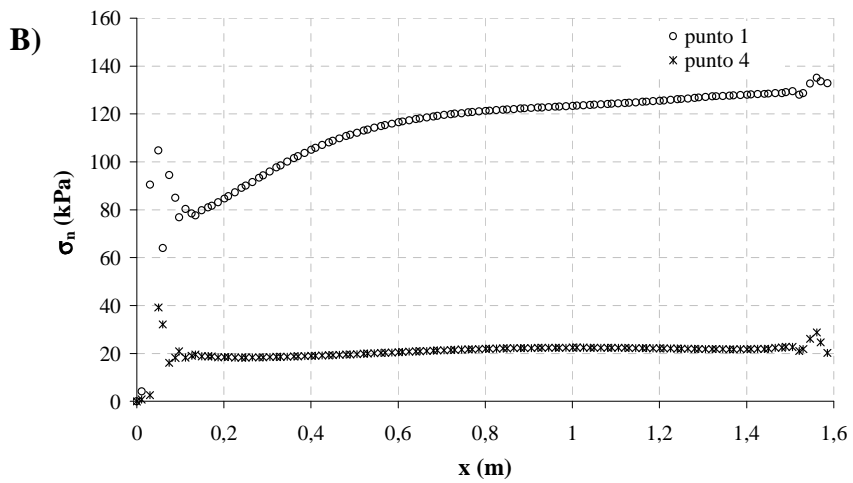
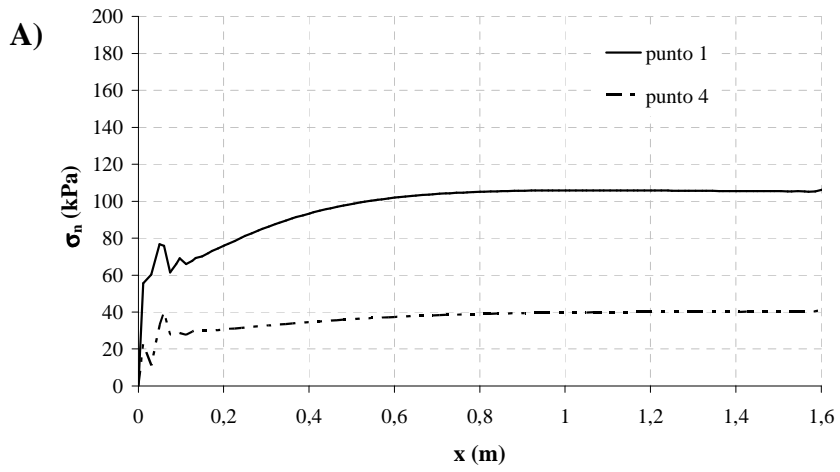
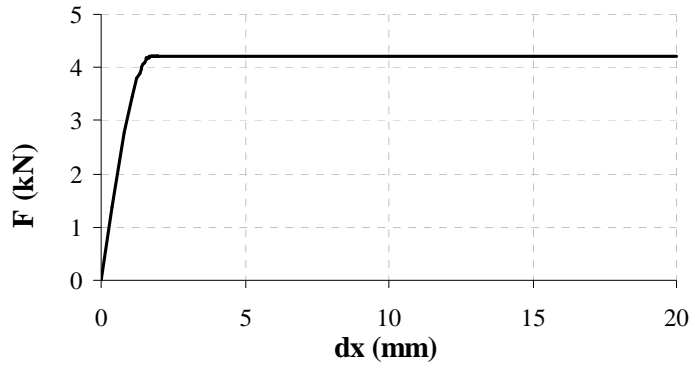
Simulazione III_SMC3

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



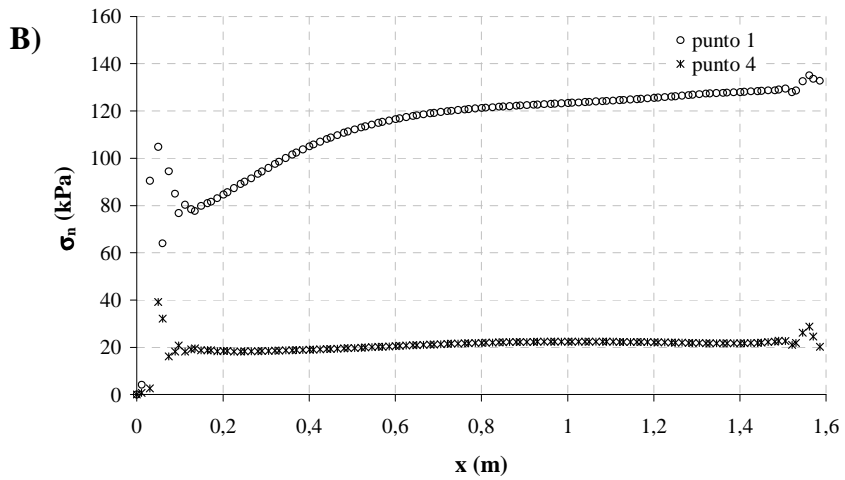
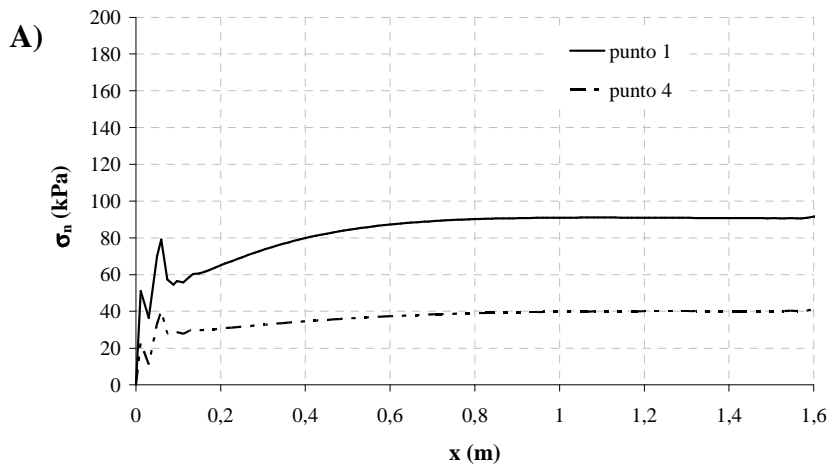
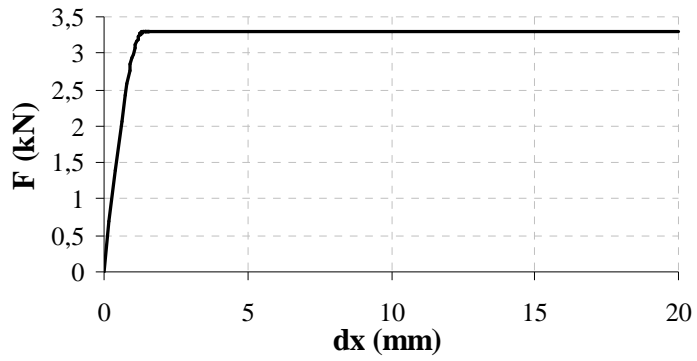
Simulazione III_SMC4

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



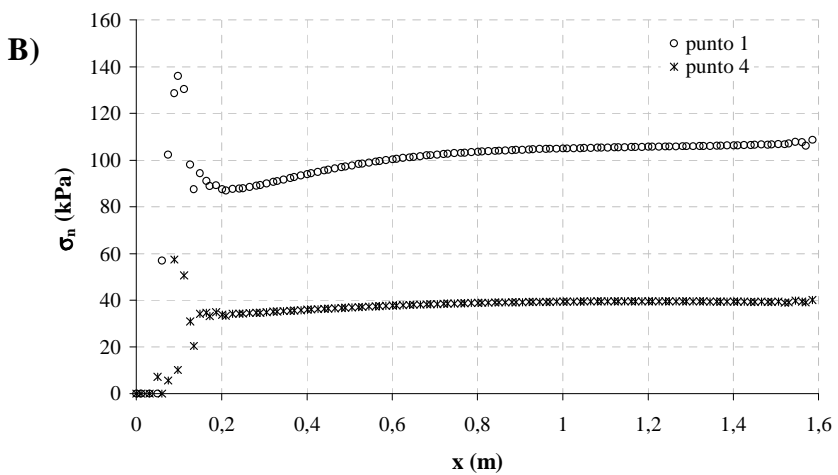
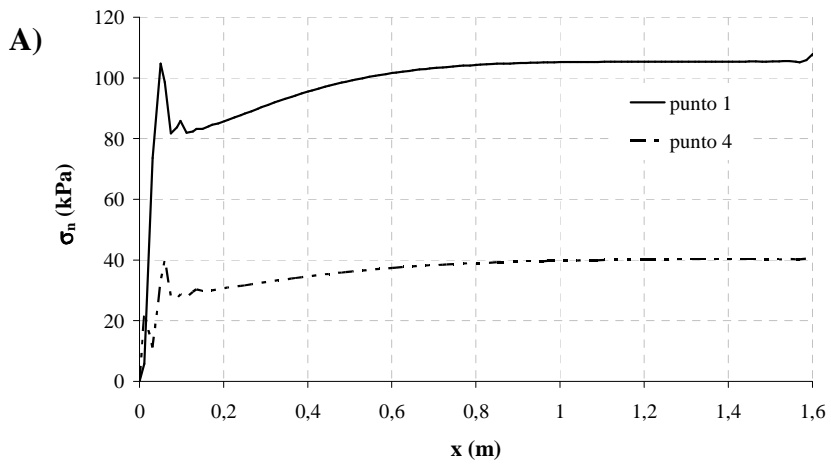
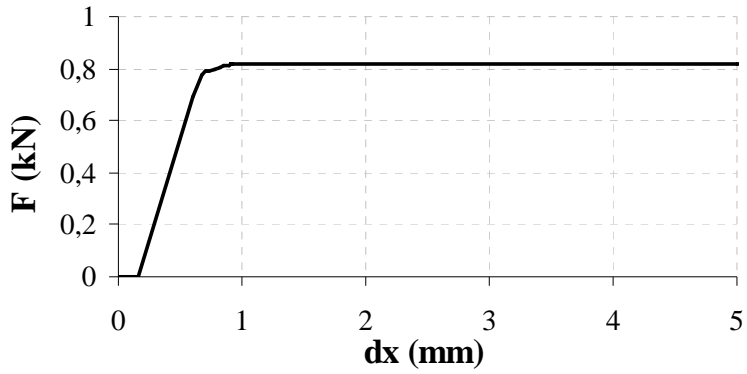
Simulazione III_SMC5

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



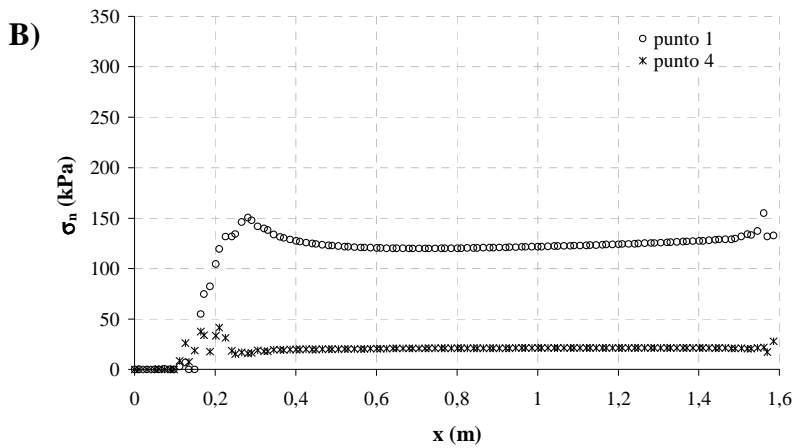
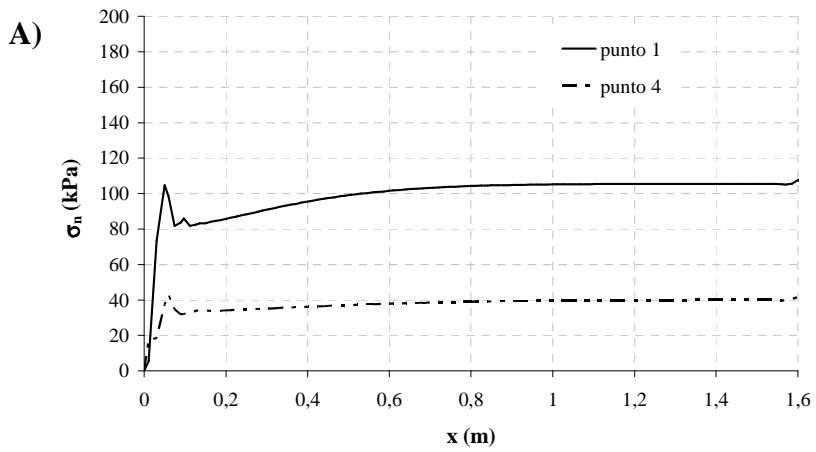
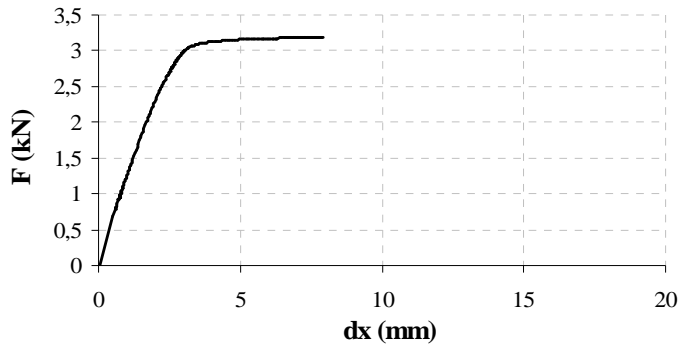
Simulazione III_SMC6

