

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO



Facoltà di Ingegneria

*Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria per
l'Ambiente e il Territorio*

TESI DI LAUREA

Analisi del comportamento di ancoraggi attivi con dispositivo TFEG

Relatore
Prof. *Leonardo Cascini*

Correlatori
Prof. *Settimio Ferlisi*
Prof. *Manuel Pastor*
Ing. *Pablo Mira*

Candidato
Gennaro Spolverino

Indice

Introduzione	6
Capitolo 1.....	8
I tiranti di ancoraggio.....	8
1.1 Funzione, descrizione e classificazione.....	8
1.2 Modalità e fasi esecutive	10
1.3 Soggezioni geotecniche ed ambientali	12
1.3.1 Conoscenze geotecniche e geologiche.....	12
1.3.2 Aggressività dell'ambiente	12
1.4 Dispositivi di protezione.....	13
1.4.1 Guaine in materiali plastici.....	13
1.4.2 Centratori e distanziatori.....	13
1.5 Dispositivi per l'iniezione	13
1.6 Campi di applicazione dei tiranti.....	14
Capitolo 2.....	18
Il sistema TFEG e casi studio	18
2.1 Il sistema TFEG.....	18
2.2 Dati sperimentali	21
2.2.1 Analisi ed interpretazione dei dati sperimentali	27
2.3 Interpretazione e metodologia - centro ricerche JobSoil.....	29
2.3.1 Incremento di portanza dovuta al sistema TFEG	29

Capitolo 3.....	31
Modelli utilizzati: matematico, numerico e costitutivo.....	31
3.1 Modello matematico: metodo agli elementi finiti	31
3.1.1 Cenni storici.....	32
3.1.2 Funzionamento	33
3.1.3 Fasi per arrivare al modello	35
3.1.4 Caratteristiche degli elementi	36
3.1.5 Tipologia di elementi finiti	37
3.1.6 Nodi	40
3.2 Modello numerico: programma GEHOMadrid	41
3.2.1 FORTRAN 90.....	41
3.2.2 Tipo di analisi	41
3.2.3 Tipi di elementi.....	42
3.2.3 Modelli costitutivi.....	42
3.2.4 Speciali tecniche numeriche applicate.....	43
3.2.5 Tipi di carichi.....	43
3.2.6 Solvers	43
3.2.7 PRE e POST Processo	44
3.2.7.1 Interfaccia GID - GEHOMadrid	44
3.2.7.1.1 Problem Data definition (definizione dei dati).....	46
3.2.7.1.2 Time Curve definition (definizione curve in funzione del tempo).....	46
3.2.7.1.3 Material definition (definizione dei materiali).....	46
3.2.7.1.4 Group definition (definizione dei gruppi)	47
3.2.7.1.5 Initial Conditions definition (definizione condizioni iniziali)	47
3.2.7.1.6 Block selection (selezione di blocchi).....	47
3.2.7.1.7 Block Data definition (definizione dei dati dei blocchi)	48
3.2.7.1.8 Constraint definition (definizione dei vincoli).....	48
3.2.7.1.9 Load definition (definizione del carico).....	48
3.2.7.1.10 Increment definition (definizione degli incrementi) .	48
3.2.7.1.11 Generate the mesh (generazione della maglia)	49
3.2.7.1.12 Report Model information (informazioni sulle relazioni del modello)	49

3.2.7.1.13 Calculate – Execute GEHOMadrid (calcolo – esecuzione di GEHOMadrid).....	49
3.2.7.1.14 Risultati	49
3.3 Criteri di resistenza.....	49
3.3.1 Modello elastico lineare.....	52
3.3.1.1 Il tensore di elasticità	52
3.3.1.2 Il legame elastico-lineare isotropo	55
3.3.1.3 Significato fisico dei coefficienti elastici di un materiale isotropo	57
3.3.2 Criterio di Mohr-Coulomb.....	61
3.3.3 Criterio di Von Mises	63
3.3.3.1 Formalizzazione del criterio	64
3.3.3.2 Altre interpretazioni del criterio di von Mises.....	68

Capitolo 4..... 70

Applicazioni con GEHOMadrid..... 70

4.1 Obiettivi.....	70
4.2 Tipo di analisi e costruzione del modello.....	70
4.2.1 Modello.....	71
4.2.2 Vincoli	73
4.2.3 Mesh	73
4.2.3 Modello costitutivo e proprietà dei materiali.....	74
4.3 Analisi Numerica.....	74
4.3.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno	75
4.3.2 Propagazione della plasticizzazione	77
4.3.3 Reazione in funzione degli spostamenti	78
4.3.4 Interpretazione dei risultati	81
4.4 Costruzione del modello con terreno di interfaccia.....	83
4.5 Analisi numerica con terreno di interfaccia.....	84
4.5.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno	86
4.5.2 Propagazione della plasticizzazione	89
4.5.3 Reazione in funzione degli spostamenti	90
4.6 Analisi numerica con variazione del modulo di Young	94
4.6.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno	95

4.6.2 Reazione in funzione degli spostamenti	97
Capitolo 5.....	100
Conclusioni	100
Bibliografia	102
<i>Ringraziamenti</i>	104

Introduzione

Questa tesi di Laurea si pone come obiettivo l'analisi del comportamento di tiranti di ancoraggio e in particolare l'analisi di tiranti di ancoraggio equipaggiati con un dispositivo denominato TFEG.

L'attività di Tesi che è stata svolta può essere sostanzialmente suddivisa in tre momenti:

- La prima parte è stata svolta in collaborazione con la JobSoil, azienda produttrice dei dispositivi TFEG. Durante questa fase, attraverso un'attività svolta presso i cantieri dell'azienda, è stato possibile partecipare a delle prove sperimentali su tiranti. È stato possibile, inoltre, prendere visione diretta dei dispositivi TFEG. Grazie a questa collaborazione, è stato possibile disporre di una serie di dati, risultati di prove sperimentali, che sono stati utilizzati per la fase di analisi.
 - La seconda parte è stata svolta nell'ambito del progetto Erasmus presso l'Universidad Politecnica de Madrid; in particolare l'attività è stata svolta presso il CEDEX, centro di studio e di ricerca che collabora con l'Università e finanziato dal Ministero del Fomento (Ministero delle Opere Pubbliche spagnolo). Il gruppo di Ricerca del centro, in collaborazione con altri ricercatori e gruppi di ricerca, ha realizzato GEHOMadrid, un software che opera con il metodo agli elementi finiti (FEM) e che si pone come obiettivo di risolvere problemi geotecnici. Durante questa fase, con l'utilizzo di
-

GEHOMadrid, sono state svolte delle analisi numeriche, al fine di simulare il comportamento dei tiranti di ancoraggio.

- La terza fase, invece, è stata svolta al termine del progetto ERASMUS, dove, mettendo insieme i dati sperimentali con i risultati ottenuti dalla analisi numeriche, si è giunti a delle conclusioni.

Nel primo capitolo si fa una descrizione generale dei tiranti di ancoraggio, si descrive la loro funzione e la loro classificazione. In questo capitolo, inoltre, si fa una sintesi sulle modalità di messa in opera dei tiranti e sui loro possibili campi di applicazione.

Nel secondo capitolo si descrive il sistema TFEG. In questo capitolo si mostrano anche i dati sperimentali forniti dalla JobSoil, in particolare i dati si riferiscono al comportamento di tiranti tradizionali, ovvero di tiranti attrezzati con il dispositivo TFEG.

Il terzo capitolo è dedicato ai modelli utilizzati. Si descrive il modello matematico, esaminando in breve il metodo agli elementi finiti. Si descrive il modello numerico, ovvero si fa una breve descrizione del software GEHOMadrid e del suo codice di calcolo. Infine si analizzano i modelli costitutivi che sono stati utilizzati per le analisi numeriche (legame costitutivo elastico lineare, elasto – plastico con modello plastico alla Von Mises ed elasto – plastico con modello plastico alla Mohr – Coulomb).

Il quarto capitolo è dedicato alle analisi numeriche svolte con GEHOMadrid. In questo capitolo si descrive tutta la procedura della costruzione del modello, i tipi di analisi svolte e i risultati ottenuti. I risultati vengono commentati e si danno delle interpretazioni sul comportamento dei tiranti

Con il quinto capitolo, infine, si conclude la Tesi di Laurea. Questo capitolo è dedicato alla disquisizione dei risultati e alla redazione delle conclusioni.

Capitolo 1

I tiranti di ancoraggio

1.1 Funzione, descrizione e classificazione

Per tiranti di ancoraggio si intendono elementi strutturali connessi al terreno o alla roccia, che in esercizio sono sollecitati a trazione, in grado di trasmettere forze al terreno grazie ad un'armatura ed ai bulbi di ancoraggio. Vengono utilizzati per stabilizzare pareti rocciose, per ancorare al terreno paratie o muri di sostegno, per consolidare volte di gallerie soggette a forte pressione idrostatica e comunque in tutti quei disparati settori dell'ingegneria quando la situazione di interdipendenza struttura-terreno è tale da imporre vincoli che non si possono reperire nell'immediato intorno della struttura stessa.

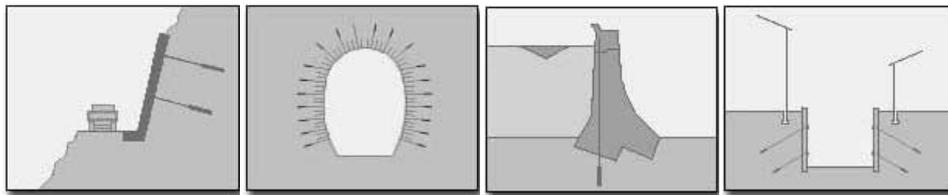


Fig.1.1 – Esempio di impiego di tiranti di ancoraggio

La funzione dei tiranti di ancoraggio è quindi quella di trasferire i vincoli necessari alla statica dell'opera in zone in cui il terreno offre la possibilità di assorbire le sollecitazioni in gioco. Nelle parti funzionali il

tirante viene distinto in un tratto passivo ancorato al terreno e un tratto libero nel quale i trefoli possono allungarsi, ed è costituita da:

- una serie di cavi d'acciaio (trefoli) inseriti in un foro di sondaggio che vengono opportunamente cementati e protetti dalla corrosione;
- una testa costituita da una piastra metallica di bloccaggio tramite la quale viene trasferito al terreno o alla struttura il carico di trazione fornita dai cavi d'acciaio.
- un sacco otturatore che, posto alla testa del tratto passivo e gonfiato come malta cementizia sino a farlo aderire completamente alle pareti del foro, impedisce il refluo della miscela d'iniezione nel tratto libero.

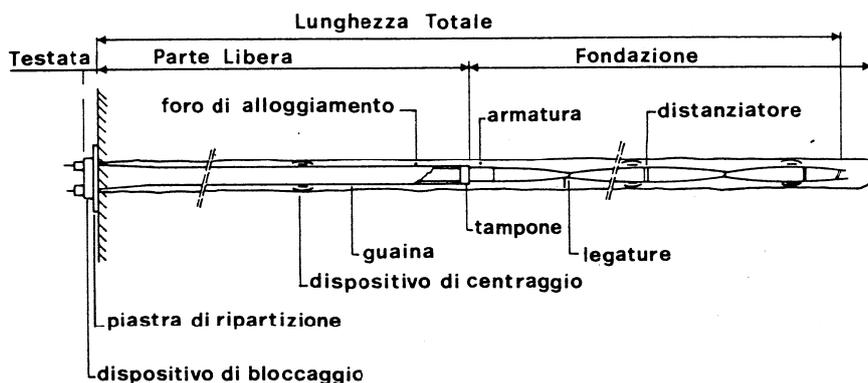


Fig.1.2 – Rappresentazione schematica del tirante di ancoraggio

L'ancoraggio al terreno viene eseguito mediante malte che possono essere iniettate con sistemi che si diversificano a seconda del tipo di terreno. Una volta ancorato il tirante al terreno, si esegue la tesatura utilizzando delle attrezzature particolari come le centraline ed i martinetti oleodinamici e manometri di controllo appositamente inseriti alla testa del tirante dove è presente un sistema a boccole che mantiene la tensione raggiunta.