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



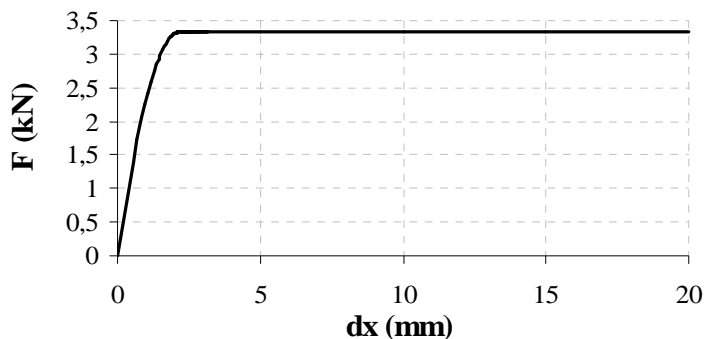
Simulazione III_SMC7

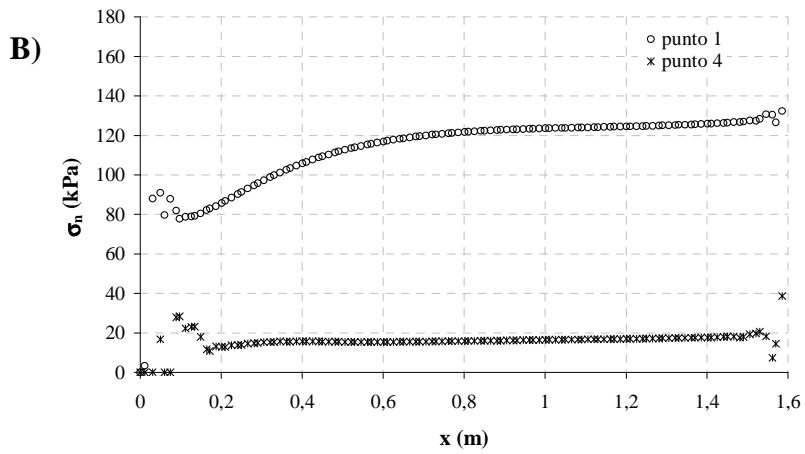
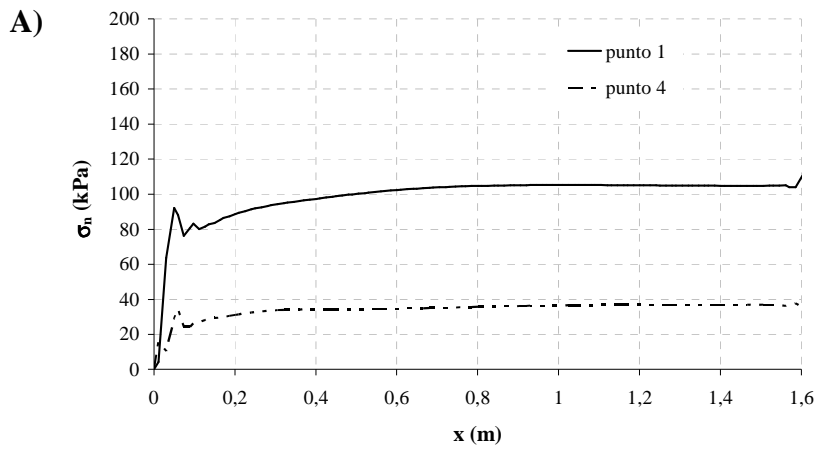
Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



Simulazione III_SHS1

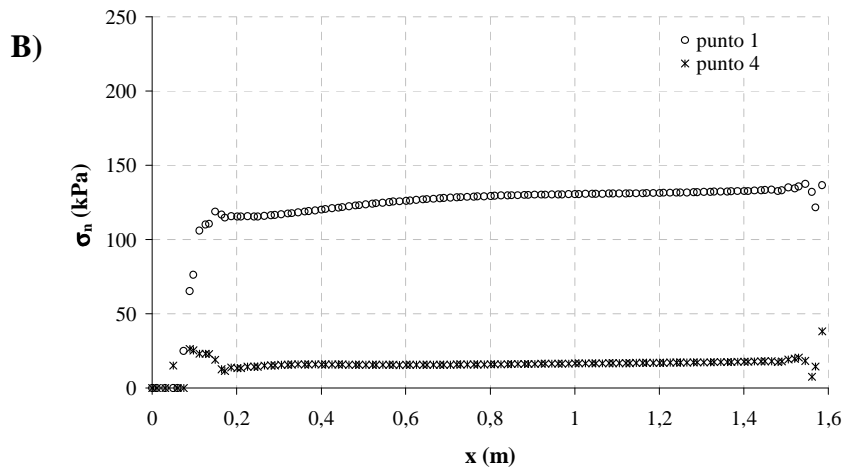
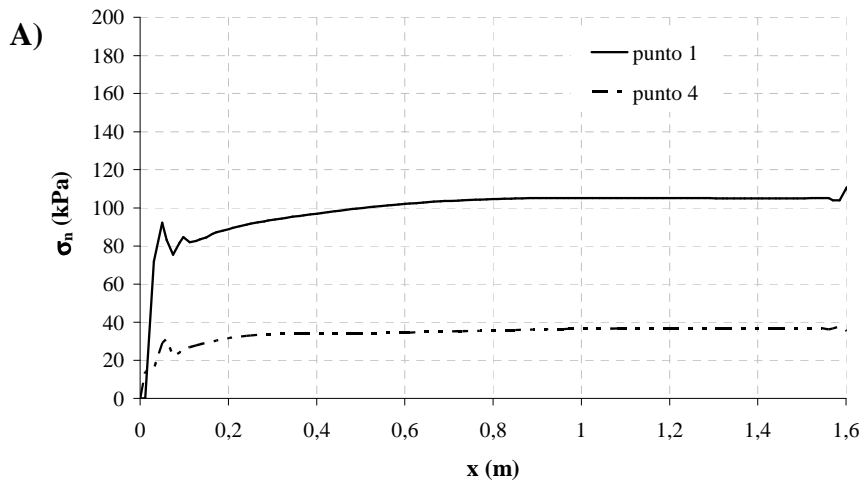
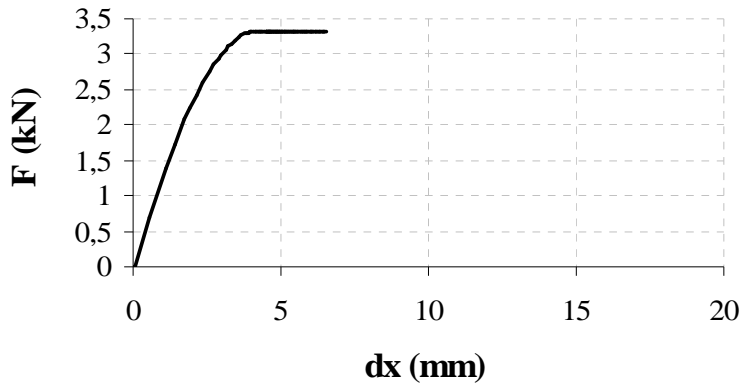
Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento





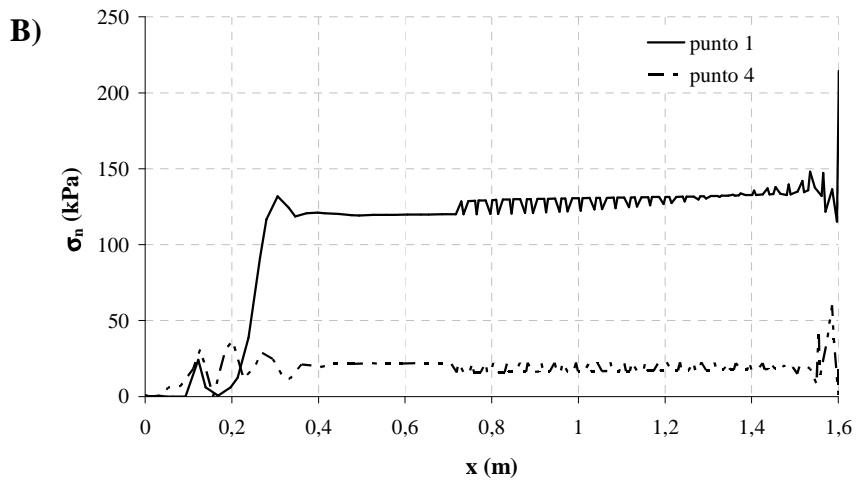
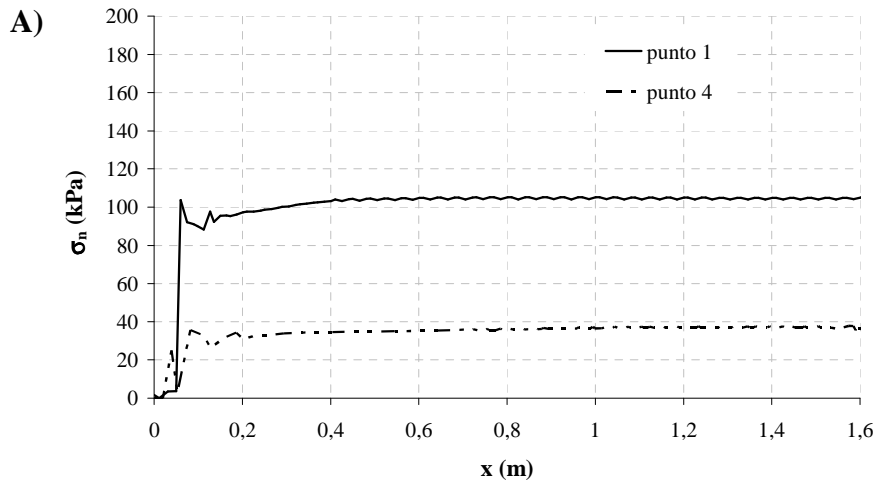
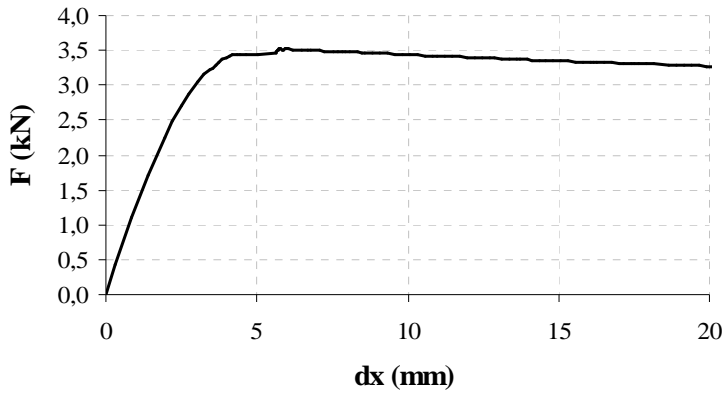
Simulazione III_SHS2

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	78267
n° di stress points	171300
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



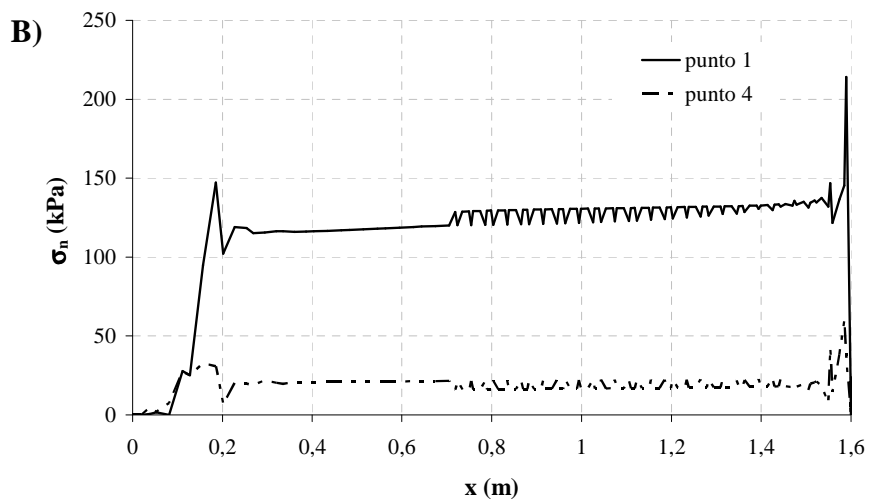
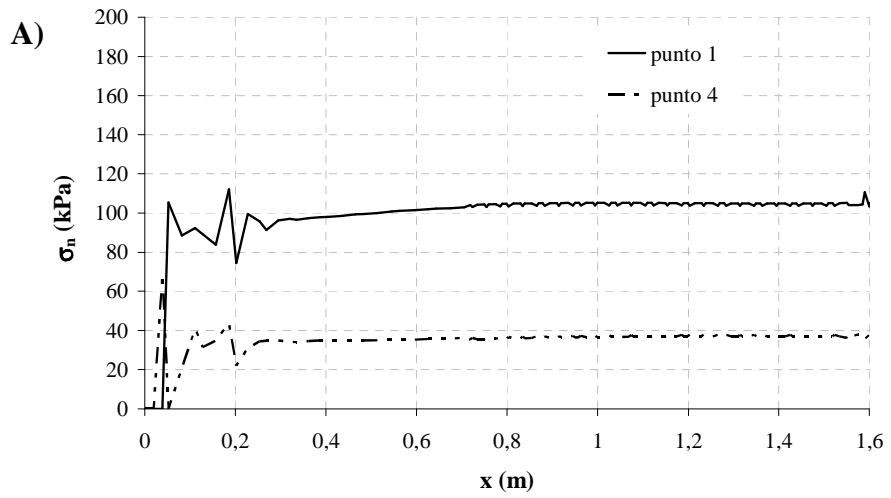
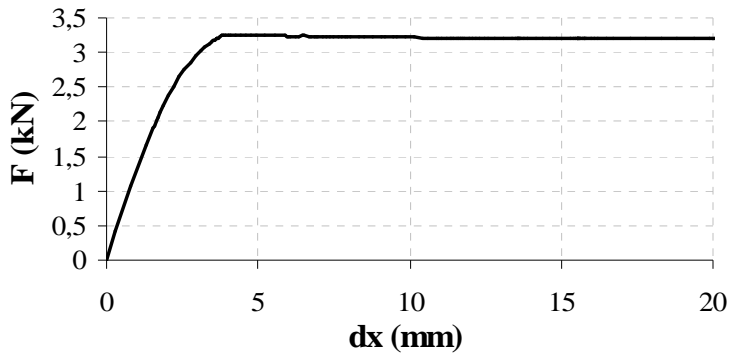
Simulazione III_SHS3

Caratteristiche della mesh	
N° di nodi	12917
N° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



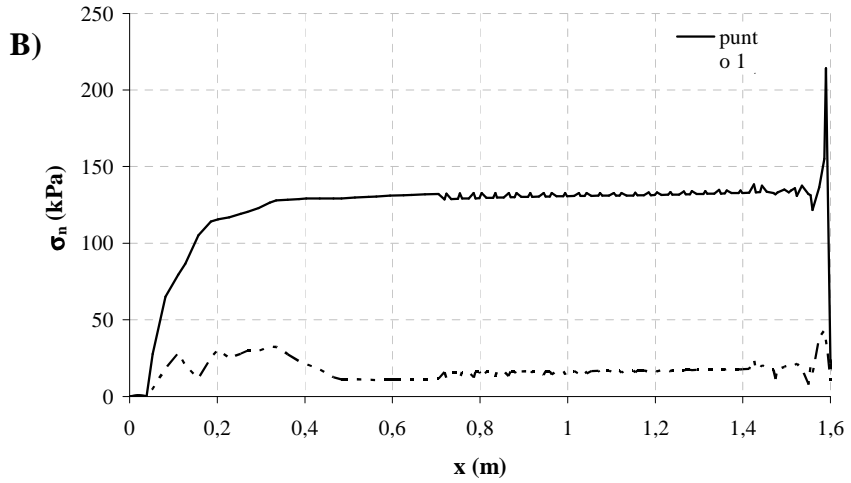
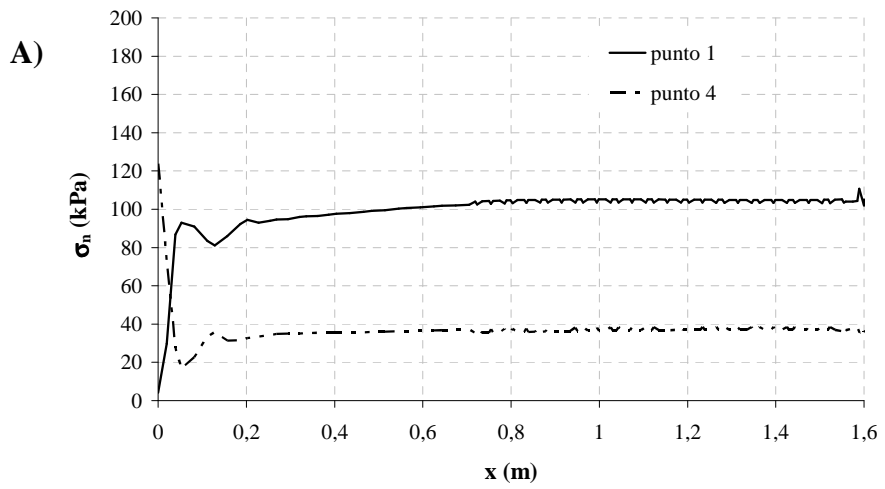
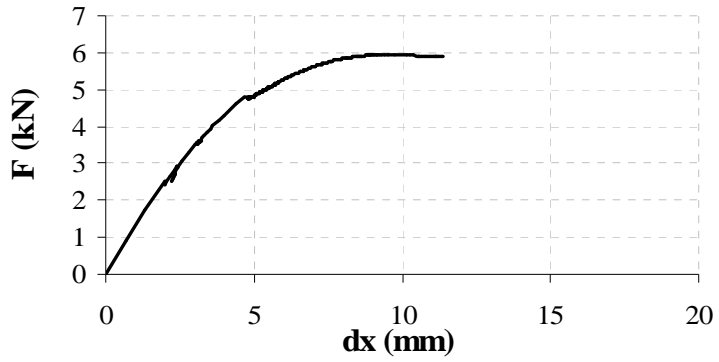
Simulazione III_SHS4

Caratteristiche della mesh	
N° di nodi	12917
N° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



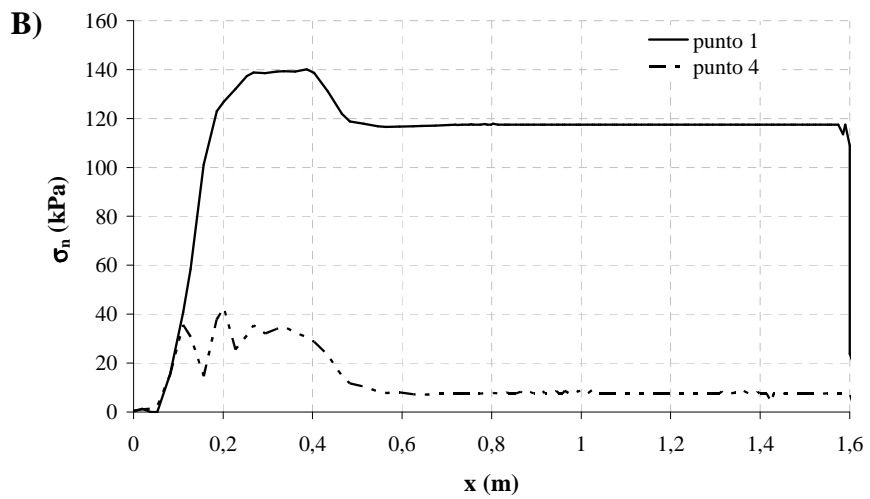
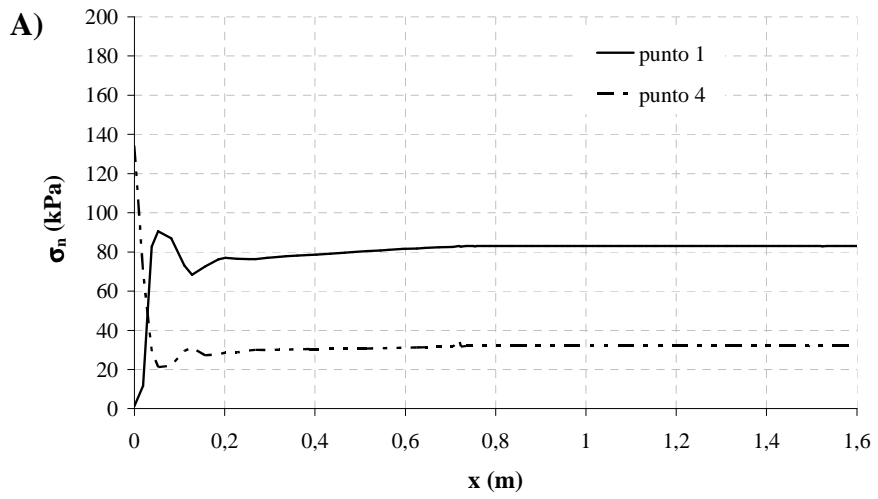
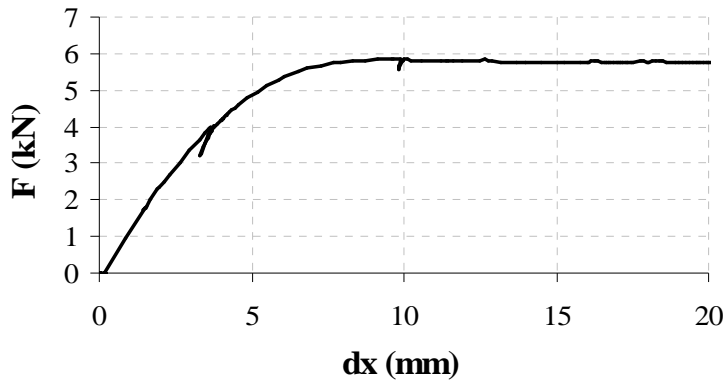
Simulazione III_VHS1

Caratteristiche della mesh	
N° di nodi	12917
N° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Attivazione dell'elemento chiodo e di una pressione unitaria su di esso con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 10	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

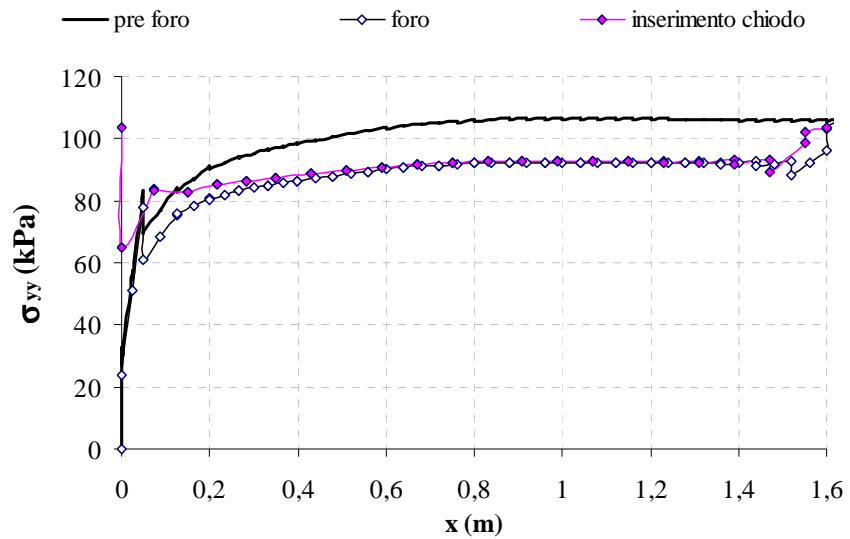


Simulazione III_VHS2

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction</i> con $M_{stage} < 1$)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

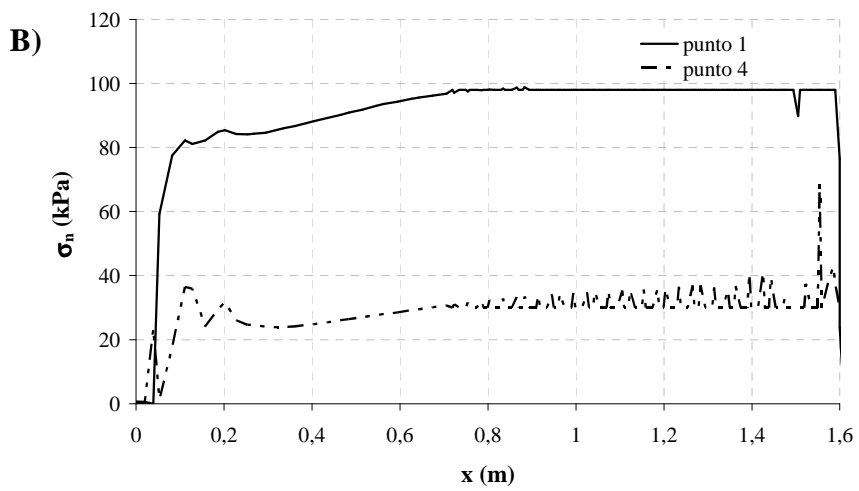
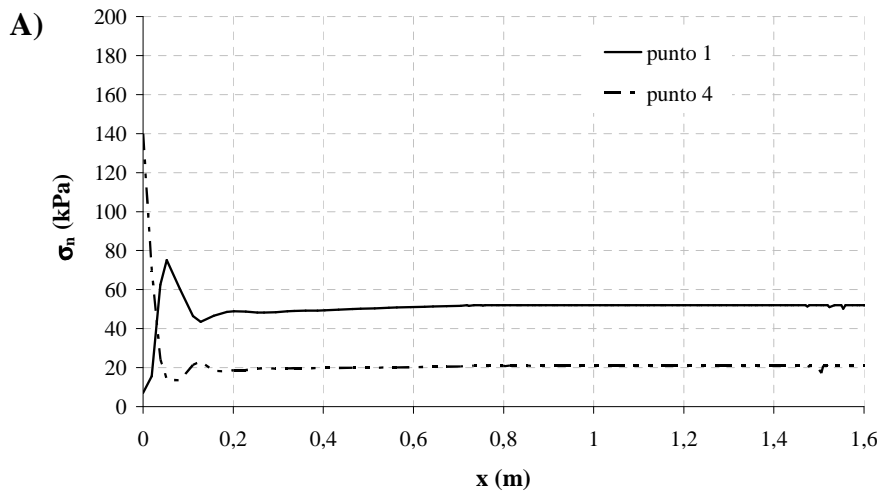
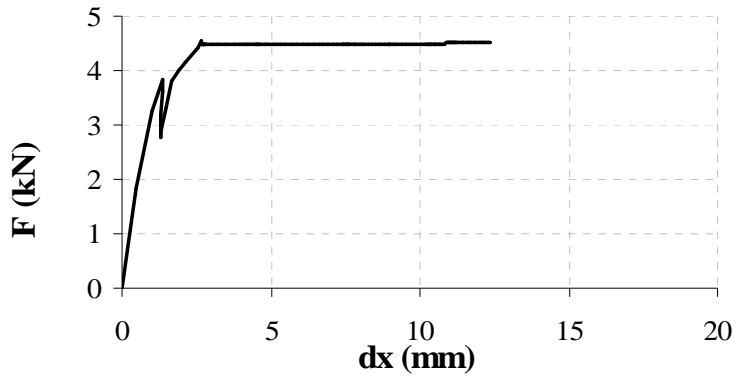


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

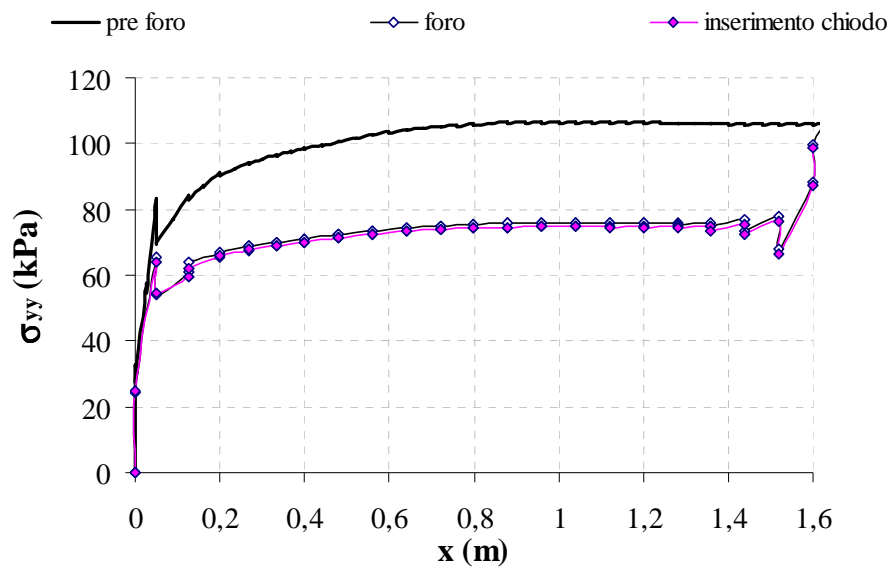


Simulazione III_VHS3

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

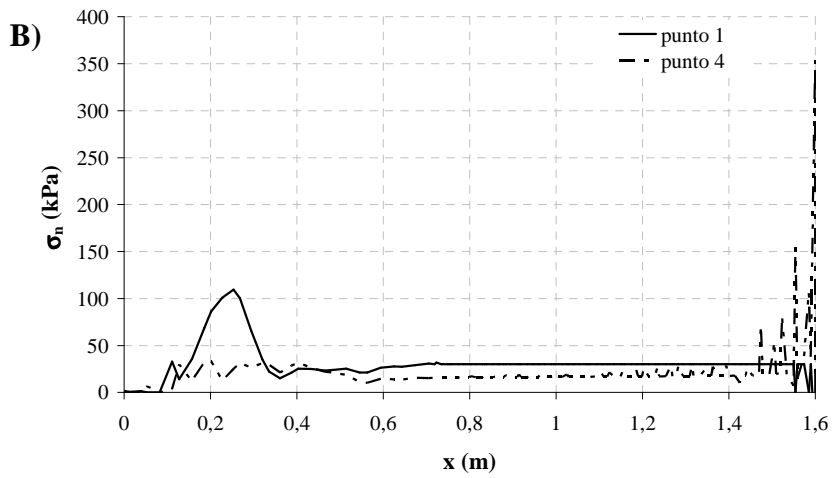
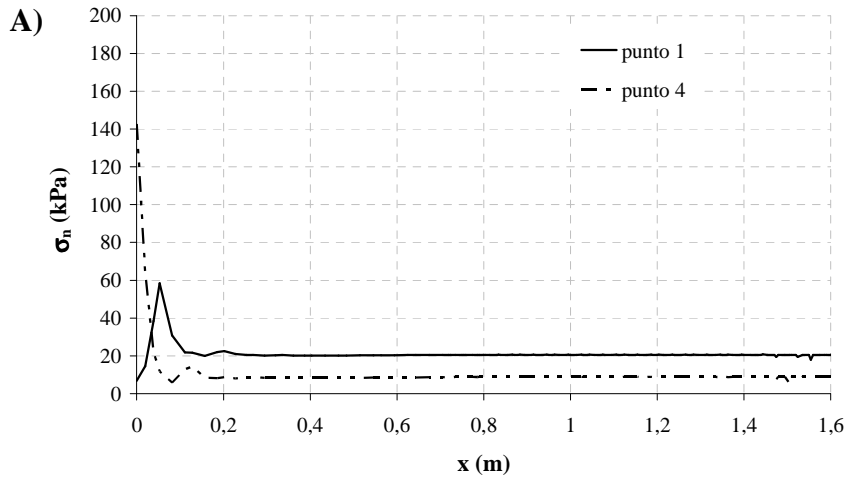
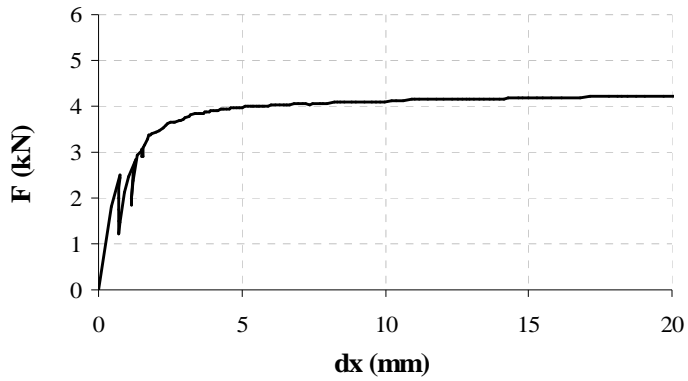