Gli elementi fondamentali costituenti il tirante, indipendentemente dal tipo e dalla durabilità nel tempo, sono i seguenti:

- trefoli in acciaio armonico, solitamente di diametro nominale da 0,6” ed in numero adeguato al carico di progetto; i trefoli risultano inguainati in corrispondenza della parte libera (tratto passivo) e liberi per la lunghezza della fondazione (tratto attivo);
- distanziali in materiale plastico e posti in corrispondenza del tratto attivo, ad interasse di 1-2 metri, al fine di conferire ai trefoli una forma con concavità e convessità;
- centratori in materiale plastico, posti in corrispondenza del tratto attivo, ad interasse di 1-2 metri, al fine di mantenere centrato il tirante all’interno della perforazione.

In relazione alla modalità di sollecitazione, i tiranti vengono distinti in:

- *tiranti passivi*: nei quali la sollecitazione di trazione nasce quale reazione a seguito di una deformazione dell’opera ancorata;
- *tiranti attivi*: nei quali la sollecitazione di trazione è impressa in tutto o in parte all’atto del collegamento con l’opera ancorata.

In relazione alla durata di esercizio, i tiranti vengono distinti in:

- *tiranti provvisori*: la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo limitato e definito a priori;
- *tiranti permanenti*: la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo commisurato alla vita utile dell’opera ancorata.

1.2 Modalità e fasi esecutive

Le principali fasi esecutive attraverso le quali si realizza un tirante di ancoraggio sono le seguenti:

- perforazione;
 - eliminazione dei detriti di perforazione;
 - introduzione del tirante;
 - riempimento dei dispositivi di separazione e protezione interni (sacco otturatore, bulbo interno);
-

- esecuzione delle iniezioni selettive a pressioni e volume controllati;
- posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
- prove di carico di collaudo;
- tensionamento del tirante;
- iniezione della parte libera protezione della testata.

La perforazione, si esegue con idonee attrezzature dotate di una batteria di aste grazie alla quale si esegue un foro nel terreno, verticale od inclinato (10-30 gradi) sino alla profondità voluta. Il diametro di perforazione varia da 90 mm sino a 200 mm. La perforazione può essere eseguita:

- a rotazione:
 - o con scalpello a lame,
 - o con scalpello a denti,
 - o con scalpello a bottoni,
 - o con auges (elica continua),
 - o con carotieri.
- a rotopercurazione con Rotary e massa battente:
 - o esterna: Top-Hammer idrauliche o ad aria,
 - o sul fondo: D.T.H. martelli a fondo foro azionati ad aria compressa.

L'eliminazione dei detriti di perforazione viene ottenuta meccanicamente utilizzando le eliche continue oppure usando un fluido, detto di perforazione, quale aria, acqua, fango bentonitico, ecc. il quale, oltre ad eliminare i detriti portandoli in superficie, svolge la funzione di raffreddamento per gli utensili.

Nel caso di terreni instabili, incoerenti o coesivi teneri, non si può eseguire una perforazione normale. In questi casi è infatti necessario procedere sostenendo mano a mano le pareti del foro con un idoneo

rivestimento metallico provvisorio, che rimane in opera sino ad iniezione di guaina eseguita.

Il diametro di perforazione andrà scelto in funzione di vari fattori tra cui: tipo di tirante da porre in opera, capacità portante richiesta, ingombro esterno, e comunque in modo da garantire un adeguato copriferro esterno all'armatura ed ai suoi organi di protezione.

1.3 Soggezioni geotecniche ed ambientali

1.3.1 Conoscenze geotecniche e geologiche

Poiché la corretta scelta della tipologia e delle dimensione degli ancoraggi e delle relative procedure di esecuzione è basilare per la corretta realizzazione degli stessi, è necessario valutare attentamente gli elementi di conoscenza delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni, dei caratteri geomorfologici e strutturali degli ammassi rocciosi, e dell'influenza della falda. Ove ne ricorra l'opportunità si richiederanno prove tecnologiche preliminari, eventualmente accompagnate da prove di tensionamento a supporto della progettazione.

1.3.2 Aggressività dell'ambiente

Poiché l'ambiente circostante gli ancoraggi è costituito dal terreno dalle acque sotterranee e superficiali, stagnanti o correnti, e dall'atmosfera, dovranno essere valutati con molta attenzione i pericoli di corrosione delle armature tese e di aggressione chimico-fisica dei bulbi di ancoraggio. È da tenere presente che l'azione aggressiva è esaltata dal movimento dell'acqua, dalla temperatura elevata e dalle correnti vaganti.

In ambiente aggressivo l'idoneità del cemento deve essere certificata dal fabbricante o da prove preliminari di laboratorio.

1.4 Dispositivi di protezione

1.4.1 Guaine in materiali plastici

La guaina è un elemento costitutivo dei tiranti atto a proteggere l'armatura dalla corrosione, in corrispondenza del tratto libero. Nei tiranti a trefoli, ogni trefolo deve essere singolarmente inguainato. Di norma vengono impiegati tubetti corrugati in pvc, polietilene o polipropilene, di diametro interno congruente con il diametro dei trefoli o delle barre.

L'intercapedine tra la guaina e l'armatura di norma viene perfettamente riempita con grasso meccanico chimicamente stabile, inalterabile e non saponificabile.

1.4.2 Centratori e distanziatori

Forma e numero dei centratori devono essere tali da consentire il centraggio dell'armatura nel foro di alloggiamento e nello stesso tempo non devono ostacolare il passaggio della miscela. Per i tiranti aventi l'armatura costituita da un fascio di trefoli, questi dovranno essere simmetricamente disposti intorno al tubo centrale di iniezione e, in corrispondenza del tratto di fondazione, saranno inseriti in appositi distanziatori che, regolarmente intervallati con fascette di restringimento, permetteranno al fascio di trefoli di assumere un andamento sinusoidale a ventre e nodi che incrementa l'ancoraggio passivo dell'armatura ai bulbi. Nella parte libera il posizionamento dei trefoli, parallelo al tubo di iniezione, sarà garantito da dispositivi direzionali; una guaina flessibile in pvc proteggerà e avvolgerà il tutto, permettendo nel contempo la massima libertà di allungamento ai trefoli stessi.

1.5 Dispositivi per l'iniezione

Nei tiranti a trefoli, un tubo di iniezione in pvc sarà posto in asse al tirante per tutta la sua lunghezza e sarà munito di valvole (manchettes) di

iniezione disposte ad intervalli regolari in corrispondenza della parte cementata e di un tratto iniziale della parte libera. Queste valvole assicureranno la diffusione della miscela di iniezione preferenzialmente secondo le generatrici del tirante favorendo una migliore aderenza delle armature del bulbo. Per gli ancoraggi a barra il dispositivo di iniezione sarà costituito da un analogo tubo, disposto parallelamente all'armatura.

1.6 Campi di applicazione dei tiranti

La funzione dei tiranti di ancoraggio è quindi, concettualmente parlando, quella di trasferire i vincoli necessari alla statica dell'opera in zone in cui il terreno offre la possibilità di assorbire le sollecitazioni a trazione. Di seguito si riportano alcuni esempi di applicazione.

Si possono utilizzare tiranti di ancoraggio di diversa lunghezza per assicurare la stabilità di un muro di sostegno di una zona franosa interessata dall'invaso di un bacino idroelettrico. I tiranti vengono eseguiti perforando gli speroni gradonati del muro di sostegno e con addestramento della parte di connessione nella roccia retrostante.

Un problema caratteristico che può essere risolto con l'utilizzo di tiranti di ancoraggio è quello della fondazione di piloni per teleferiche, funivie e per tralicci di linee elettriche ad alta tensione. Ogni pilone ha le sue caratteristiche di altezza, inclinazione e sede nel terreno, sovente a morfologia tormentata. L'impiego di tiranti di ancoraggio riesce a limitare spesso le dimensioni e la profondità dei blocchi di fondazione che in molti casi, richiedono ancora l'intervento manuale trattandosi di zone isolate ed impervie.

Bacini di carenaggio o per costruzioni navali presentano il problema della sicurezza al galleggiamento, a bacini vuoti. Un dimensionamento delle platee di fondazione "a gravità" porta a spessori notevoli ed a forte armatura del calcestruzzo. L'impiego di tiranti di

ancoraggio, se le condizioni del terreno lo permettono, consente soluzioni tecniche più economiche e vantaggiose.

Spesso per l'esecuzione degli scavi di fondazione ci si basa su sistemi di pompaggio sotto vuoto (well-point) ma, ancor più frequentemente su diaframmi in calcestruzzo o plastici, di cinturazione a grande respiro della zona di scavo, lasciando al terreno, disposto con appropriata scarpata, la funzione di contrastare i diaframmi sul lato dello scavo.

Nel caso di costruzioni di una diga in zone caratterizzate da contatti litologici o da rocce di stratificazione sub-verticale, i tiranti di “placcaggio” di una delle due spalle, incrementati da iniezioni per occludere le fessurazioni esistenti ed impedire circolazione d'acqua, rappresentano un valido sistema di intervento. Scopo principale dei tiranti è evidentemente quello di contrapporsi agli effetti della pressione d'acqua fra i vari strati durante le varie fasi di riempimento del bacino.

Per risolvere il problema del sovralzo delle dighe a gravità in calcestruzzo, è necessario permettere all'opera di far fronte alle nuove condizioni di carico idraulico dovute al savralzo. Il problema è risolvibile con l'impiego di tiranti di ancoraggio, e di precompressione, ubicati verso il paramento di monte della diga. Lavori di cucitura con la roccia di fondo e fra le “due fasi” della diga costituiscono interventi accessori.

Tiranti di ancoraggio nelle pareti di un pozzo profondo per permettere la realizzazione delle fondazioni di un pila di un ponte autostradale, ubicato su di un versante scosceso e franoso e per vincolare, unitamente a pali di piccolo diametro, l'appoggio della spalla dell'impalcatura stradale, sono due impieghi abbastanza usuali dei tiranti stessi.

I tiranti di ancoraggio per il pozzo, che può essere realizzato anche mediante diaframmi a pianta circolare, sono disposti a raggiere inclinate; quelli per il blocco di appoggio della spalla a raggiere verticali divaricate.

Il tracciato di una galleria, si tratti con destinazione ferroviaria, stradale od idraulica, incontra sempre qualche anomalia delle formazioni del terreno o della roccia attraversata. Spesso le anomalie sono generate dall'azione stessa dello scavo, che può innescare fenomeni di rilassamento della roccia con manifestazioni di forte spinte contro il rivestimento della galleria stessa. In tali casi l'impiego di tiranti di ancoraggio, anche di notevole lunghezza, può ricondurre a condizioni statiche accettabili. L'esecuzione dei tiranti di ancoraggio in questi casi comporta anche l'iniezione della roccia per cui si perviene all'eliminazione delle discrepanze e fessure formatesi.

Un caso frequente è quello dell'ancoraggio permanente di diaframmi, continui o del tipo a speroni, che svolgono funzione di sostegno del terreno.

I tiranti vengono inoltre utilizzati con funzione di rinforzo, per edifici e costruzioni dissestate per cause varie ma, soprattutto per edifici che hanno subito danni e lesioni a causa di scosse telluriche. L'impiego di tiranti di rinforzo si è dimostrato valido (tiranti disposti orizzontali, verticali od inclinati nelle murature lesionate, tesati ed iniettati con miscele a base cementizia unitamente ad iniezioni diffuse), a ricostituire la continuità delle strutture murarie. Si tratta di un settore operativo che ha punti in comune con il restauro di vecchi edifici, con le riparazioni o l'adeguamento a nuove condizioni di opere idrauliche di ritenuta, con la riparazione di pile di ponti, ecc..