Scarico tensionale a seguito dell’installazione del rinforzo:

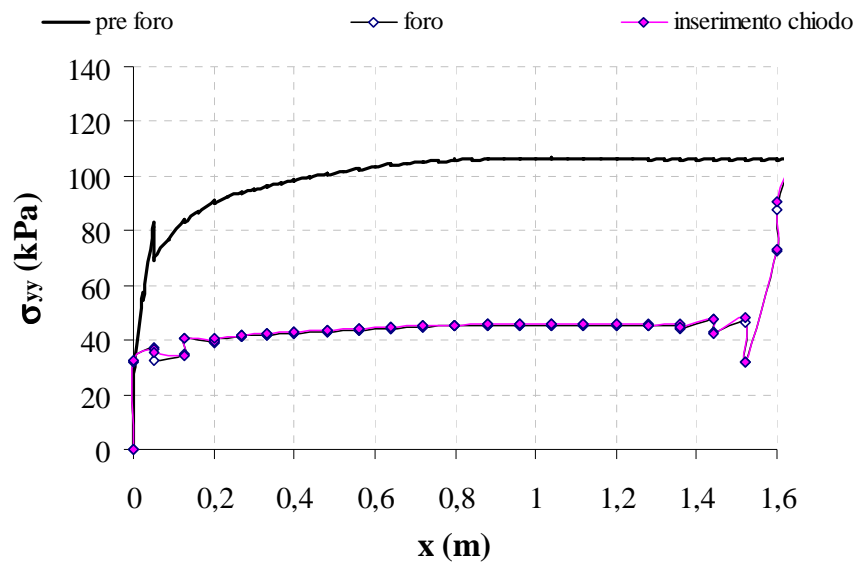


Simulazione III_VHS4

Caratteristiche della mesh	
N° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

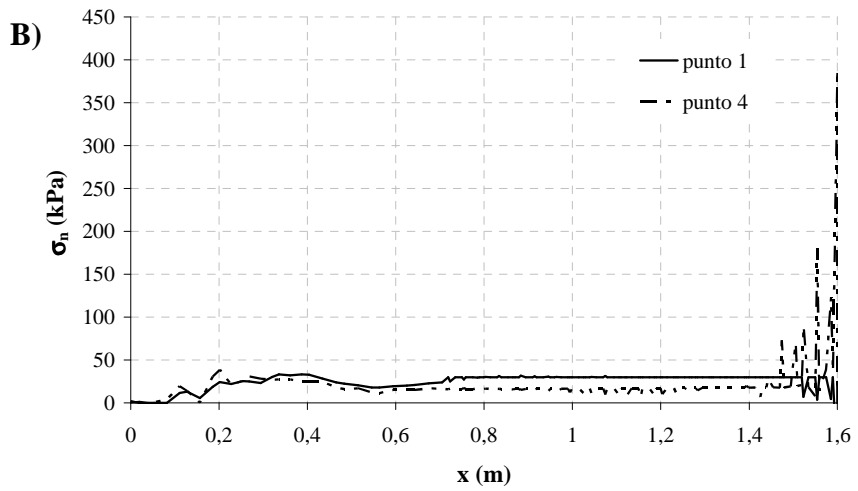
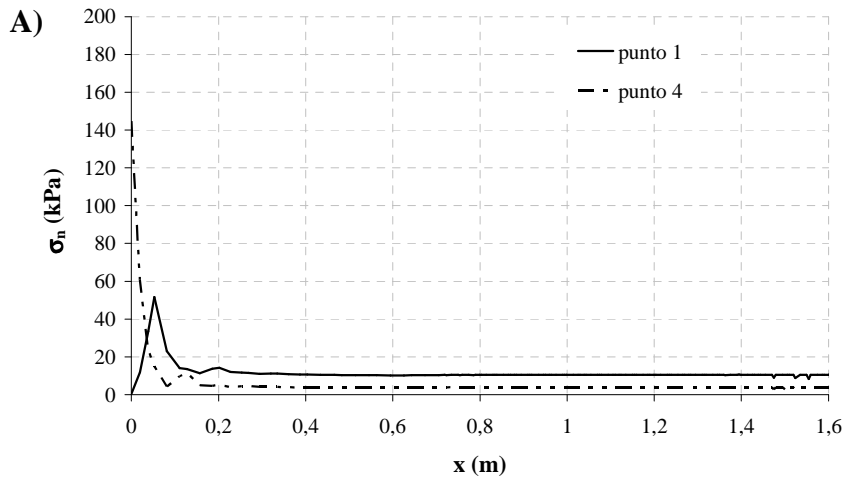
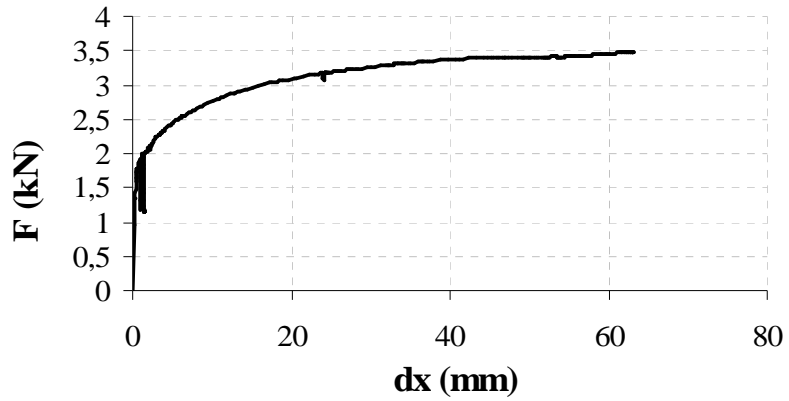


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

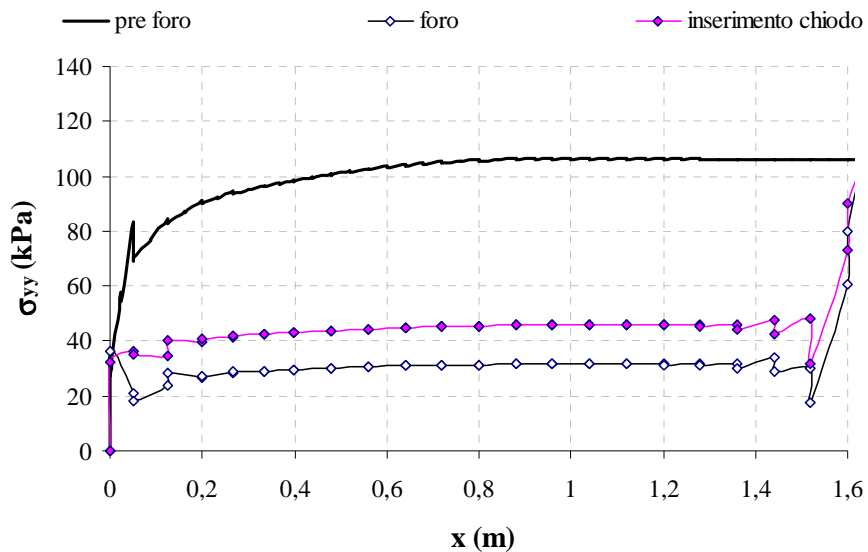


Simulazione III_VHS5

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

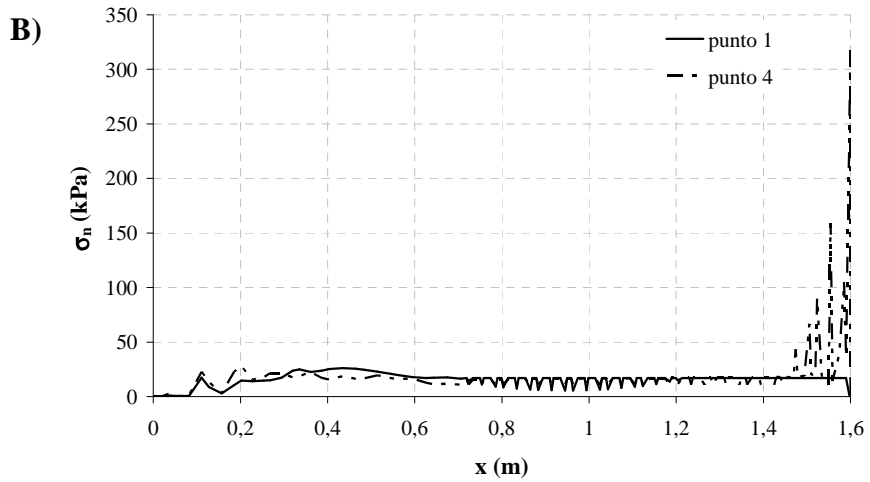
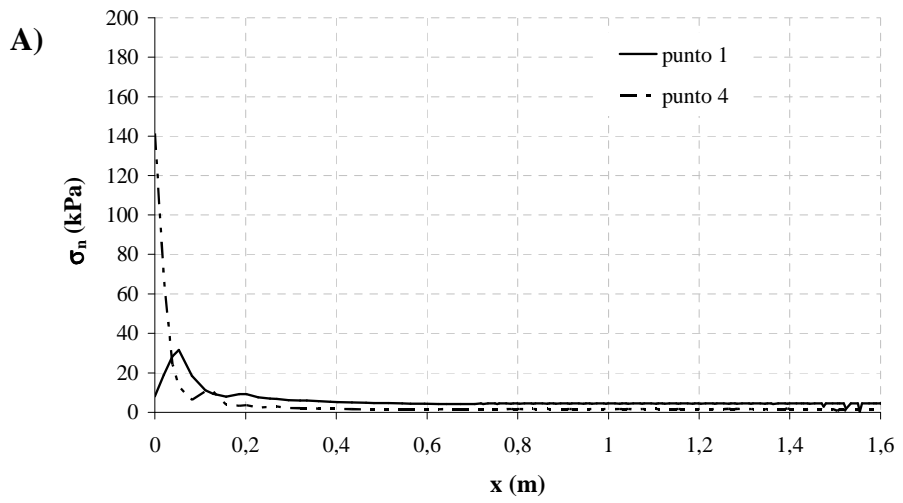
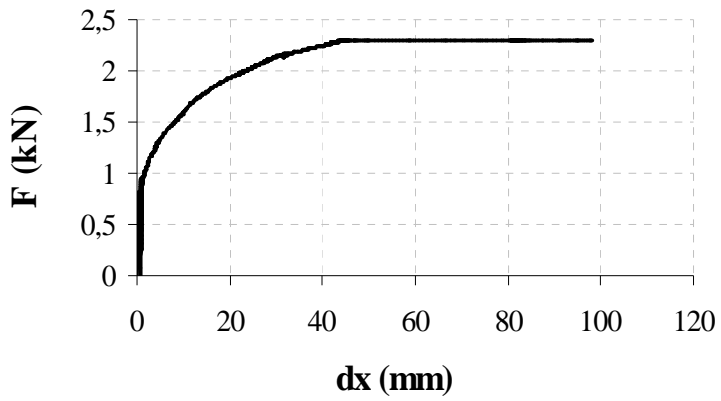


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

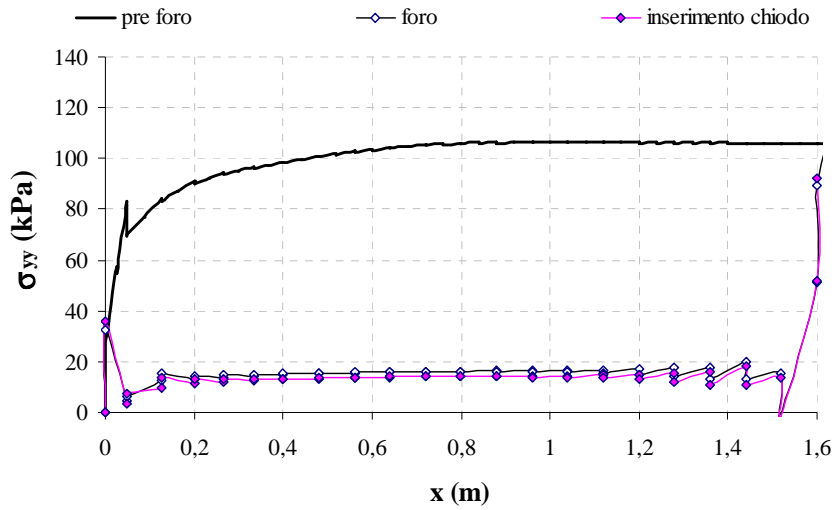


Simulazione III_VHS6

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

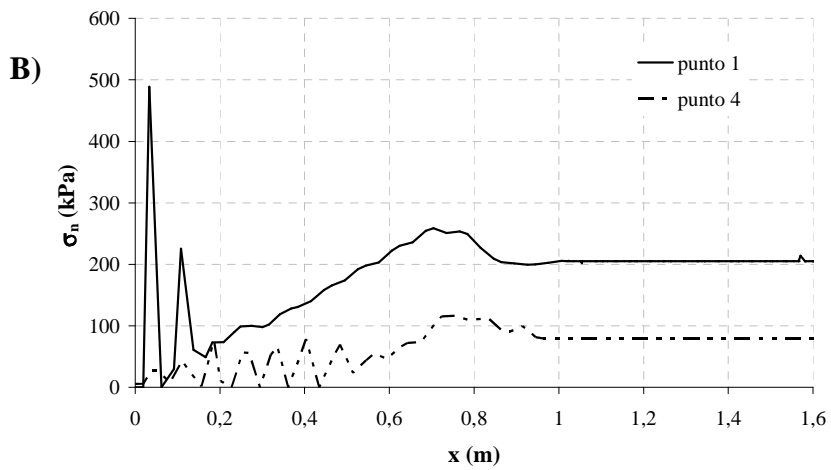
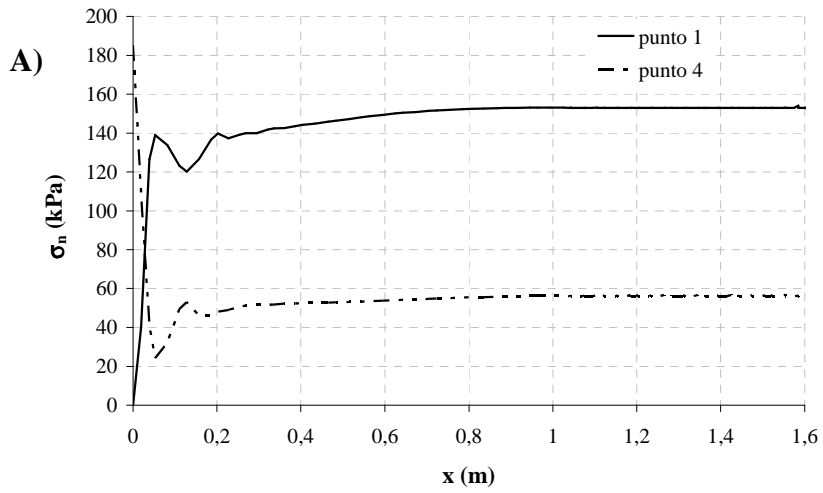
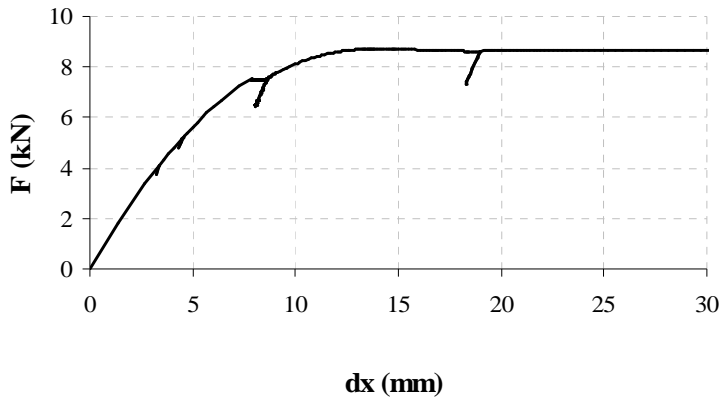


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:



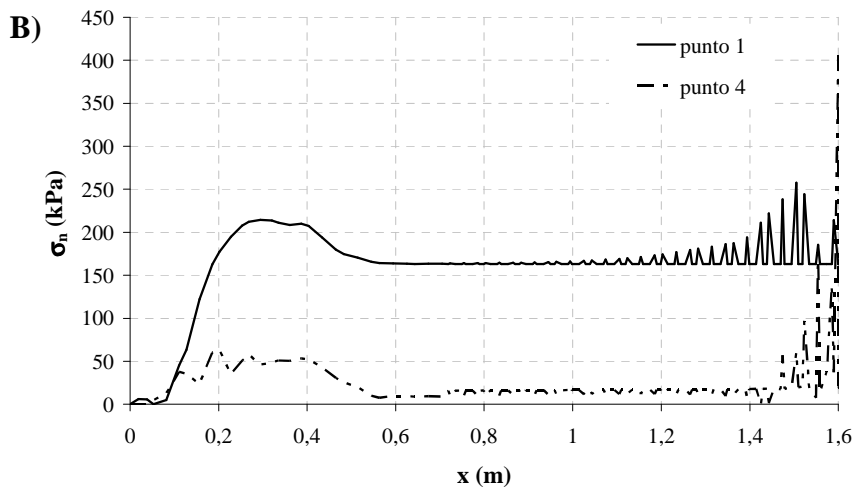
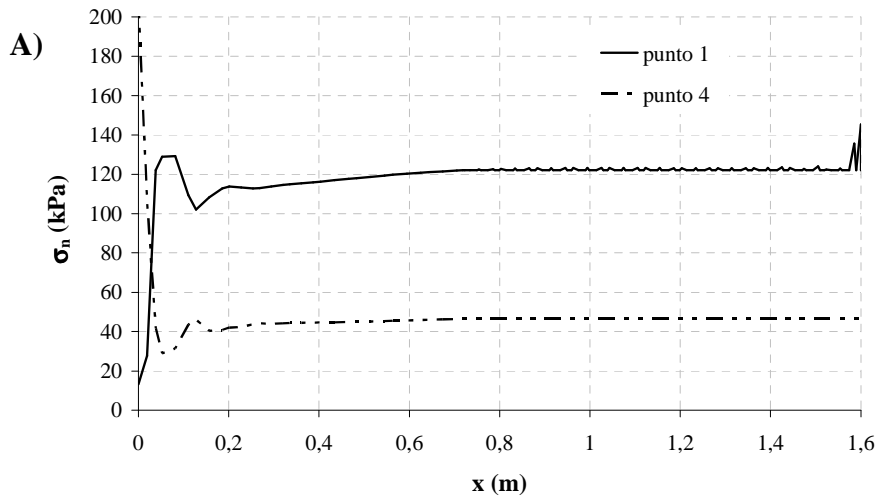
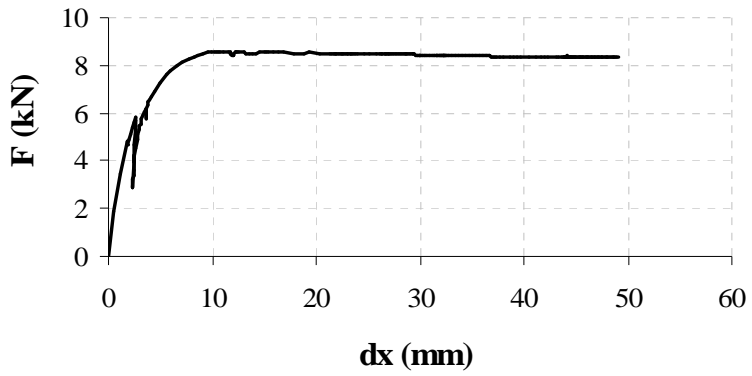
Simulazione III_VHS7

Caratteristiche della mesh	
N° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

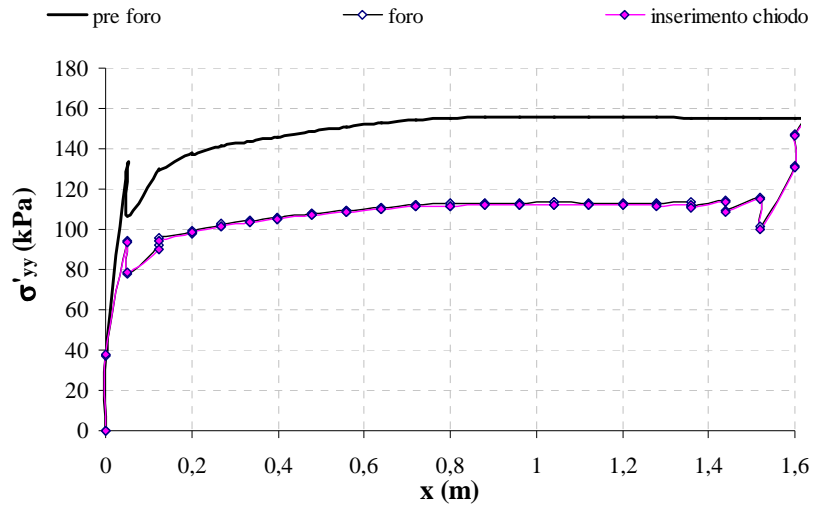


Simulazione III_VHS8

Caratteristiche della <i>mesh</i>	
n° di nodi	12917
n° di <i>stress points</i>	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

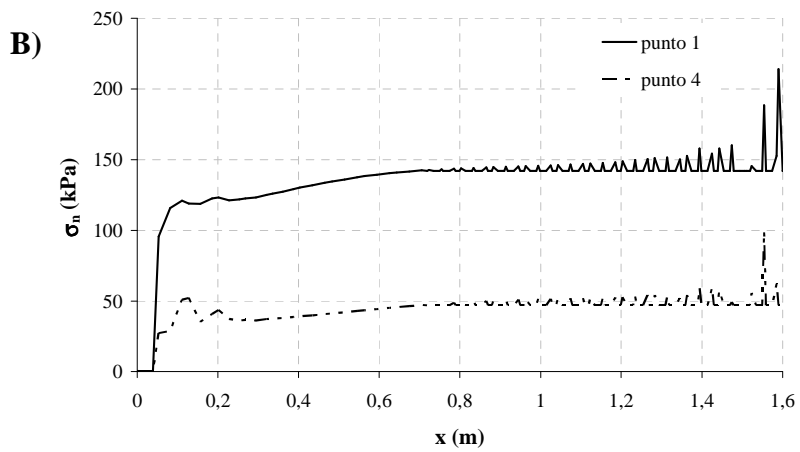
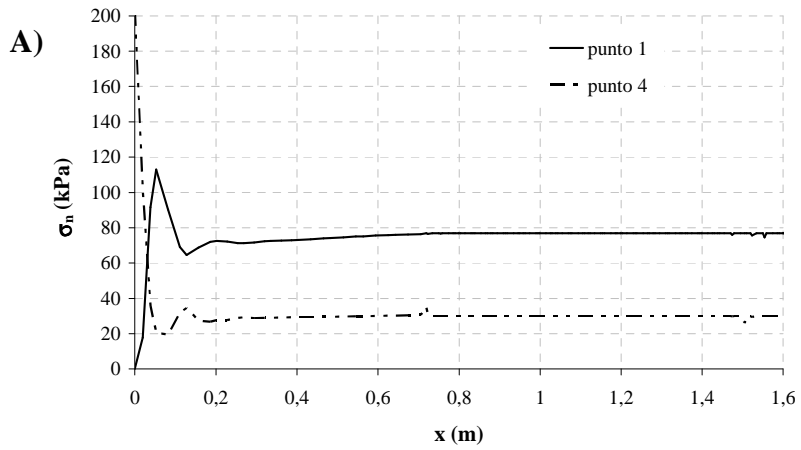
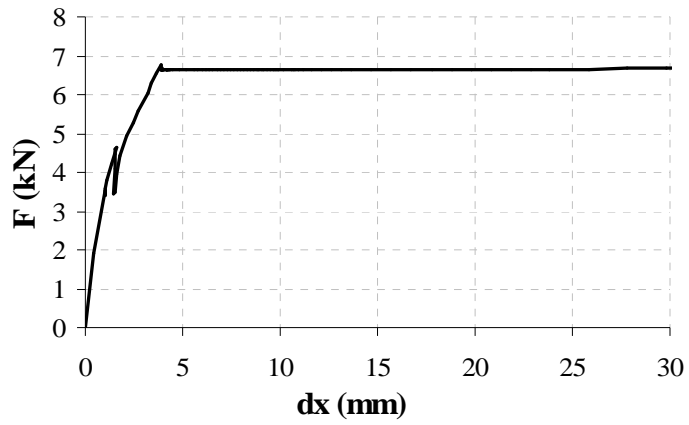


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

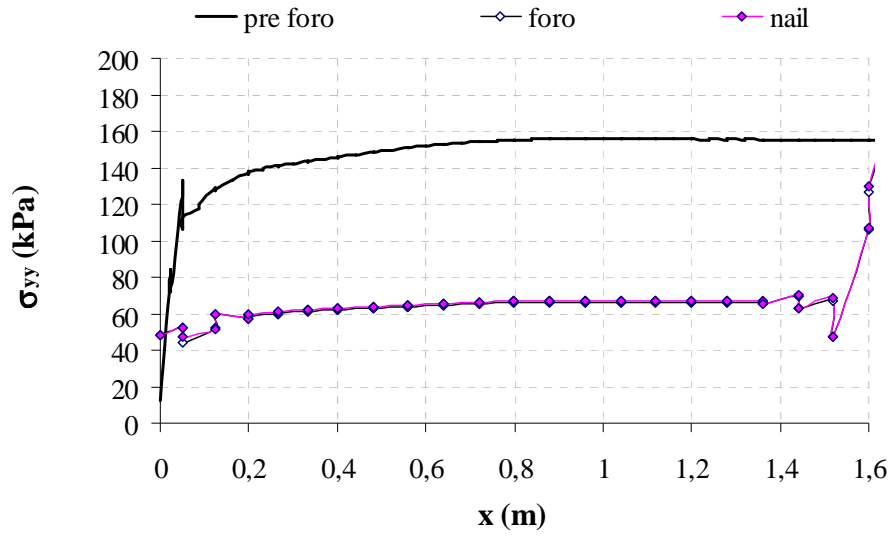


Simulazione III_VHS9

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

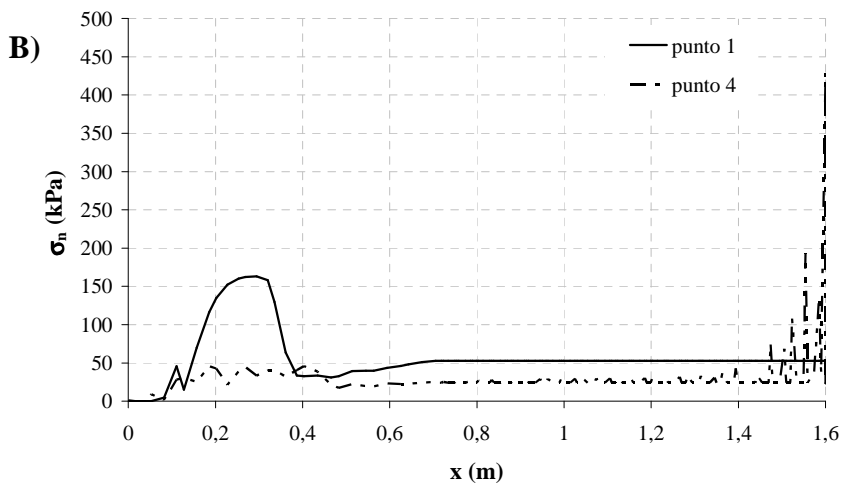
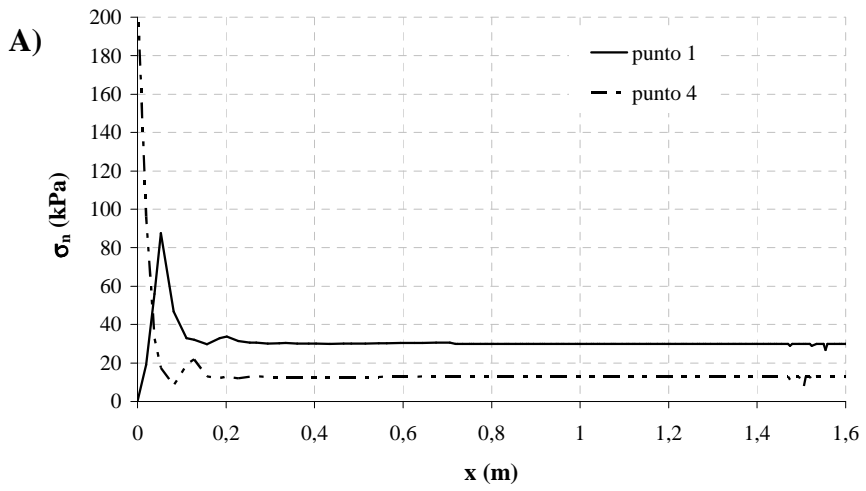
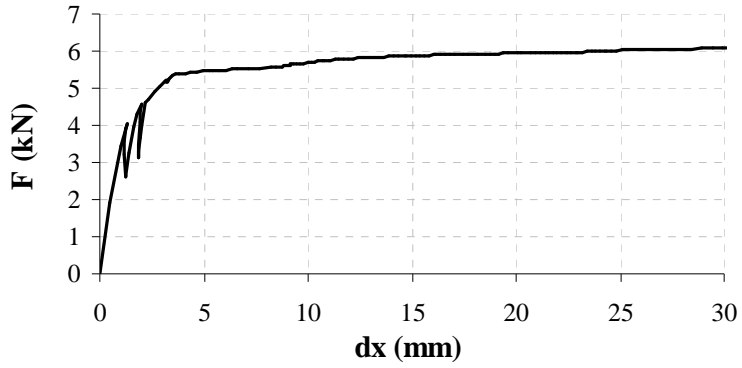