Spesso i tiranti di rinforzo delle murature, si tratta in chiave moderna delle vecchie "catene" od "arpe", sono integrati da pali a piccolo diametro sotto le fondazioni esistenti e da iniezioni cementizie atte a ricostituire la continuità delle murature ed a consolidare il terreno di appoggio delle fondazioni. In altri casi, tiranti verticali si protendono nel terreno sottostante costituendo essi stessi, nella parte iniettata, un palo a piccolo diametro di fondazione.

Altro impiego dei tiranti è quello accessorio ad altre opere, come il caso di vincolo di sommità di palancolate, non resistenti a sbalzo, a mensola, ma solo grazie ad un ancoraggio con strutture a tergo poste a distanza sufficiente da non avere influenza sulle spinte.

Capitolo 2

Il sistema TFEG e casi studio

2.1 Il sistema TFEG

Il sistema TFEG (acronimo di Trasferimento di Forze ad Estrusione Guidata) consiste nell'inserire lungo lo sviluppo di pali, micropali o tiranti, dei cilindri metallici di notevole spessore e diametro, connessi all'armatura e, successivamente, estrusi nel terreno. Ne consegue un aumento della superficie di contatto struttura-suolo con conseguente aumento della capacità portante della fondazione. L'inserimento di TFEG in tiranti siano essi attivi o passivi, consente di trasferire al terreno forze notevolissime riducendo drasticamente la probabilità di sfilo.

Le fasi operative sono semplici e non necessitano di attrezzature dedicate. Grazie all'ancoraggio del sistema TFEG, è possibile effettuare particolari prove di carico riducendo i tempi di realizzazione delle prove, e ottimizzando i relativi costi. La tecnologia consente di effettuare prove a trazione anche su pali di grosso diametro e con sollecitazioni notevoli (> 7000 kN).

L'applicazione del sistema TFEG consente di ridurre i tempi di realizzazione delle opere, sia perché la lunghezza dei tiranti, a parità di carico, è sensibilmente minore (il tratto attivo si riduce a soli 3-5 metri) sia perché è possibile eliminare del tutto le valvole di iniezione. Grazie

all'infissione dei setti metallici del sistema è pertanto possibile eliminare la tradizionale ed incerta azione delle sbulbature ottenute con le iniezioni.



Fig. 2.1 – Dispositivo TFEG

I pistoni hanno una forza di penetrazione notevolissima (il sistema è collaudato a 400 Bar) che consente l'elongazione in qualsiasi tipo di terreno. Quando l'intero sistema è completamente infisso nel terreno, grazie ad opportuni cinematismi meccanici, si registra al manometro di iniezione, un brusco azzeramento delle pressioni a tal punto, si è certi che il TFEG è perfettamente installato. L'elongazione dei pistoni è molto semplice ed avviene mediante l'utilizzo di una pompa anche ad

azionamento manuale e adeguati tubicini di raccordo. La protezione dalla corrosione è ottenuta con la realizzazione di:

- adeguato copriferro;
- zincatura elettrolitica o a bagno;
- protezione dei pistoni con materiali compositi anticorrosivi (teflon, extalon, etc).

In ambienti particolarmente aggressivi possono essere utilizzati materiali speciali come l'acciaio inox o le resine composite. L'utilizzo del sistema TFEG non rallenta le attività di cantiere né tantomeno necessita di strumentazioni dedicate. E' possibile quindi utilizzare le attrezzature e le metodologie standard. L'apertura dei pistoni avviene con una pompa ad acqua che può anche essere manuale in quanto il sistema ne richiede piccolissime quantità di acqua (< 1 lt. a pistone).

La pressione di infissione dipende chiaramente dalle caratteristiche geotecniche dei terreni, ma il sistema è collaudato per 400 Bar e si installa perfettamente in tutti i tipi di terreno. Terminata l'installazione, è possibile utilizzare i tubicini di apertura come valvole di iniezione, realizzando così l'intasamento del terreno e il riempimento dei pistoni con miscela cementizia.

Le fasi di messa in opera sono le seguenti:

- Raccordo TFEG-tubi di elongazione;
 - Collegamento TFEG-tubi di armatura tramite le apposite filettature;
 - Avanzamento tubi di armatura;
 - Estrusione mediante sistema idraulico (dai 5 ai 10 minuti);
 - Iniezione di boiaccia cementizia
-

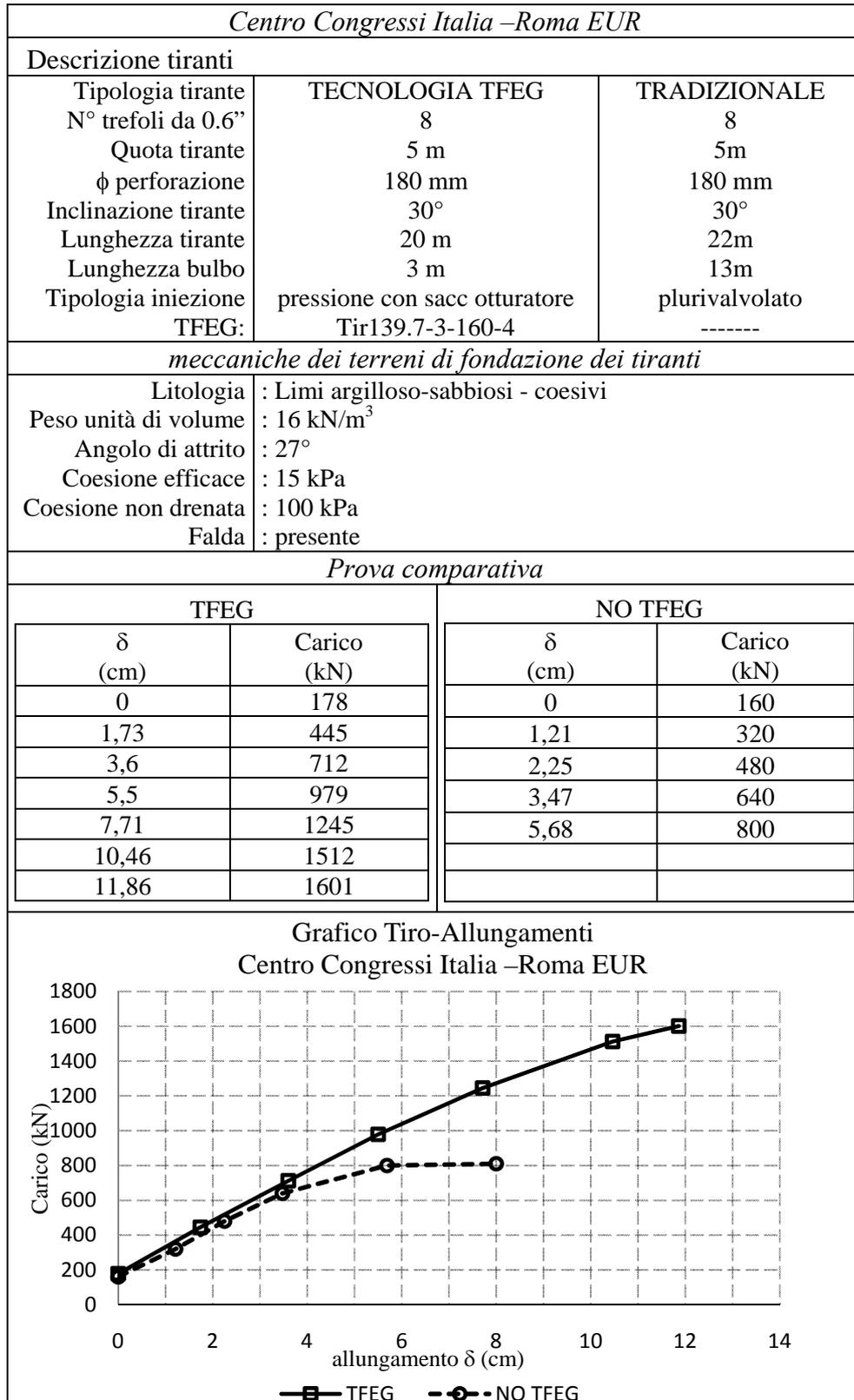
2.2 Dati sperimentali

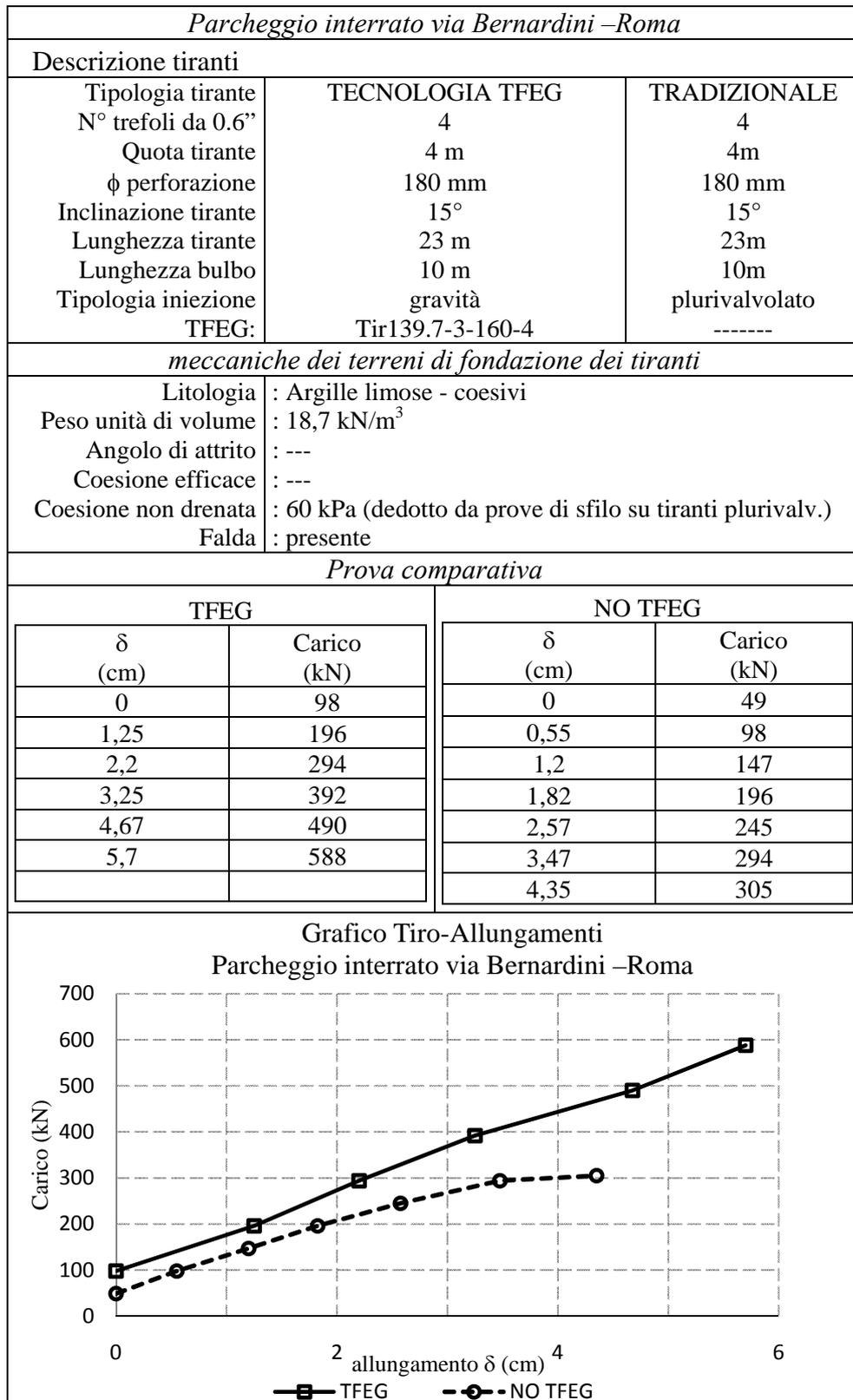
Di seguito si riportano dei dati sperimentali forniti dalla JobSoil (azienda produttrice della tecnologia TFEG). Tali dati mettono in luce la performance di tiranti attrezzati con sistema TFEG rispetto ai tiranti classici mono e plurivalvolati. In particolare si prendono a riferimento i risultati derivanti dai seguenti cantieri:

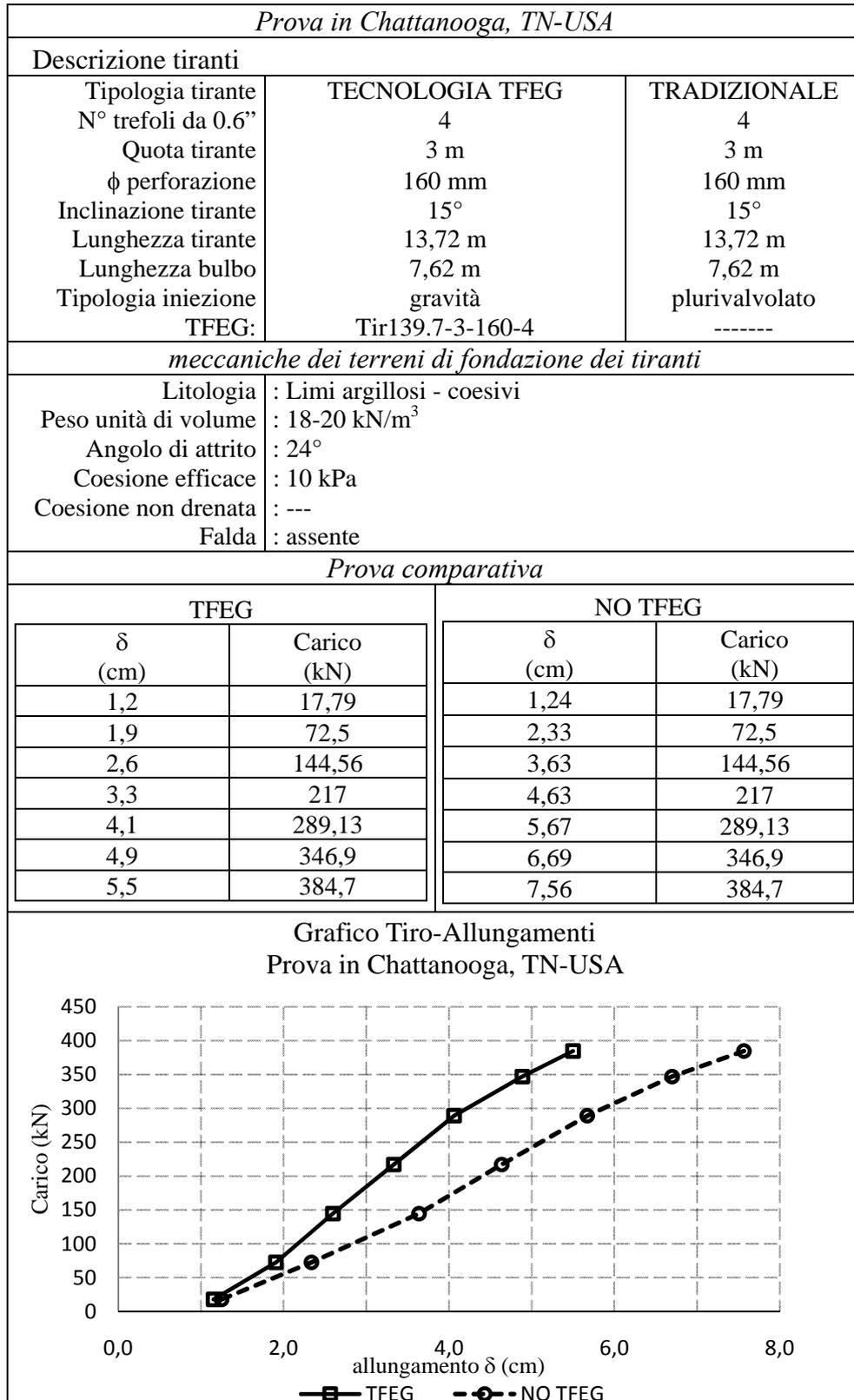
- Centro Congressi Italia–Roma.
- Parcheggio interrato in via Bernardini- Roma
- Prova in Chattanooga, TN-USA
- San Giuliano di Puglia, Campobasso
- Parcheggio interrato in località Mercatello – Salerno

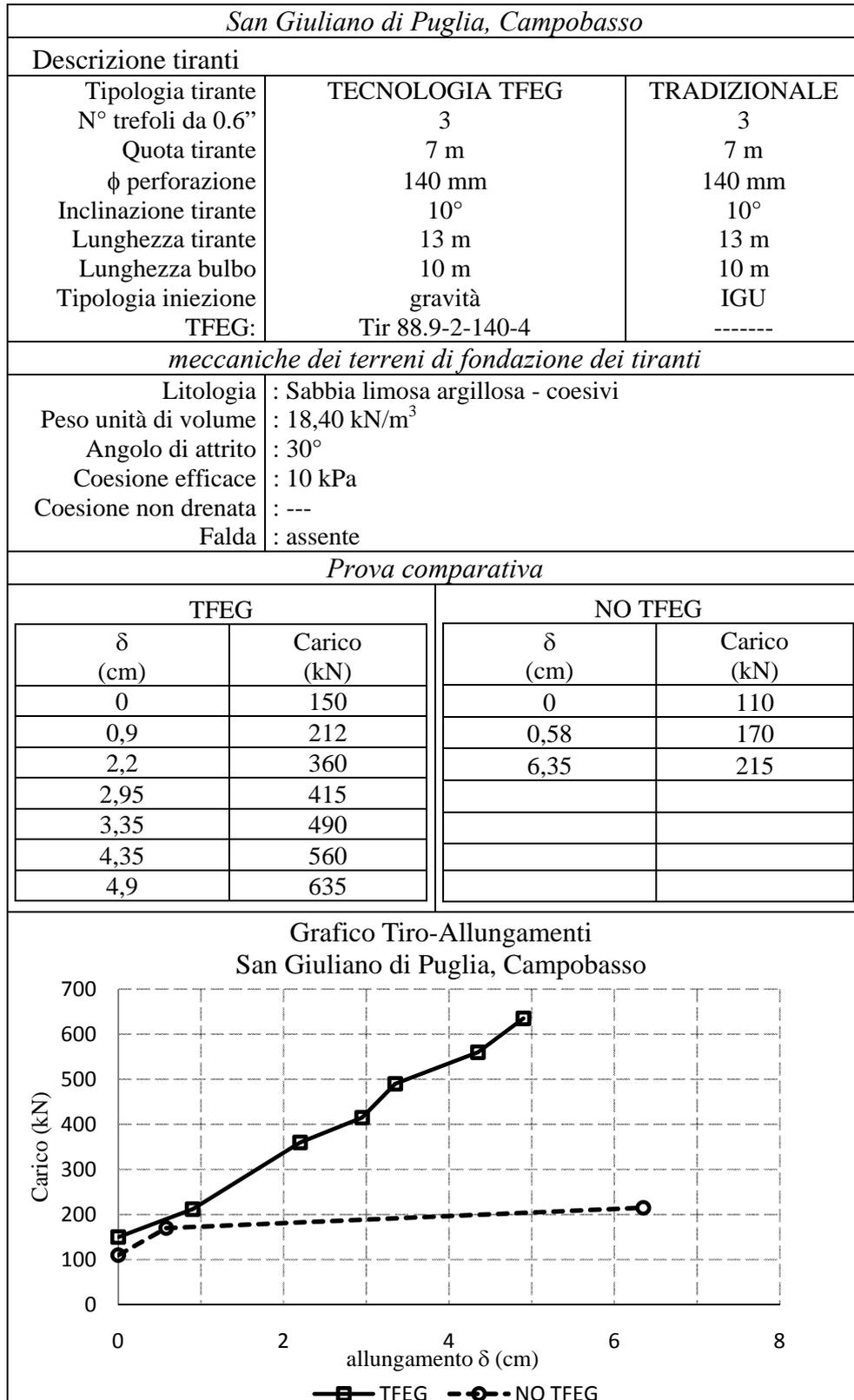
Presso questi cantieri sono state svolte prove comparative tra i diversi tipi di tiranti. Nelle schede di seguito riportate si riportano:

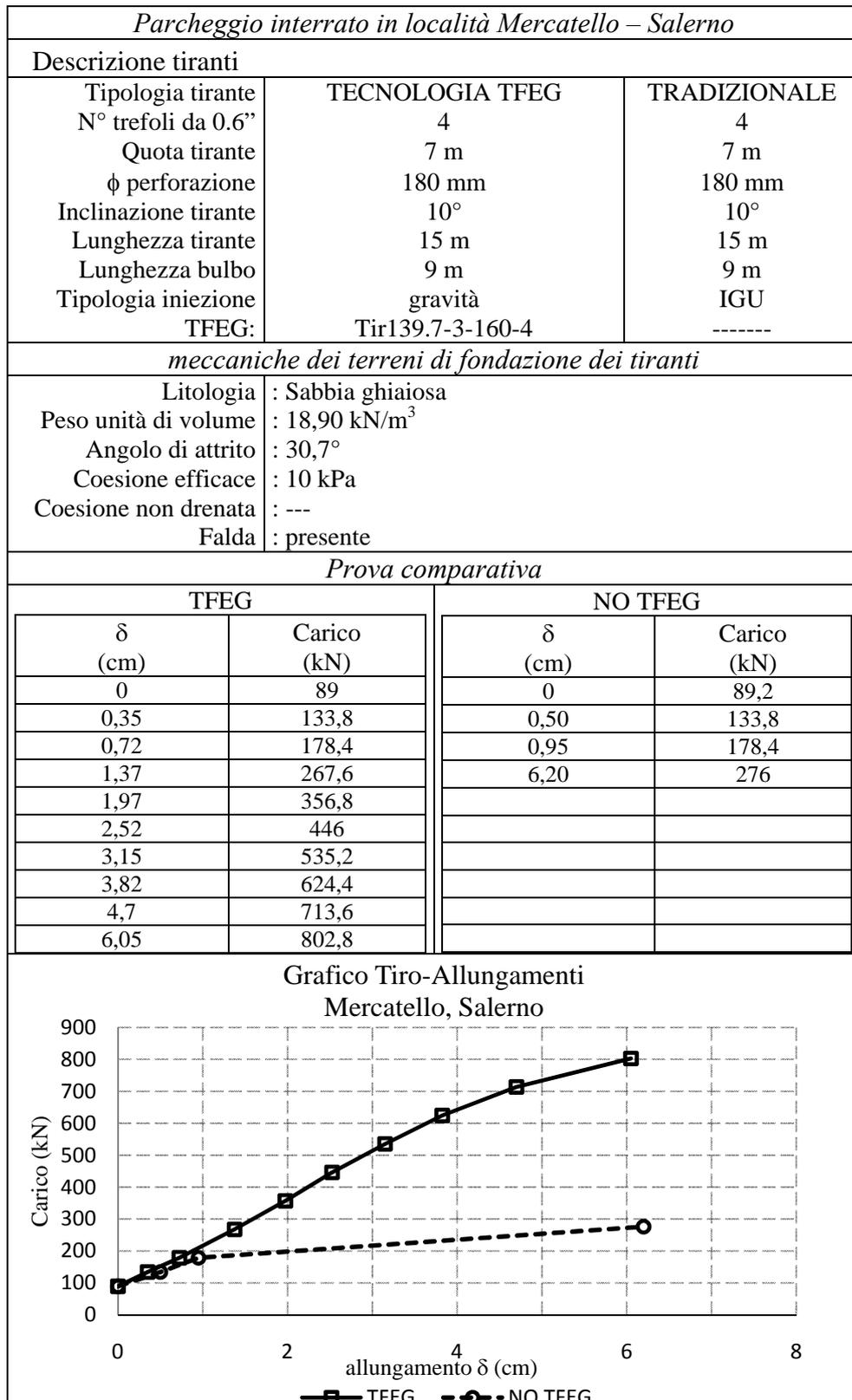
- Una breve descrizione delle caratteristiche geometriche del tirante testato;
 - Sintetica descrizione delle caratteristiche meccaniche dei terreni interagenti con il bulbo di fondazione del tirante;
 - Curva tiro-allungamento registrata durante lo svolgimento della prova di tiro.
-











In tutti i dati di tali cantieri è possibile apprezzare come i tiranti attrezzati con il dispositivo TFEG, a parità di diametro di perforazione e di profondità di scavo, presentino un incremento di portanza significativo rispetto ai tiranti tradizionali.