Scarico tensionale a seguito dell’installazione del rinforzo:

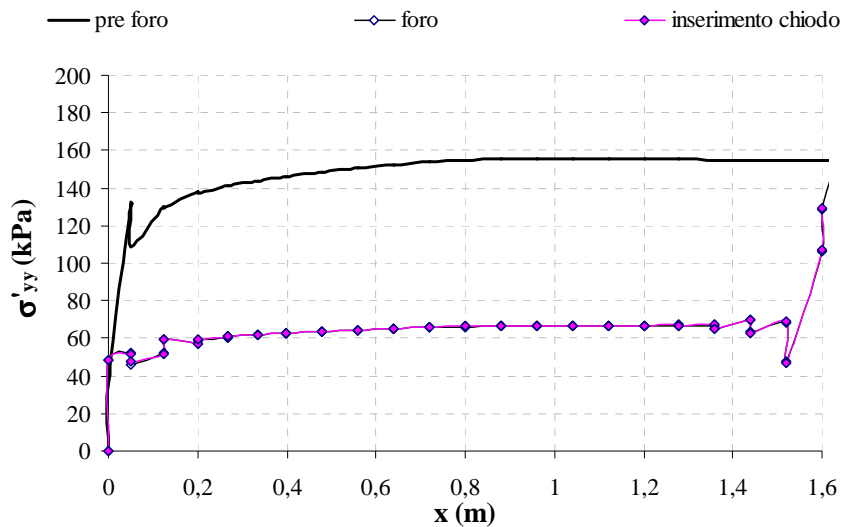


Simulazione III_VHS10

Caratteristiche della <i>mesh</i>	
n° di nodi	12917
n° di <i>stress points</i>	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction</i> con $M_{stage} < 1$)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

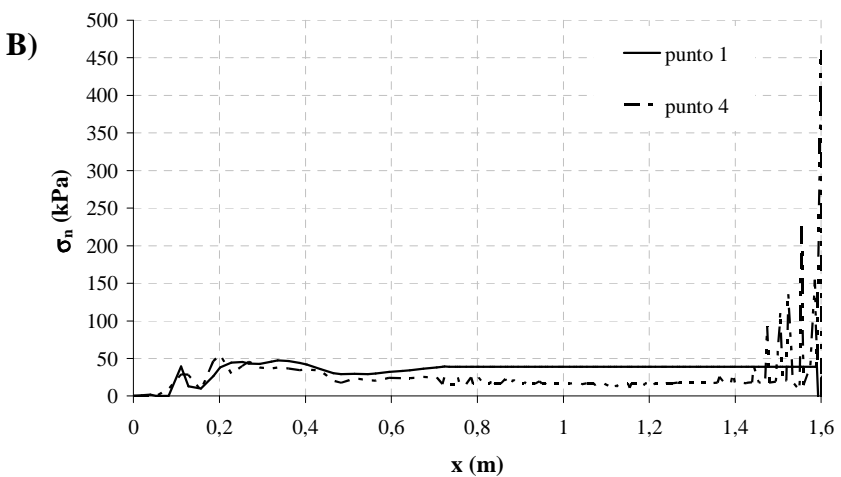
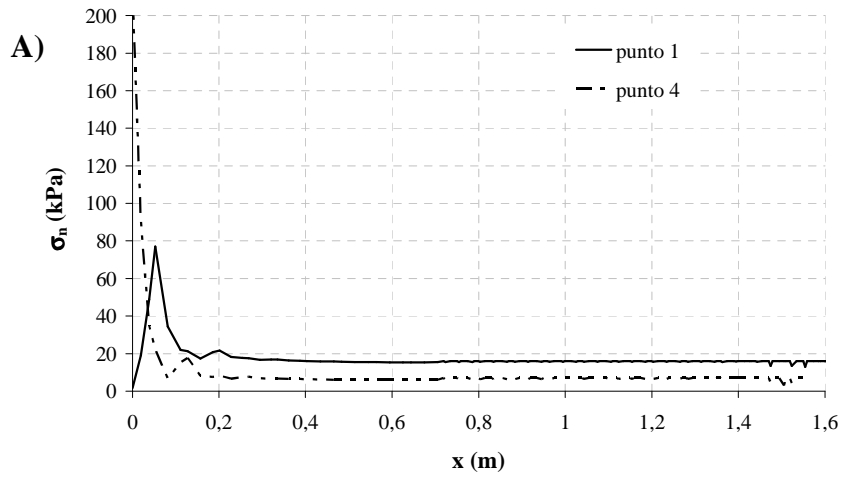
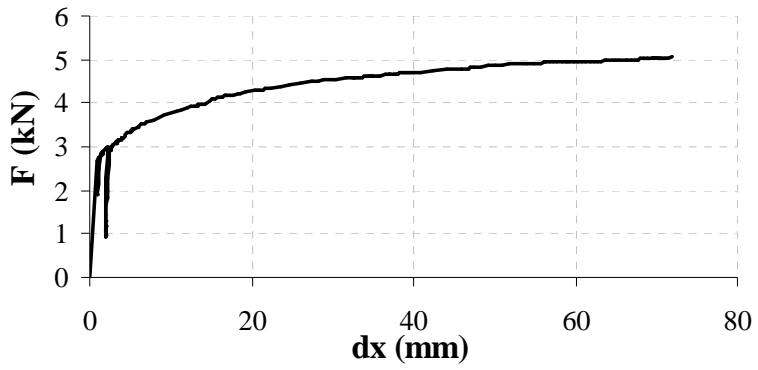


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

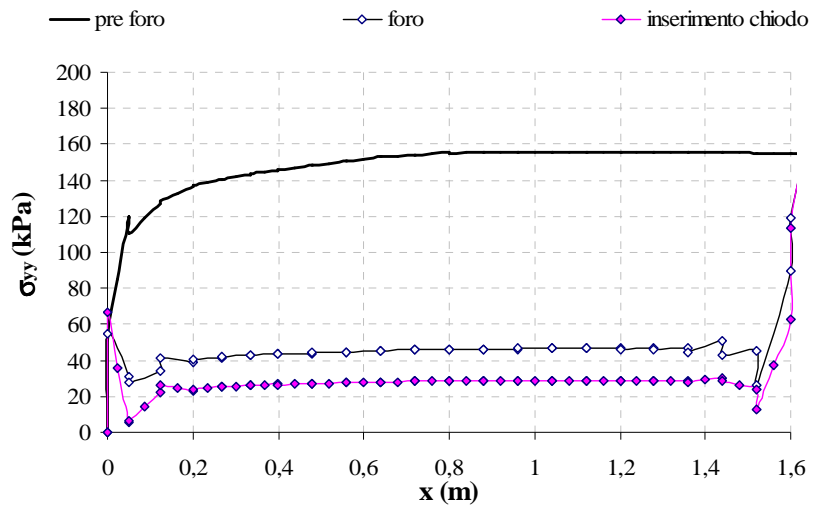


Simulazione III_VHS11

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

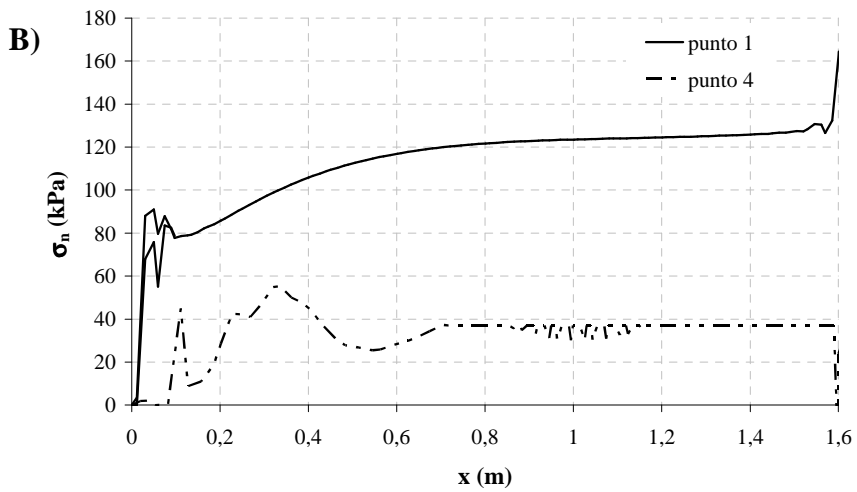
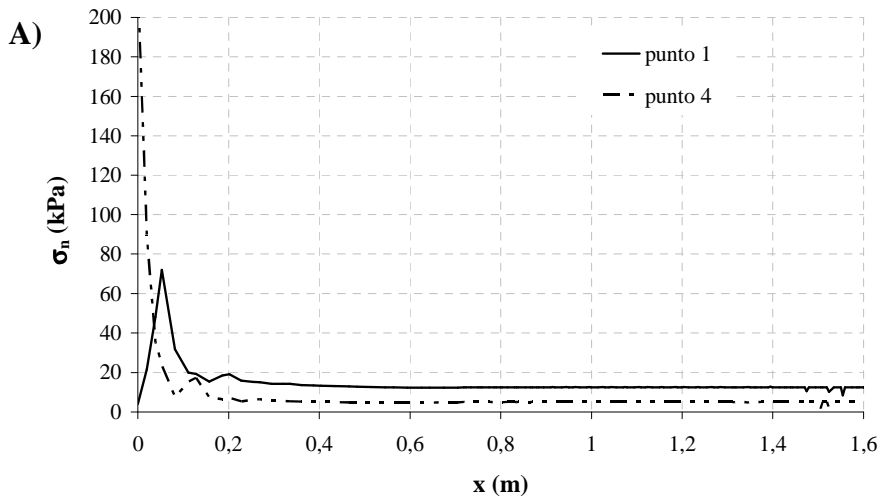
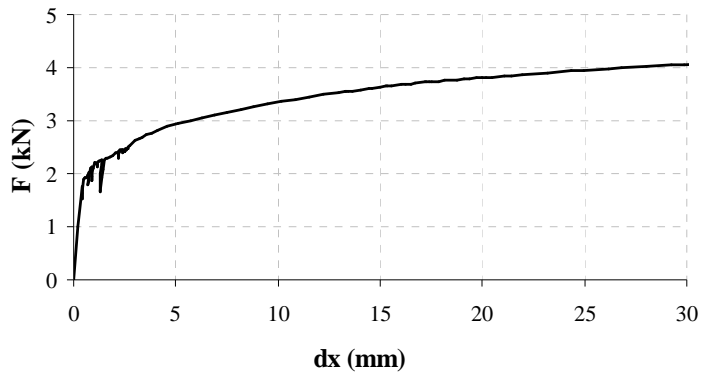