2.2.1 Analisi ed interpretazione dei dati sperimentali

Non essendoci prove relative allo stesso sito (stessa tipologia di terreno) ma con diversa geometria dei tiranti, non è possibile valutare se esiste una correlazione tra gli incrementi di portanza dei tiranti TFEG rispetto a quelli tradizionali e le dimensioni dei tiranti stessi.

Volendo analizzare i dati sperimentali sopra elencati, è facile notare invece che nei diversi casi presentati vi è una diversa risposta meccanica in termini di incremento di portanza dei tiranti equipaggiati con il dispositivo TFEG rispetto ai tiranti tradizionali. In particolare si nota come questo incremento è tanto più significativo nei terreni di natura granulare (sabbie) rispetto a quelli registrati nei terreni coesivi (argille).

Analizzando caso per caso, si nota che i tiranti tradizionali, a differenza di quelli TFEG, in terreni granulari, raggiungono facilmente la fase di rottura, con una sostanziale plasticizzazione del sistema. Mentre nei terreni di natura coesiva, per entrambe le tipologie di tiranti, si registra una maggior difficoltà nel raggiungere tale soglia, pur registrando un incremento di portanza dei tiranti TFEG. A valle di queste analisi possiamo dunque affermare che il dispositivo TFEG funziona meglio in terreni con una granulometria più grossa.

Per una maggior comprensione di quanto detto sopra, di seguito sono stati disposti tutti i grafici tiro-spostamento dei dati sperimentali in ordine alla litologia dei terreni. Sono stati ordinati partendo dal materiale granulometricamente più grande (sabbia ghiaiosa) a quello a grana più fine (argille limose). Le unità di misura dell'asse x (spostamenti) e dell'asse y (tiro) dei grafici di seguito riportati sono rispettivamente cm e kN.

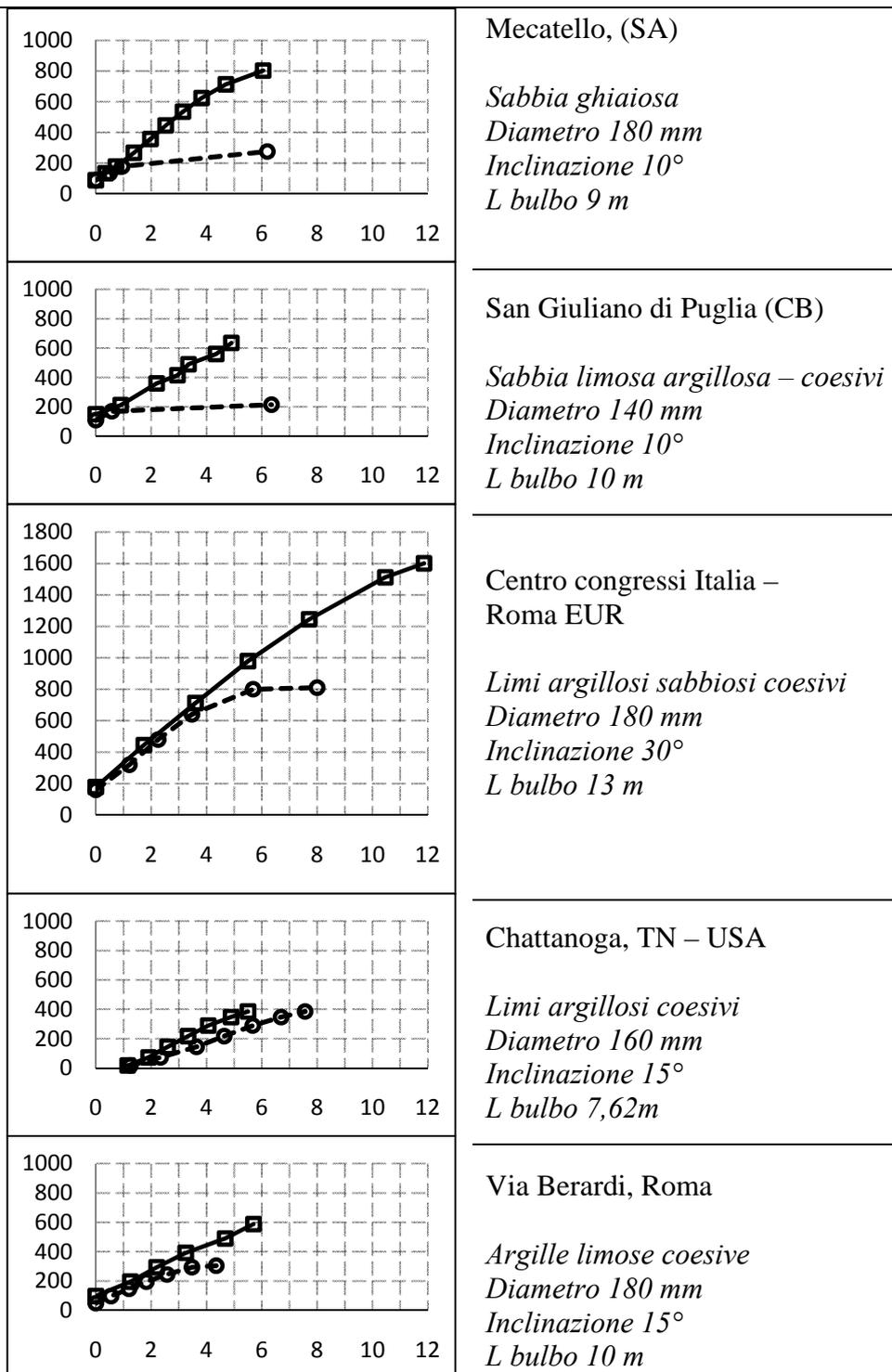


Fig. 2.2– Grafici tiro-spostamento - dati sperimentali (x=spostamenti [cm]; y=tiro [kN])

2.3 Interpretazione e metodologia - centro ricerche JobSoil

I dati di tali cantieri, insieme ad altri eseguiti dalla JobSoil con la tecnologia TFEG, hanno consentito di effettuare delle back-analysis al fine di poter individuare una utile metodologia di calcolo della portanza del tirante.

In particolare tali analisi, secondo il centro ricerche della JobSoil, hanno evidenziato che la forza esplicita sul tirante non risulta compatibile con il diametro di perforazione e con le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti. Ciò indica che il sistema TFEG tende ad innescare un meccanismo di rottura del complesso tirante-terreno che non avviene più sul diametro di perforazione del tirante bensì su una superficie esterna più ampia.

Nel caso di utilizzo del sistema TFEG il volume di terreno reagente alla trazione risulta essere nettamente maggiore del diametro di perforazione mobilitando, inoltre, un volume di terreno non “disturbato” dalla perforazione.

2.3.1 Incremento di portanza dovuta al sistema TFEG

La disposizione del TFEG nella parte terminale del tirante consente di sfruttare un contributo aggiuntivo del terreno che può essere calcolato tramite un approccio teorico definito CFAP (Cylindrical Failure Approach–Figura 2.3) che simula l’azione resistente del TFEG come quello realizzato da un cilindro equivalente del diametro pari a quello dei manicotti TFEG estrusi.

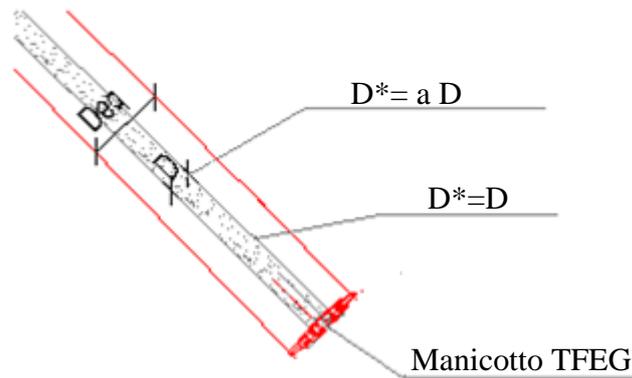


Fig 2.3 – Meccanismo di calcolo dell'incremento di carico dovuto al dispositivo TFEG

Pertanto, per il calcolo dello sforzo di tiro ultimo si considera la tensione litostatica agente sul bulbo e i parametri di resistenza efficaci del terreno.

Dalle back-analysis effettuate emerge che prudenzialmente si può applicare tale metodologia considerando un cilindro equivalente di ampiezza pari a 750mm e lunghezza pari ad 7m (prudenzialmente in quanto i test utilizzati per le back-analysis non sono giunti a rottura dell'elemento di fondazione).

L'utilizzo dei parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati è giustificato, inoltre, dal fatto che la rottura del complesso tirante-terreno avviene all'interno di un volume di terreno non "disturbato" dalle operazioni di perforazione.

Capitolo 3

Modelli utilizzati: matematico, numerico e costitutivo

In questo capitolo si fa una breve descrizione dei modelli utilizzati per le analisi numeriche. In particolare si fa una disquisizione sul tipo di modello matematico, sul tipo di modello numerico e sui tipi di legami costitutivi che sono stati adoperati.

3.1 Modello matematico: metodo agli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche. Benché esso competa in alcuni ambiti limitati con altre strategie numeriche (metodo delle differenze finite, metodo dei volumi finiti, metodo degli elementi al contorno, metodo delle celle, metodo spettrale, ecc.), il metodo FEM mantiene una posizione dominante nel panorama delle tecniche numeriche di approssimazione e rappresenta il *kernel* (nucleo matematico) di gran parte dei codici di analisi automatici disponibili in commercio. In generale, il metodo agli elementi finiti si

presta molto bene a risolvere equazioni alle derivate parziali quando il dominio ha forma complessa, quando il dominio è variabile, quando l'accuratezza richiesta alla soluzione non è omogenea sul dominio e quando la soluzione cercata manca di regolarità.

L'acronimo FEM deriva dall'inglese *Finite Element Method*, mentre con l'acronimo FEA (dall'inglese *Finite Element Analysis*) ci si riferisce propriamente all'analisi agli elementi finiti.

3.1.1 Cenni storici

Il metodo degli elementi finiti trova origini nelle necessità di risoluzione di problemi complessi di analisi elastica e strutturale nel campo dell'ingegneria civile ed aeronautica. I primordi del metodo possono essere fatti risalire agli anni 1930-35 con i lavori di A. R. Collar e W. J. Duncan, che introducono una forma primitiva di elemento strutturale nella risoluzione di un problema di aeroelasticità, e agli anni 1940-41 con i lavori di Alexander Hrennikoff e Richard Courant, dove entrambi, benché in differenti approcci, condividevano l'idea di suddividere il dominio del problema in sottodomini di forma semplice (gli elementi finiti).

Tuttavia la nascita vera e propria e lo sviluppo del metodo agli elementi finiti si colloca nella seconda metà degli anni '50 con il contributo fondamentale di M. J. (Jon) Turner della Boeing, che formulò e perfezionò il Direct Stiffness Method, il primo approccio agli elementi finiti nel campo del continuo. Il lavoro di Turner trovò diffusione fuori dagli stretti ambiti dell'ingegneria aerospaziale, ed in particolare nell'ingegneria civile, tramite il lavoro di John Argyris presso l'Università di Stoccarda (che negli stessi anni aveva proposto una unificazione formale del metodo delle forze e del metodo degli spostamenti sistematizzando il concetto di assemblaggio delle relazioni di un sistema strutturale a partire dalle relazioni degli elementi componenti), e di Ray W. Clough presso l'Università di Berkeley (che parlò per primo di metodo

FEM e la cui collaborazione con Turner aveva dato vita al celebre lavoro che è universalmente considerato come l'inizio del moderno FEM).

Altri contributi fondamentali alla storia dei FEM sono quelli di B. M. Irons, cui sono dovuti gli elementi isoparametrici, il concetto di funzione di forma, il patch test ed il frontal solver (un algoritmo per la risoluzione del sistema algebrico lineare), di R. J. Melosh, che inquadrò il metodo FEM nella classe dei metodi Rayleigh-Ritz e sistematizzò la sua formulazione variazionale (una rigorosa e famosa esposizione della basi matematiche del metodo fu anche fornita nel 1973 da Strang e Fix) e di E. L. Wilson, che sviluppò il primo (e largamente imitato) software FEM open source che diede genesi al SAP. Nel 1967 Zienkiewicz pubblicò il primo libro sugli elementi finiti. A partire dagli anni '70, il metodo FEM ha trovato diffusione come strategia di modellazione numerica di sistemi fisici in un'ampia varietà di discipline ingegneristiche, per esempio elettromagnetismo), fluidodinamica, calcolo strutturale e geotecnica. Sempre negli anni nacquero gran parte dei codici di analisi FEM commerciali (NASTRAN, ADINA, ANSYS, ABAQUS, SAMCEF, ecc.) tuttora disponibili.

3.1.2 Funzionamento

Il Metodo F.E.M. si applica a corpi fisici suscettibili di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. Nel continuum, ogni singolo elemento finito viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee. La caratteristica principale del metodo degli elementi finiti è la discretizzazione attraverso la creazione di una griglia (*mesh*) composta da primitive (*elementi finiti*) di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D). Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è assunta essere espressa dalla combinazione

lineare di funzioni dette *funzioni di base* o *funzioni di forma* (*shape functions*). Da notare che talora la funzione viene approssimata, e non necessariamente saranno i valori esatti della funzione quelli calcolati nei punti, ma i valori che forniranno il minor errore su tutta la soluzione. L'esempio tipico è quello che fa riferimento a funzioni polinomiali, sicché la soluzione complessiva del problema viene approssimata con una funzione polinomiale a pezzi. Il numero di coefficienti che identifica la soluzione su ogni elemento è dunque legato al grado del polinomio scelto. Questo, a sua volta, governa l'accuratezza della soluzione numerica trovata.

Nella sua forma originaria e tutt'ora più diffusa, il metodo agli elementi finiti viene utilizzato per risolvere problemi poggianti su leggi costitutive di tipo lineare. Tipici i problemi di sforzi - deformazioni in campo elastico, la diffusione del calore all'interno di un corpo materiale. Alcune soluzioni più raffinate consentono di esplorare il comportamento dei materiali anche in campo fortemente non lineare, ipotizzando comportamenti di tipo plastico o visco-plastico.

Inoltre, si considerano talora problematiche *accoppiate*, all'interno delle quali si possono risolvere simultaneamente diversi aspetti complementari riconducibili ciascuno per conto proprio ad un'analisi F.E.M. separata. Tipico in questo senso il problema geotecnico del comportamento di un dato terreno (ambito geomeccanico) in presenza di moti di filtrazione di falda (ambito idrologico).

Il metodo degli elementi finiti fa parte della classe del metodo di Galërkin, il cui punto di partenza è la cosiddetta formulazione debole di un problema differenziale. Questa formulazione, basata sul concetto di derivata in senso distribuzionale, di integrazione nel senso di Lebesgue e di media pesata (mediante opportune funzioni dette funzioni test), ha il grande pregio di richiedere alla soluzione caratteristiche di regolarità realistiche per quasi tutti i problemi ingegneristici ed è pertanto strumento

descrittivo molto utile. I metodi di tipo Galërkin si basano sull'idea di approssimare la soluzione del problema scritto in forma debole mediante combinazione lineare di funzioni (le shape functions) elementari. I coefficienti di tale combinazione lineare (detti anche gradi di libertà) diventano le incognite del problema algebrico ottenuto dalla discretizzazione. Gli elementi finiti si distinguono per la scelta di funzioni di base polinomiali a pezzi. Altri metodi di tipo Galërkin come i metodi spettrali usano funzioni di base diverse.

3.1.3 Fasi per arrivare al modello

Per arrivare al modello agli elementi finiti si seguono delle fasi fondamentali, ognuna delle quali comporta l'inserimento di errori nella soluzione finale:

- *Modellazione*: questa fase è presente in tutti gli studi di ingegneria: si passa dal sistema fisico ad un modello matematico, che astrae alcuni aspetti di interesse del sistema fisico, focalizzando l'attenzione su poche variabili aggregate di interesse e "filtrando" le rimanenti. Ad esempio nel calcolo del momento flettente di una trave non si prendono in considerazione le interazioni a livello molecolare. Il sistema fisico se complesso viene suddiviso in sottosistemi. Nel caso in esame non è necessario, oppure possiamo pensare che si tratti di una parte appartenente ad un sistema più complesso, ad esempio di una nave o di un aeroplano. Il sottosistema verrà poi suddiviso in elementi finiti ai quali verrà applicato un modello matematico. A differenza delle trattazioni analitiche è sufficiente che il modello matematico scelto sia adeguato alle geometrie semplici degli elementi finiti. La scelta di un tipo di elemento in un programma software equivale ad una scelta implicita del modello matematico che vi è alla base. L'errore che può portare l'utilizzo di un modello deve essere valutato con
-

prove sperimentali, operazione in genere dispendiosa per tempo e risorse.

- *Discretizzazione*: in una simulazione per via numerica è necessario passare da un numero infinito di gradi di libertà (condizione propria del “continuum”) ad un numero finito (situazione propria della mesh). La discretizzazione, nello spazio o nel tempo, ha lo scopo di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà. Viene inserito un errore dato dalla discordanza con la soluzione esatta del modello matematico. Questo errore può essere valutato opportunamente se esiste un modello matematico adeguato all’intera struttura (quindi preferibile da utilizzare rispetto all’analisi FEM) ed in assenza di errori numerici di calcolo, ciò può essere considerato vero utilizzando calcolatori elettronici.

3.1.4 Caratteristiche degli elementi

Ogni elemento è caratterizzato da:

- *Dimensione*: 1D, 2D, 3D.
- *Nodi*: Punti precisi dell’elemento che ne individuano la geometria. Su ogni nodo dell’elemento viene associato il valore di un campo o gradiente che interessa l’intera struttura. Nel caso di elementi meccanici il campo è quello delle reazioni vincolari (displacements).
- *Gradi di libertà*: i possibili valori che possono assumere i campi o gradienti nei nodi, due nodi adiacenti hanno gli stessi valori.
- *Forze sui nodi*: forze esterne applicate sui nodi o l’effetto delle reazioni vincolari. Esiste una relazione di dualità tra forze e reazioni vincolari.

Detto f il vettore di forze esterne su un nodo ed u il vettore dei gradi di libertà, si assume linearità tra f e u :

$$Ku = f$$

(e - 3.1)

dove K prende il nome di matrice di rigidezza (stiffness matrix). Questa relazione individua la dualità tra forze esterne e spostamenti. Il prodotto scalare $f \cdot u$ è associato al valore del lavoro compiuto dalle forze esterne. I termini forza, reazione vincolare e stiffness matrix sono estesi oltre l'ambito delle strutture meccaniche in cui è nata l'analisi FEM.

- *Proprietà costitutive*: le proprietà dell'elemento e del suo comportamento. In seguito verrà definito un materiale isotropo con comportamento lineare elastico, definito un modulo di Young ed un coefficiente di Poisson.
- Soluzione di un sistema di equazioni, anche non lineari risolte per via numerica dall'elaboratore. Viene introdotto un errore numerico trascurabile nel caso di sistemi lineari come quello in analisi.

3.1.5 Tipologia di elementi finiti

Tutti i programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti per l'analisi strutturale sono dotati di una *libreria* di elementi finiti (in campo elastico lineare ma anche in quello elasto-plastico) monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali per facilitare la modellazione di una struttura reale.

I più comuni sono i seguenti.

- monodimensionali:
 - o *asta o biella o truss*: elemento rettilineo a 2 nodi che ha rigidezza solo per le traslazioni e pertanto è atto a trasmettere solo forze assiali. Viene utilizzato di norma per la modellazione di strutture reticolari.
 - o *trave o beam*: elemento rettilineo a 2 nodi capace di trasferire ai nodi a cui è connesso rigidezze per tutti e 6 i

- gradi di libertà e pertanto atto a trasmettere tutte le tipologie di sollecitazioni (forze assiali e taglienti e momenti flettenti e torcenti). Viene utilizzato per la modellazione di strutture intelaiate. Alcuni programmi posseggono anche l'elemento trave su suolo elastico alla Winkler per modellazione di travi di fondazione su suolo elastico.
- *molla o boundary o spring*: elemento rettilineo a due nodi dotato di rigidezza assiale e/o rotazionale utilizzato per modellare vari tipi di vincolo elastico quali ad esempio gli spostamenti imposti;
 - *rigido o rigel*: elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due elementi finiti;
- bidimensionali:
- *lastra o stress plane*: elemento piano a 3 o 4 nodi per stati di sforzo piano che possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano (rigidezza membranale) e pertanto atto a trasmettere solo gli sforzi lungo il suo piano. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture caricate nel loro stesso piano;
 - *piastra*: elemento piano a 3 o 4 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla traslazione perpendicolare al suo piano e alle rotazioni rispetto ai due assi giacenti nel piano (rigidezza flessionale), e pertanto atto a trasmettere solo lo sforzo tagliente e i 2 momenti flettenti. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture bidimensionali inflesse. Alcuni software possiedono anche
-

- l'elemento piastra su suolo alla Winkler utilizzato per la modellazione di platee di fondazione su suolo elastico;
- *lastra-piastra o guscio o shell*: elemento piano a 3 o 4 nodi costituito dalla sovrapposizione dell'elemento piastra e dell'elemento lastra e che pertanto è dotato sia di rigidità flessionale che membranale.
 - *deformazione piana o plane strain*: elemento piano a 3 o 4 nodi per stati di deformazione piana che possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano. Non trasferisce alcuna rigidità per gli altri gradi di libertà. È utilizzato per la modellazione di strutture nelle quali lo spessore è prevalente rispetto alle altre dimensioni e dove si può considerare impedita la deformazione nello spessore e pertanto lo stato di deformazione si considera piano come nell'analisi delle sezioni di condotte o di muri di sostegno.
 - *assialsimmetrico*: elemento piano a 3 o 4 nodi che rappresenta un settore di un radiante di una struttura a simmetria radiale. Questo elemento è impiegato per modellare strutture solide ottenute per rotazione delle quali si sfrutta la simmetria radiale per analizzare solo un settore della struttura dell'ampiezza di un radiante. Ogni nodo a 2 gradi di libertà corrispondenti alle traslazioni nel suo piano;
- tridimensionali:
- *brick o elemento solido*: elemento da 4 a 27 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alle tre traslazioni. Non trasferisce alcuna rigidità per gli altri gradi di libertà. È un elemento finito in grado di modellare elementi strutturali solidi nei quali cioè non vi sia una dimensione trascurabile rispetto alle altre. Questo
-

elemento è in grado di interpretare uno stato tensionale tridimensionale. Usato ad esempio per modellare la stratigrafia del suolo.