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

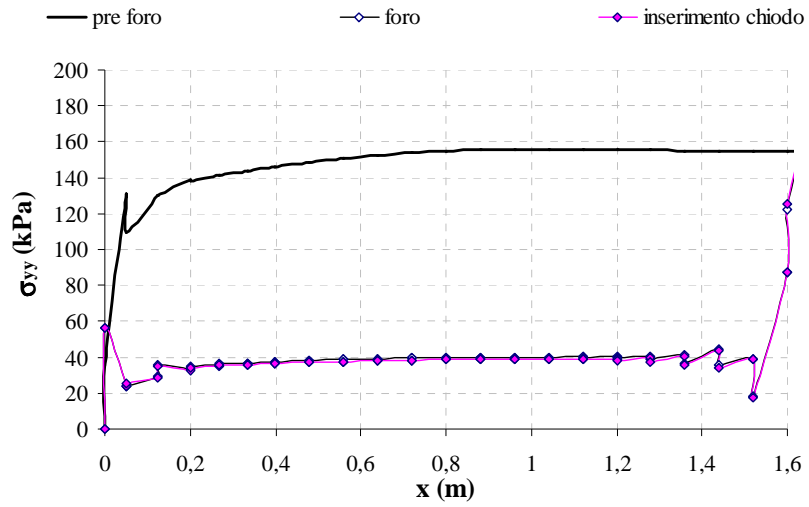


Simulazione III_VHS12

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

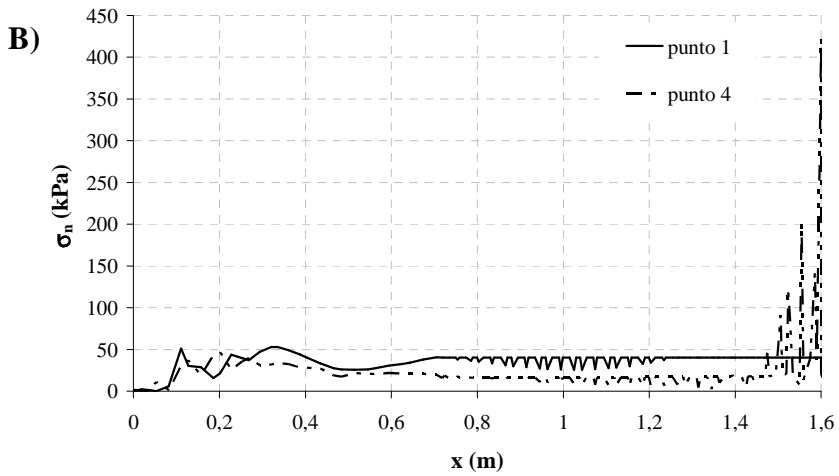
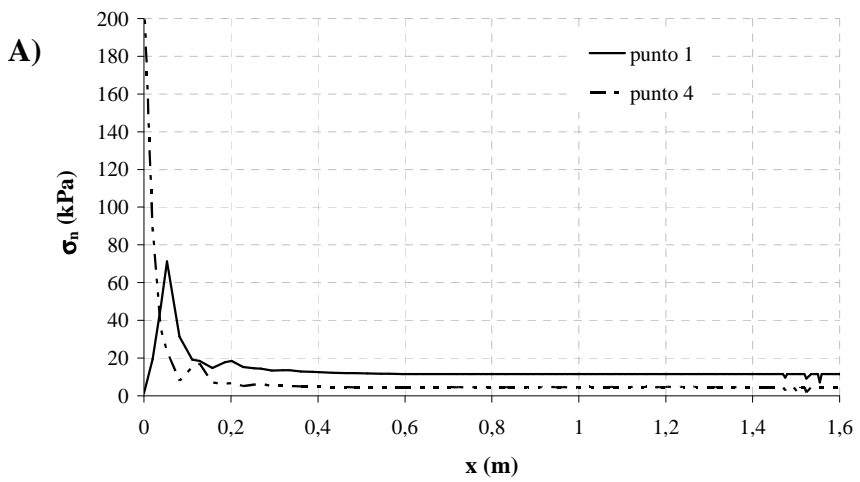
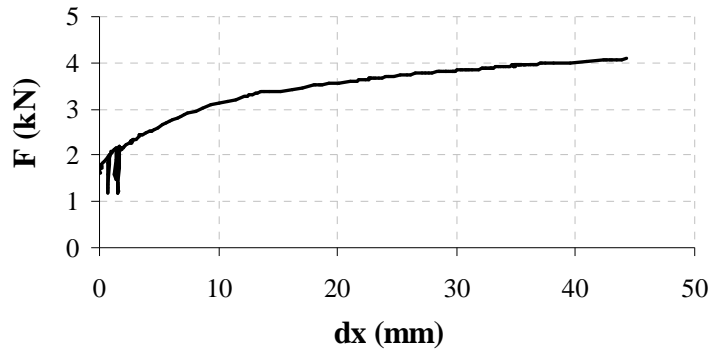


Scarico tensionale a seguito dell’installazione del rinforzo:

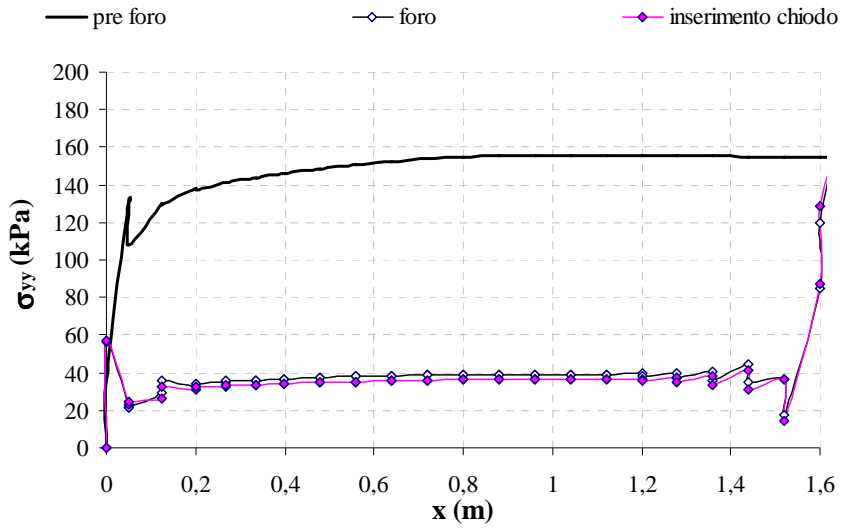


Simulazione III_VHS13

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

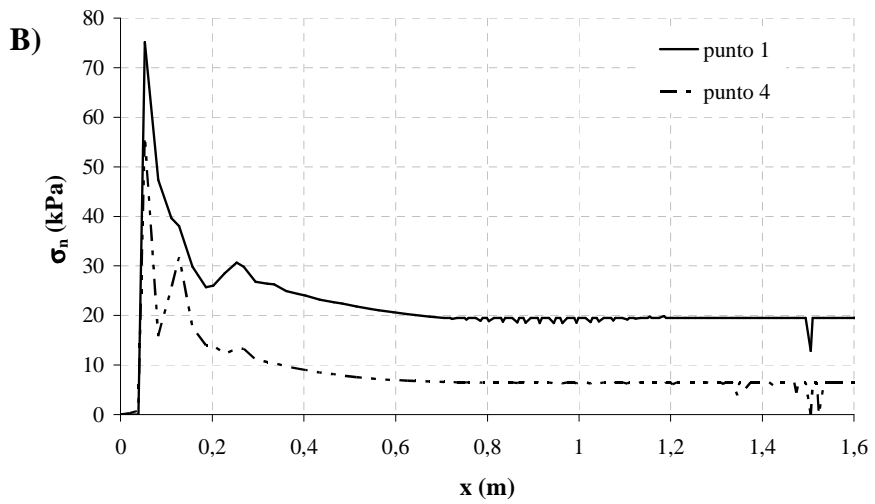
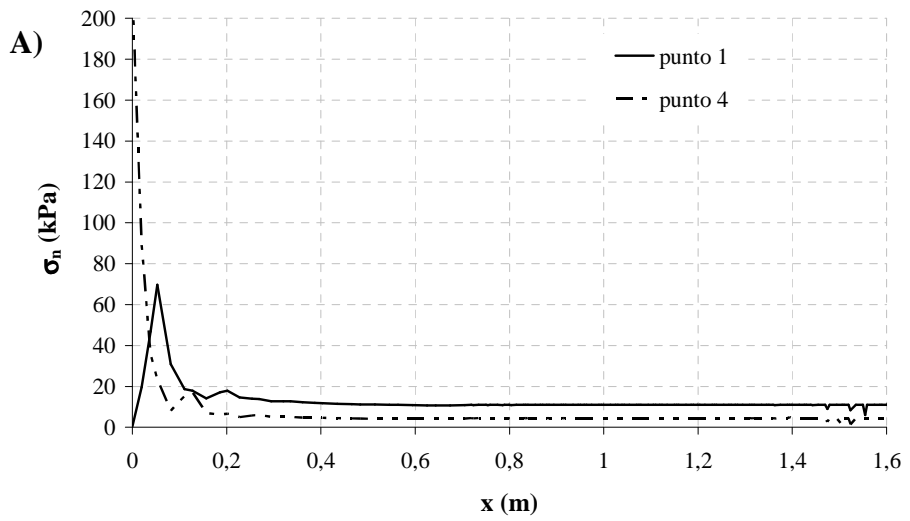
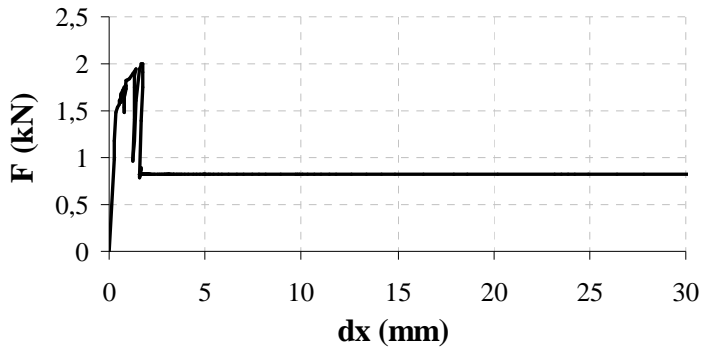


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

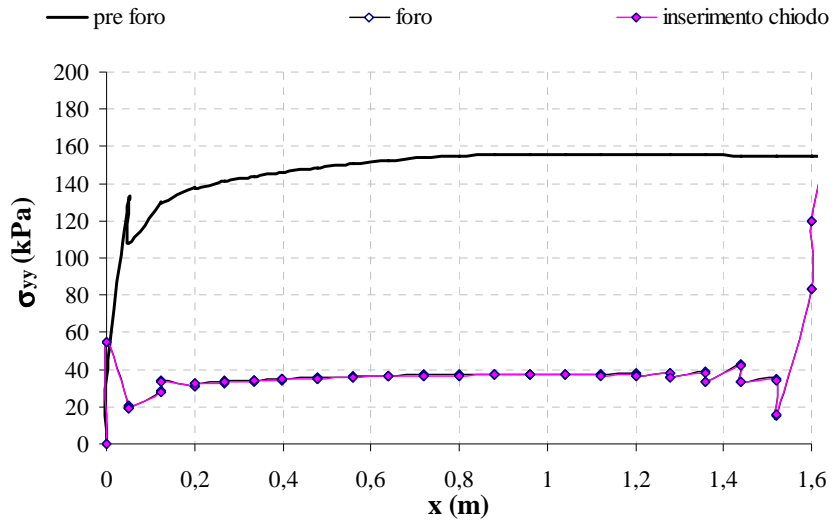


Simulazione III_VHS14

Caratteristiche della mesh	
n° di nodi	12917
n° di stress points	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

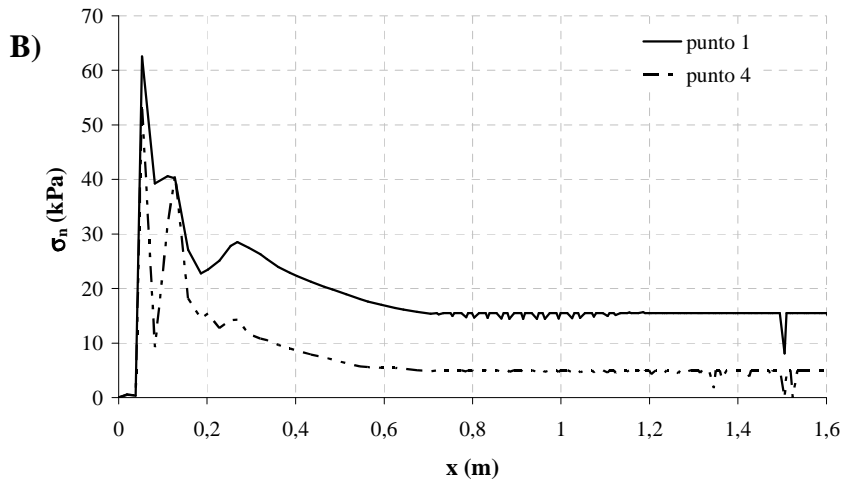
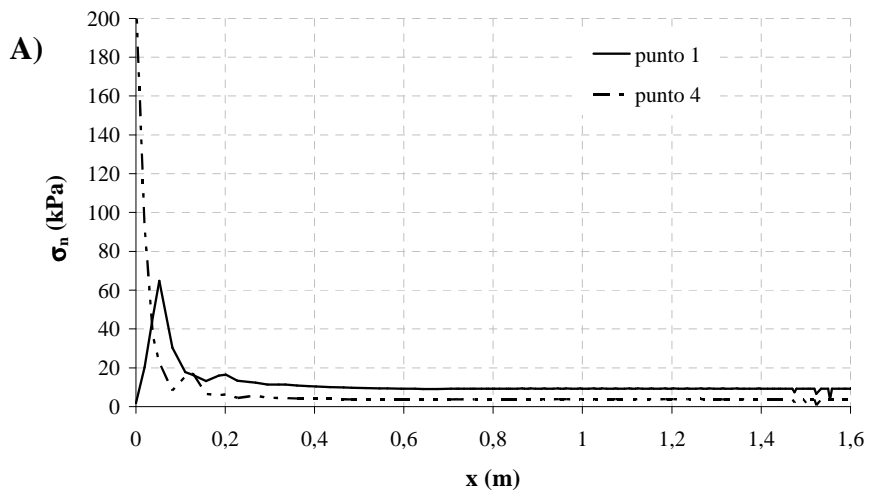
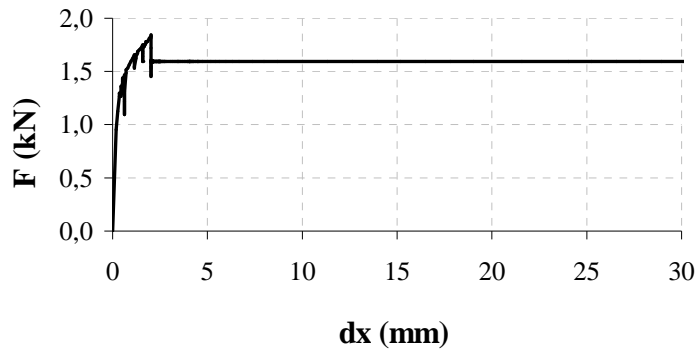


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

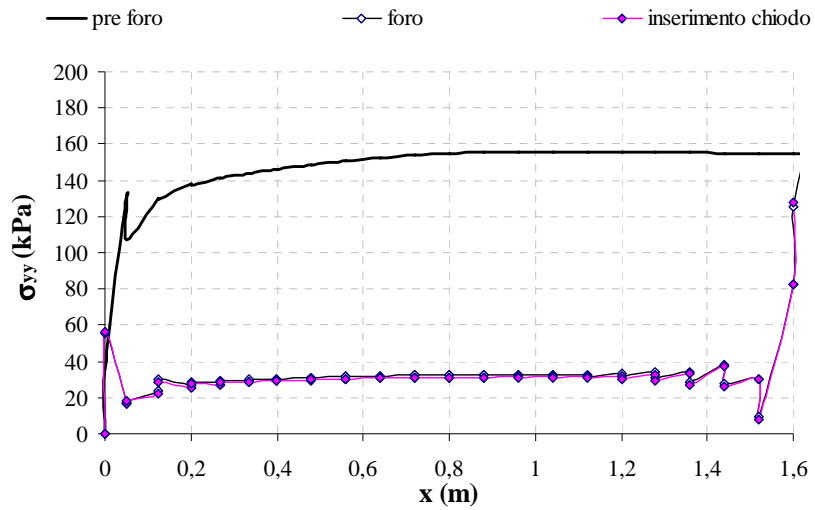


Simulazione III_VHS15

Caratteristiche della <i>mesh</i>	
n° di nodi	12917
n° di <i>stress points</i>	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento

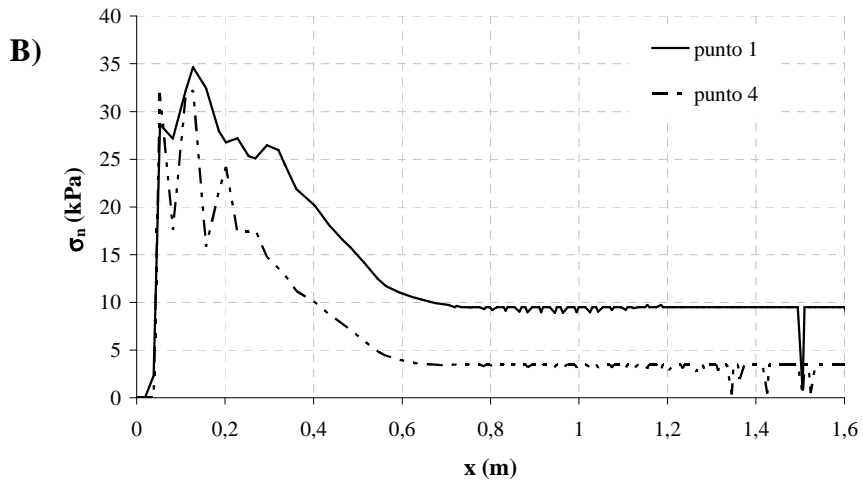
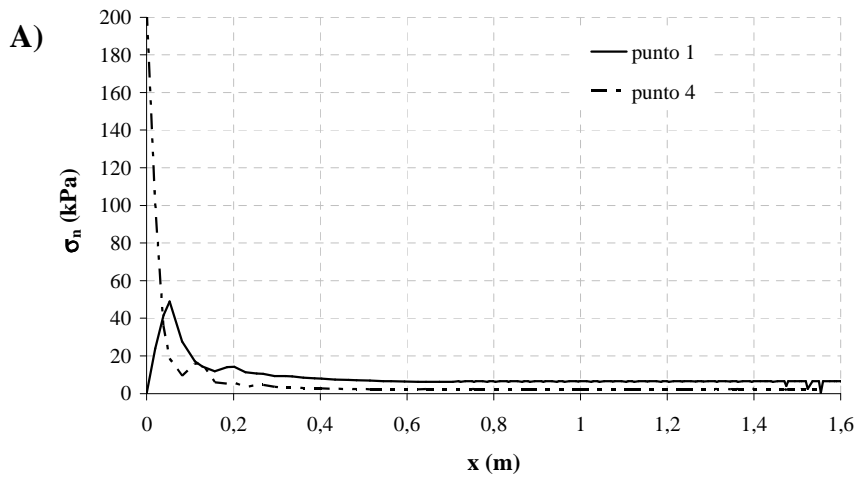
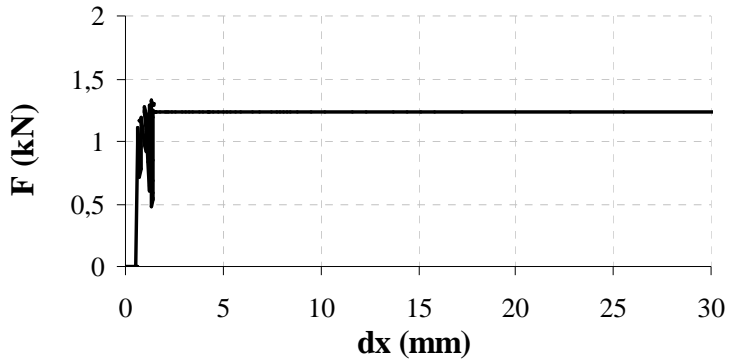


Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:

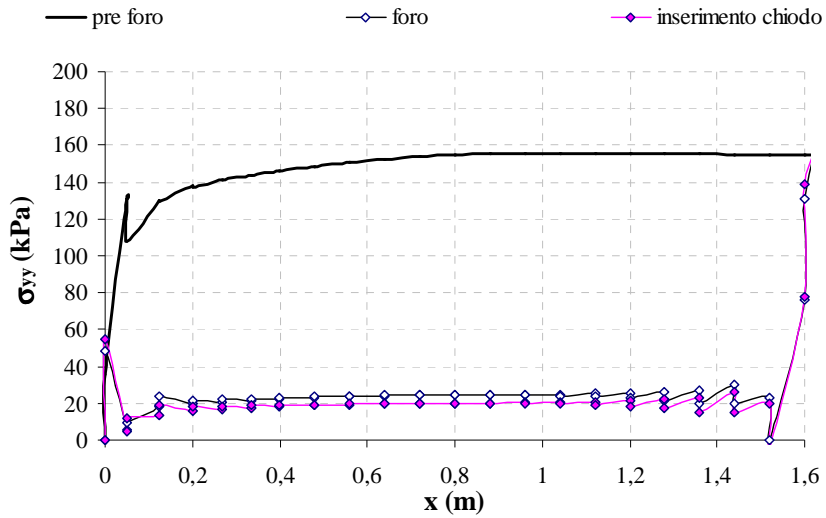


Simulazione III_VHS16

Caratteristiche della <i>mesh</i>	
n° di nodi	12917
n° di <i>stress points</i>	25596
Fasi di calcolo	
fase 1	Attivazione del primo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 2	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 3	Attivazione del secondo strato (40 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 4	Applicazione del peso proprio agli strati attivi in fase 3 (<i>total multiplayer</i>)
fase 5	Attivazione dell'ultimo strato (20 cm) dell'elemento terreno (<i>stage construction</i>)
fase 6	Applicazione del peso proprio allo strato attivato in fase 1 (<i>total multiplayer</i>)
fase 7	Attivazione del carico uniformemente distribuito sul piano (z,x, y=80cm) (<i>stage construction</i>)
fase 8	Incremento del carico attivato in fase 7 fino a 100 kPa (<i>total multiplayer</i>)
fase 9	Eliminazione dell'elemento terreno in corrispondenza del punto in cui va attivato l'elemento chiodo (<i>stage construction con Mstage<1</i>)
fase 10	Attivazione dell'elemento chiodo (<i>stage construction</i>)
fase 11	Attivazione di una pressione unitaria sull'elemento chiodo con un verso tale da indurre una sollecitazione di trazione (<i>stage construction</i>)
fase 12	Incremento della pressione unitaria attivata in fase 9 (<i>incremental multiplayer</i>) fino al raggiungimento delle condizioni di sfilamento



Scarico tensionale a seguito dell'installazione del rinforzo:



APPENDICE D

I modelli costitutivi adottati nell'analisi numerica

Le equazioni costitutive di un mezzo sono relazioni matematiche fra variabili statiche e cinematiche, atte a descrivere il comportamento del mezzo stesso quando esso venga sottoposto a sollecitazioni meccaniche. Queste equazioni non mirano generalmente a descrivere tutti i fenomeni osservati, ma piuttosto a descrivere il comportamento di materiali ideali, detti appunto “modelli materiali”. Applicazioni della plasticità a materiali come calcestruzzo, rocce, terreni sciolti che esibiscono una legge di flusso plastico non associato, sono ormai la norma per chi si occupa di non linearità del comportamento costitutivo dei materiali. Invero questa classe di materiali presenta un comportamento attritivo e la conseguente deformazione plastica deve essere modellata da un potenziale plastico che differisce dalla superficie limite del materiale medesimo. In questo studio sono stati adottati due modelli costituiti per l'elemento terreno: uno a comportamento elastico perfettamente plastico senza incrudimento (Mohr_Coulomb); e l'altro elasto-plastico non lineare con incrudimento volumetrico e deviatorico (*Hardening Soil*).

D.I Il modello basato sul criterio di resistenza di Mohr-Coulomb

Il modello cosiddetto di Mohr-Coulomb è un modello elastico perfettamente plastico. Alla base c'è il principio dell'elastoplasticità che ipotizza che nella deformazione ε siano distinguibili il contributo elastico ε^e e il contributo plastico ε^p di modo che

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{D.1})$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (\text{D.2})$$

anche in termini di incremento di deformazione $\dot{\varepsilon}$

La legge di Hooke, che mette in relazione la variazione di stato tensionale con la variazione di deformazione indotta si trasforma nella maniera seguente:

$$\dot{\sigma} = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (\text{D.3})$$

dove σ è la variabile stato tensionale, D^e è la matrice di rigidità in cui compare il modulo di Young e il coefficiente di Poisson ν .

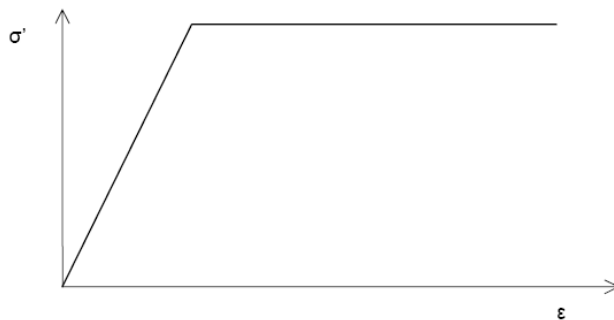


Figura 1d : Idea base di legame elastico perfettamente plastico

I principali parametri del modello sono riassunti in Tabella I.

Tabella D I: Parametri del modello Mohr Coulomb.

symbol	description
E	Modulo di Young di riferimento [kN/m ²]
c	Coesione [kN/m ²]
ϕ_{pk}	Angolo d'attrito [°]
ψ_{pk}	Angolo di dilatanza [°]
v	Coefficiente di Possion [-]

D.2 Il modello costitutivo Hardening Soil

Alla base del modello denominato Hardening *Soil* (incrudimento del terreno) c'è la relazione iperbolica tra le deformazioni assiali e la tensione deviatorica generata da una sequenza di carico triassiale:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{per } q < q_f \quad (\text{D.4})$$

Nella relazione (D.4) il carico deviatorico in condizioni finali q_f ed il valore asintotico cui tende q_a sono definiti come:

$$q_f = \frac{6 \sin \phi_{pk}}{3 - \sin \phi_{pk}} (p + c \cot \phi_{pk}) \quad (\text{D.5})$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{D.6})$$

dove ϕ_{pk} è l'angolo d'attrito di picco, c la coesione, come definite nel criterio di Mohr-Coulomb e R_f un rapporto di rottura, minore dell'unità, utilizzato per interpolare i dati sperimentali nella relazione iperbolica (Fig.2d).

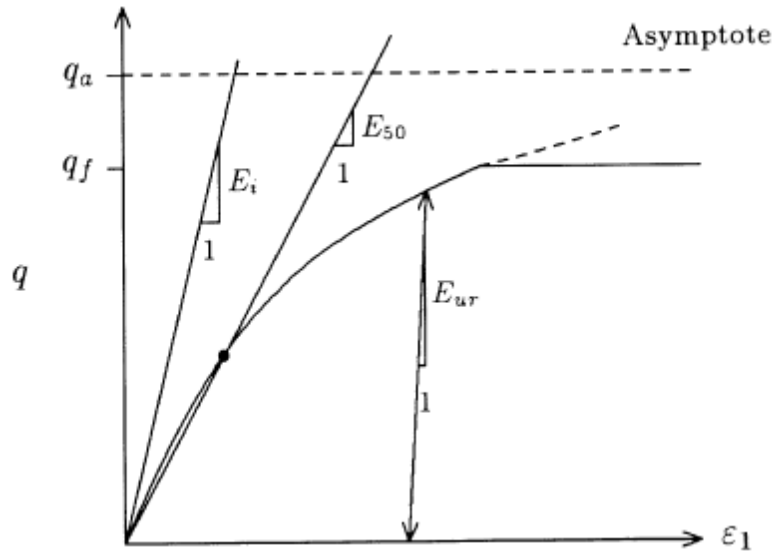


Figura 2d: Relazione iperbolica tra deformazione e tensione deviatorica a seguito nel corso di una prova triassiale drenata (Schanz et al, 1999)

Il parametro E_{50} è il modulo di rigidità secante corrispondente ad una storia di carico primaria in corrispondenza del 50% della massima resistenza al taglio q_f ed è espresso come:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi_{pk}}{p^{ref} + c \cot \phi_{pk}} \right)^m \quad (D.7)$$

dove E_{50}^{ref} è un modulo di riferimento corrispondente alla pressione di riferimento p^{ref} .

L'incremento di tensione è legata al parametro m .

Percorsi di carico e scarico sono modellati come elastici attraverso un altro modulo di rigidità:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi_{pk}}{p^{ref} + c \cot \phi_{pk}} \right)^m \quad (D.8)$$

dove ν_{ur} è un coefficiente di Poisson.

Per il caso triassiale, la funzione di snervamento è definita come:

$$f = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (D.9)$$

dove $\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p$.

Per un dato valore del parametro di incrudimento γ^p la condizione di snervamento $f=0$ definisce una superficie di snervamento per taglio come mostrata nel piano $p':q$ in Fig.3d.

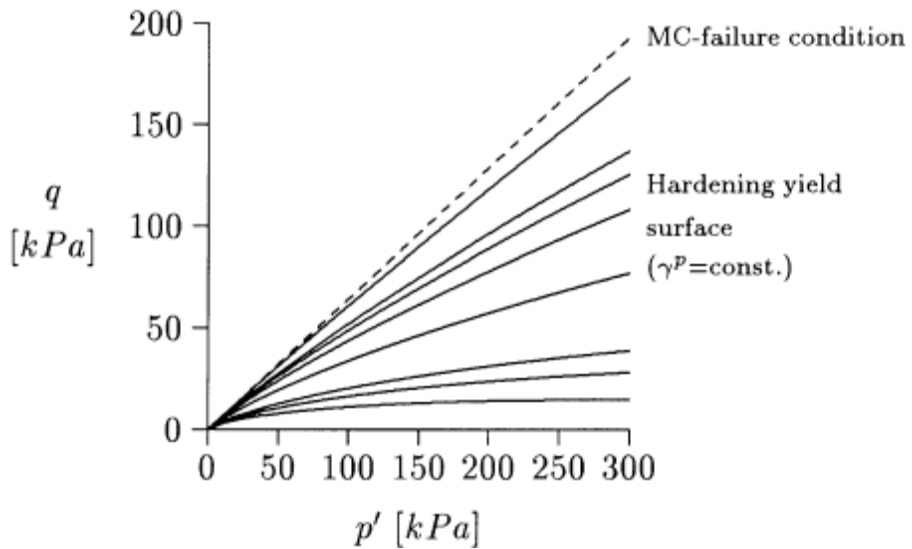


Figura 3d: Localizzazioni della superficie di snervamento per diversi valori del parametro di incrudimento γ^p verso la condizione di rottura (Schanz et al., 1999)

I principali parametri del modello sono riassunti in Tabella II.

Tabella II: Parametri del modello Hardening Soil.

symbol	description
E_{50}^{ref}	Modulo di rigidezza secante di riferimento corrispondente alla pressione di confinamento di riferimento p_{ref}
E_{ur}^{ref}	Modulo di Young di riferimento per carico e scarico, corrispondente alla pressione di riferimento p_{ref}
E_{oed}^{ref}	Modulo di rigidezza tangenziale di riferimento per carichi edometrici primari alla pressione di riferimento p_{ref}
c	Coesione
ϕ_{pk}	Angolo d'attrito
ψ_{pk}	Angolo di dilatanza
ν_{ur}	Coefficiente di Poisson per carico e scarico
m	Potenza pre l'espressione della dipendenza della rigidezza dal livello tensionale
K_o^{nc}	K_o valore per la condizione di normal consolidazione
R_f	Rapporto di rottura q_f/q_a