3.1.6 Nodi

La definizione della geometria del modello che idealizza la struttura reale viene effettuata piazzando dei nodi, o punti nodali, sulla struttura in corrispondenza di punti caratteristici.

Nel posizionare i nodi sulla struttura bisogna tenere presente alcune considerazioni:

- il numero dei nodi deve essere sufficiente a descrivere la geometria della struttura. Ad esempio in corrispondenza dell'innesto trave-pilastro, dei cambi di direzione, ecc.
 - i nodi devono essere posizionati anche nei punti e sulle linee di continuità. Ad esempio dove cambiano le caratteristiche dei materiali, le caratteristiche delle sezioni, ecc.
 - si possono posizionare dei nodi in punti non necessari per la definizione geometrica della struttura ma di cui si vogliono conoscere gli spostamenti e le sollecitazioni interne
 - se il software non lo prevede si devono posizionare dei nodi in corrispondenza di punti in cui sono applicati carichi concentrati o masse nodali
 - si devono mettere nodi in tutti i punti che si intendono vincolare
 - nel caso di strutture bidimensionali (piastre, lastre, ecc.) la suddivisione (*mesh*) in elementi finiti bidimensionali deve essere sufficientemente fitta per cogliere le variazioni di sforzo o di spostamento nelle regioni importanti ai fini dell'analisi.
-

3.2 Modello numerico: programma GEHOMadrid

GEHOMadrid è un programma agli elementi finiti operante in 2D e 3D, realizzato per risolvere i problemi geotecnici. GEHOMadrid nasce da uno studio comune di ricerca guidato dal Prof. Manuel PASTOR e sviluppato tra il gruppo M^2i e Università Hohai a Nanjing (Cina). Hanno partecipato allo sviluppo del codice anche altri ricercatori e dottorandi provenienti da altri Atenei, come il Politecnico di Milano, l'Università di Bologna, l'Università di Roma "La Sapienza" e l'Università Tecnica Nazionale di Atene. GEHOMadrid utilizza un compilatore FORTRAN 90, ha una struttura semplice e flessibile per effettuare modifiche e utilizza oggetti di programmazione orientata.

3.2.1 FORTRAN 90

Il FORTRAN 90 è uno dei primi linguaggi di programmazione, essendo stato sviluppato a partire dal 1954, da un gruppo di lavoro guidato da John Backus. Il Fortran è un linguaggio compilato (raramente interpretato), imperativo, con tipizzazione statica delle variabili, progettato principalmente per il calcolo scientifico e numerico.

Il suo nome deriva da Formula Translation (o Translator), cioè traduzione/traduttore di formule in algoritmi computazionali.

3.2.2 Tipo di analisi

GEHOMadrid risolve:

- Problemi statici
 - Problemi di consolidamento
 - Problemi dinamici
 - La formulazione standard di spostamento u , nonché una formulazione accoppiata che può essere di due tipi:
 - $u - p$: displacement-mean solid stress
-

- $u - pw$: displacement-pore water pressure.

Questa formulazione mista è in grado di analizzare mezzi saturi e parzialmente saturi. Per la formulazione u possono essere presi in considerazione anche elementi di grandi dimensioni.

3.2.3 Tipi di elementi

I diversi elementi (1D, 2D e 3D) implementati in GEHOMadrid atti a risolvere le diverse problematiche di tipo geotecnico, sono riassunti nella tabella 3.1.

		U	u-p and u-p _w	u-p and u-p _w stab
1D	Linear	I2,I3		
2D	Triangular	T3,T6	T6C3	T3C3
	Quadrilater	Q4,Q8	Q8C4	Q4C4
3D	Tetrahedral	H4,H10	H10C4	H4C4
	Hexahedral	B8,B20	B20C8	B8C8

Tabella 3.1 - Tipi di elementi

3.2.3 Modelli costitutivi

I diversi modelli costitutivi implementati per lo scheletro solido sono:

- isotropi elastici lineari e non lineari
- elasto-plastici classici: Von Mises - Tresca - Mohr Coulomb - Drucker Prager
- modello Cam Clay
- modello Nova-Castellanza
- Pastor-Zienkiewicz per le argille
- modello Pastor-Zienkiewicz per le sabbie
- modello Pastor-Zienkiewicz per materiali coesivi
- modello Pastor-Zienkiewicz per i materiali non saturi

È possibile stabilire una dipendenza di alcuni parametri con altre variabili, quali modulo di Young con la tensione effettiva media o la coesione e l'angolo di attrito con deformazione plastica per i modelli classici elasto-plastici.

La non linearità, a causa della saturazione parziale, può essere introdotta con la definizione di uno o due curve di ritenzione $Sr(s)$ (per l'essiccazione e per bagnatura). La variazione di permeabilità viene considerata mediante la definizione della suzione $k(s)$.

3.2.4 Speciali tecniche numeriche applicate

Tutti i modelli costitutivi non lineari possono essere integrati con schemi di sistemi di integrazione implicita e con una matrice tangente consistente. Può essere utilizzato un tempo di incremento algoritmo automatico (automatic time-step), il quale controlla l'errore causato dal tempo di integrazione. In questa situazione, nel caso di mancata convergenza, possiamo imporre un riavvio automatico.

3.2.5 Tipi di carichi

Possono essere applicati i carichi tipici delle forze nodali, carichi distribuiti in direzione tangenziale e normale al bordo di un elemento e carichi volumetrici. È inoltre possibile rappresentare un movimento di un terremoto, un'analisi di scavo ed una di costruzione.

I valori dei carichi nodali applicati possono essere prescritti attraverso curve funzioni del tempo.

3.2.6 Solvers

La risoluzione è svolta da un gradiente coniugato che risolve sistemi di equazioni simmetrici e non simmetrici.

3.2.7 PRE e POST Processo

Il programma GID, sviluppato dal Centro Internazionale per Metodi Numerici in Ingegneria CIMNE, è utilizzato per la generazione di mesh (PRE-Processo) e per la visualizzazione dei risultati (POST-Processo). La connessione tra GID e GEHOMadrid nasce dall'esigenza di alleggerire scrittura e lettura "pesante" di file ASCII. Una nuova *interfaccia GID-GEHOMadrid* si presenta per rendere il lavoro degli utenti più facile.

3.2.7.1 Interfaccia GID - GEHOMadrid

GID e GEHOMadrid sono collegati secondo lo schema presentato in Figura 3.1. GID-PreProcess discretizza il dominio, crea degli elementi sui quali definisce le proprietà e le condizioni che sono applicate. Queste informazioni create da GiD-PreProcess (maglia, proprietà, condizioni, ecc.) sono usate da GEHOMadrid per generare la soluzione delle analisi. I risultati ottenuti sono letti da GiD-PostProcess.

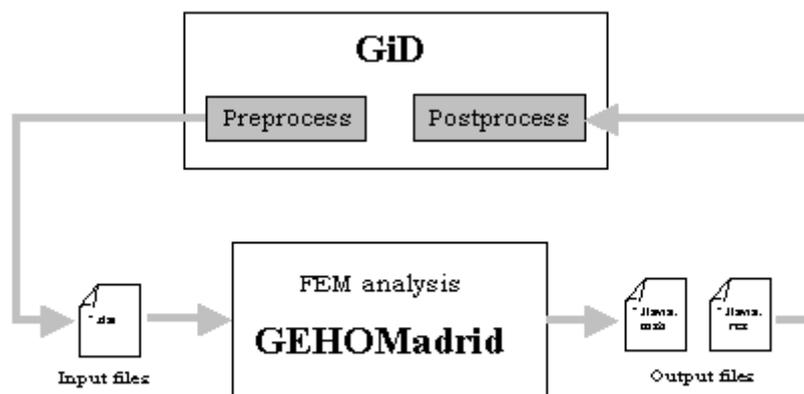


Fig. 3.1- GEHOMadrid connessione GiD

Il programma è inserito all'interno di GID. La conoscenza di GID è necessaria al fine di creare la geometria, generare la rete e visualizzare i risultati in fase di post elaborazione. Nella figura 3.2 è indicata la *barra*

degli strumenti di *PreProcess-GEHOMadrid*; è stata progettata per guidare e facilitare il lavoro dell'utente durante la parte di pre-processing dell'analisi. Cliccando sulle icone in sequenza, verranno eseguiti tutti i passi necessari (nella maggior parte dei casi) per la fase di *PreProcess*.



Fig. 3.2 - Barra degli strumenti di *PreProcess-GEHOMadrid*

Le icone rappresentano:

- Problem Data definition (*definizione dei dati*)
- Time Curve definition (*definizione curve in funzione del tempo*)
- Material definition (*definizione dei materiali*)
- Group definition (*definizione dei gruppi*)
- Initial Conditions definition (*definizione delle condizioni iniziali*)
- Block selection (*selezione di blocchi*)
- Block Data definition (*definizione dei dati dei blocchi*)
- Constraint definition (*definizione dei vincoli*)
- Load definition (*definizione del carico*)
- Increment definition (*definizione degli incrementi*)
- Generate the mesh (*generazione della maglia*)
- Report Model information (*informazioni sulle relazioni del modello*)
- Calculate – Execute GEHOMadrid (*calcolo – esecuzione di GEHOMadrid*)
- Information about GEHOMadrid process (*informazioni sul processo di GEHOMadrid*)
- View GEHOMadrid Help (*vedi GEHOMadrid aiuto*)

- Exit GEHOMadrid inteface (*uscita dall'interfaccia di GEHOMadrid*)

Ai comandi definiti nella barra degli strumenti di GEHOMadrid si può accedere anche attraverso il menu.

3.2.7.1.1 Problem Data definition (definizione dei dati)

Questa finestra contiene informazioni di carattere generale per l'analisi che l'utente vuole eseguire.

3.2.7.1.2 Time Curve definition (definizione curve in funzione del tempo)

In questa finestra si possono definire le curve di carico in funzione del tempo che verranno utilizzati nella definizione del modello. L'utente può:

- Creare una nuova curva carico-tempo
- Eliminare una curva carico-tempo
- Aggiornare le informazioni di una curva carico-tempo

L'utente può introdurre delle coppie di valori (X-Y) che andranno a definire la curva di carico.

3.2.7.1.3 Material definition (definizione dei materiali)

In questa finestra si possono definire i materiali del modello. L'utente può:

- Creare un nuovo materiale
- Eliminare il materiale selezionato
- Aggiornare le informazioni del materiale selezionato

I modelli costitutivi che possono essere assegnati ai materiali nel GEHOMadrid-GiD interfaccia sono:

- Modello elastico
 - Modello elasto-plastico alla Tresca
-

- Modello elasto-plastico alla Von Mises
- Modello elasto-plastico alla Mohr Coulomb
- Modello elasto-plastico alla Drucker Prager

3.2.7.1.4 Group definition (definizione dei gruppi)

In questa finestra si possono definire i gruppi di elementi del modello. Questa opzione è adatta solo per l'analisi in cui diversi gruppi di elementi saranno attivati o disattivati, tipico esempio di processi di scavo o di costruzioni. Se non c'è alcun processo di costruzione o scavo è preferibile non attivare questa finestra poiché, se nessun soggetto è stato assegnato, tutti gli elementi apparterranno, per impostazioni predefinite, al gruppo Group_1. L'utente può:

- Creare un nuovo gruppo
- Eliminare i gruppi selezionati

3.2.7.1.5 Initial Conditions definition (definizione condizioni iniziali)

In questa finestra si permetterà al programma di leggere il file.INI (file dove sono definite le condizioni iniziali) nella cartella del progetto.

3.2.7.1.6 Block selection (selezione di blocchi)

L'utente può:

- Creare un nuovo blocco
- Cambiare il blocco corrente
- Eliminare il blocco corrente
- Rinominare il blocco corrente

Per ogni blocco è necessario definire:

- Active groups information (*informazioni sull'attività dei gruppi*)
 - Constraint information (*informazioni sui vincoli*)
 - Load information (*informazioni sui carichi*)
 - Increment information (*informazioni sugli incrementi*)
-

3.2.7.1.7 Block Data definition (definizione dei dati dei blocchi)

In questa finestra si definisce l'attivazione/disattivazione dei gruppi predefiniti di elementi per il blocco corrente. Il gruppo si attiva se selezionato; il gruppo non selezionato è disattivato.

3.2.7.1.8 Constraint definition (definizione dei vincoli)

In questa finestra si definiscono le condizioni al contorno del modello per il blocco di corrente. L'utente può prescrivere:

- Spostamento x
- Spostamento y
- Spostamento z (se è stata scelta l'analisi 3D)
- Tutti gli spostamenti
- Pressione dei pori (se è stato scelto un modello con materiali saturi o parzialmente saturi)

Ogni prescrizione è associata ad una predefinita Curva.

3.2.7.1.9 Load definition (definizione del carico)

In questa finestra si definiscono i carichi da applicati al modello per il blocco corrente. È necessario definire se i carichi da assegnare si riferiscono a: punto, linea, superficie, volume. L'utente può prescrivere:

- Forza x
- Forza y
- Forza z (se è stata scelta l'analisi 3D)

Ogni condizione di carico è associato ad una curva precedentemente definita.

3.2.7.1.10 Increment definition (definizione degli incrementi)

In questa finestra si definisce il tempo (*step*) ed i parametri di tolleranza, e le informazioni di uscita per il blocco corrente. L'utente può:

- Creare un nuovo incremento

- Eliminare l'incremento selezionato

3.2.7.1.11 Generate the mesh (generazione della maglia)

L'icona crea una maglia in maniera automatica. È possibile dare delle indicazioni sul tipo di maglia, numero di maglie per lato, addensamento ed altro.

3.2.7.1.12 Report Model information (informazioni sulle relazioni del modello)

Prima di eseguire GEHOMadrid, può essere utile per controllare e verificare il modello.

3.2.7.1.13 Calculate – Execute GEHOMadrid (calcolo – esecuzione di GEHOMadrid)

Questa icona fa partire il processo di calcolo di GEHOMadrid.

3.2.7.1.14 Risultati

Tutti i risultati dell'analisi possono essere visualizzati nel PostProcess-GID.

3.3 Criteri di resistenza

Un approccio semplificato nello studio delle deformazioni indefinite che insorgono nell'elemento di volume in corrispondenza di un determinato livello di sollecitazione consiste nell'ignorare tutto ciò che precede la fase ultima di scorrimento e nel concentrare l'attenzione unicamente su quest'aspetto del problema. La caratteristica saliente di tale approccio è rappresentata dalla sostituzione della effettiva relazione tensione-deformazione con una legge semplificata che riproduce il comportamento del materiale solo per quanto riguarda le condizioni

ultime. In altre parole il materiale viene schematizzato come un mezzo che fino ad un certo livello di sollecitazione non si deforma affatto (legame costitutivo rigido-perfettamente plastico) o si deforma elasticamente (legame costitutivo elasto-plastico) e viene messo istantaneamente ed irrimediabilmente in crisi quando detto livello di sollecitazione viene raggiunto (Figura 3.3).

Nel caso di materiali quali le argille normalmente consolidate o le sabbie sciolte l'assunzione di un legame costitutivo semplificato è univoca e non richiede ulteriori commenti. Viceversa, per materiali quali argille sovraconsolidate e le sabbie dense, vale a dire materiali per i quali all'aumentare delle deformazioni le tensioni prima aumentano e poi diminuiscono fino ad attingere un valore costante, la schematizzazione di cui sopra richiede una ulteriore precisazione dovendosi indicare se il legame semplificato si riferisce allo stato tensionale che realmente provoca deformazioni indefinite ovvero il massimo stato tensionale cui l'elemento di volume può essere sottoposto (Figura 3.3 b).

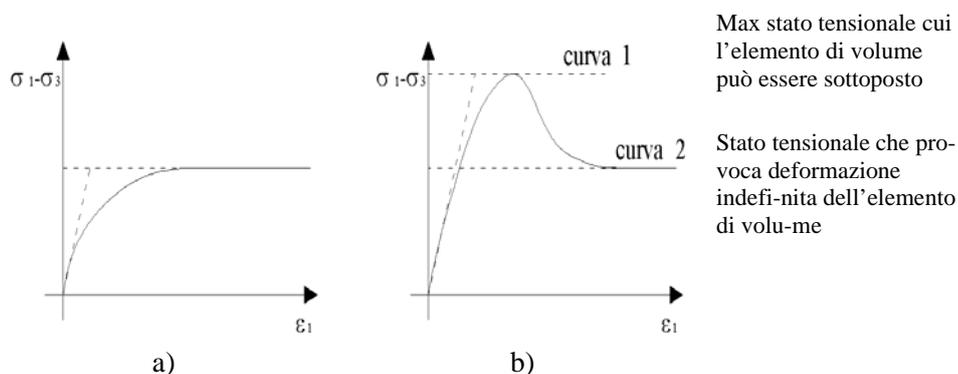


Fig. 3.3 – Legame costitutivo di argille normalmente consolidate o sabbie sciolte a); legame costitutivo di argille sovraconsolidate o sabbie dense b).

La prima schematizzazione può essere adottata in quei problemi di collasso nei quali le deformazioni sono contenute, mentre la seconda è da preferirsi laddove dette deformazioni possono raggiungere valori elevati.

L'adozione di legami costitutivi di tipo semplificato consente di introdurre concetti quali la resistenza a rottura ed il criterio di resistenza di un materiale. Per resistenza a rottura si intende la capacità, da parte dell'elemento di volume, di sopportare stati tensionali più o meno complessi, senza deformarsi o subendo deformazioni di tipo puramente elastico. Per criterio di resistenza si intende la previsione, sulla base appunto di un criterio, delle condizioni che inducono deformazioni indefinite e quindi la rottura dell'elemento di volume.

La formulazione matematica di un criterio di resistenza è strettamente connessa alla osservazione del comportamento del materiale. Ovviamente quanto maggiori sono la comprensione e la considerazione della realtà fisica, tanto maggiore sarà l'attendibilità del criterio di resistenza. Per tali motivi, nel caso di materiali privi di attrito (acciaio, calcestruzzo), devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- Le deformazioni indefinite avvengono a volume costante.
- Le tensioni idrostatiche inducono esclusivamente deformazioni elastiche.
- La componente idrostatiche di uno stato tensionale complesso non ha alcuna influenza sulla rottura del materiale.

Nell'ambito delle rocce sciolte il comportamento dell'elemento di volume è molto più articolato oltre che fortemente influenzato dalle modalità con le quali viene applicato lo stato tensionale. Senza entrare nei dettagli, è necessario sottolineare che una delle principali peculiarità di questi materiali è rappresentata dal ruolo giocato dalla componente idrostatica sul fenomeno di rottura. Una adeguata considerazione di questo fattore costituisce il presupposto essenziale per la formulazione del criterio di resistenza.

3.3.1 Modello elastico lineare

Si può utilizzare il modello elastico lineare qualora il materiale da modellare soggetto ad un certo stato tensionale sia ben distante dalla soglia di rottura. Un'altra condizione necessaria affinché il modello elastico lineare interpreti bene il caso reale è che le deformazioni registrate siano linearmente dipendenti, a meno di una costante, allo stato tensionale applicato. Quando si vuole invece modellare la fase di rottura di un materiale con un legame costitutivo elasto-plastico, si utilizza ancora il legame elastico unitamente però ad un altro modello che simuli la rottura.

3.3.1.1 Il tensore di elasticità

Il comportamento elastico lineare è tipico di quei materiali che subiscono deformazioni direttamente proporzionali alle sollecitazioni ad essi applicate e che restituiscono completamente tali deformazioni, ritornando alla loro configurazione iniziale, quando le sollecitazioni esterne vengono rimosse. Si consideri, ad esempio, una molla di acciaio di lunghezza iniziale l , alla quale sia applicata una forza di intensità F via via crescente. Per valori di F contenuti entro una certa soglia, l'esperienza insegna che un sistema di questo tipo (detto usualmente *dinamometro*) subisce allungamenti Δl direttamente proporzionali alla forza F , secondo la *legge di Hooke*:

$$\Delta l = \eta F \tag{e - 3.2}$$

Il coefficiente η si dice *deformabilità* della molla ed il suo reciproco *rigidezza* della molla.

$$k = 1/\eta \tag{e - 3.3}$$

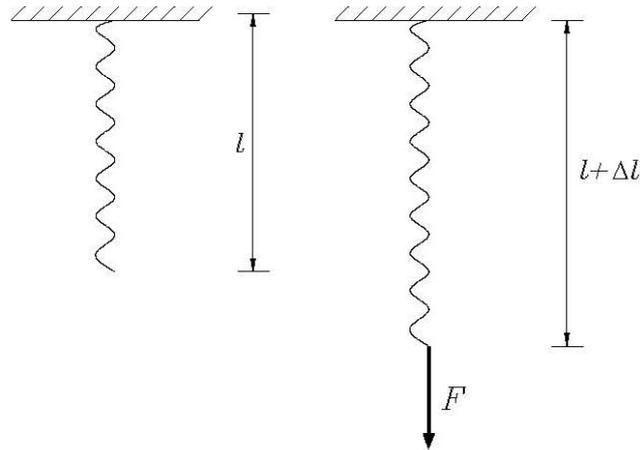


Fig. 3.4 - Allungamento della molla

In seguito all'introduzione dei concetti di tensione e di deformazione di un corpo continuo (*Augustin Louis Cauchy, 1828*), la legge di Hooke fu generalizzata da *Gabriel Lamé (1852)* nella forma di una relazione lineare tra le componenti del tensore delle tensioni e le componenti del tensore della deformazione infinitesima.

Sulla base di tale generalizzazione, un corpo continuo in regime di deformazioni infinitesime si dice a comportamento *elastico-lineare* se in ogni suo punto il tensore delle tensioni \underline{T} è legato al tensore della deformazione infinitesima $\underline{\varepsilon}$ da una legge del tipo:

$$\underline{T} = \underline{C} \underline{\varepsilon} \quad (e - 3.4)$$

essendo \underline{C} un tensore del quarto ordine (*tensore di elasticità* o delle *rigidezze elastiche*), ossia una trasformazione lineare definita sullo spazio dei tensori del secondo ordine. Proiettando la (e - 3.4) in un arbitrario riferimento cartesiano, si ottengono le 9 relazioni scalari:

$$T_{ij} = C_{ijhk} \varepsilon_{hk} \quad (e - 3.5)$$

Le (e - 3.4) - (e - 3.5) esprimono il cosiddetto *legame costitutivo elastico-lineare*. In particolare, nella (e - 3.5), i coefficienti C_{ijhk} rappresentano le 81 componenti del tensore del quarto ordine \underline{C} rispetto al riferimento considerato (9 quantità per ogni relazione scalare).

Di esse, in realtà, solo 36 sono tra loro indipendenti. Dalla simmetria dei tensori del secondo ordine \underline{T} e $\underline{\varepsilon}$ discendono infatti le seguenti relazioni:

$$C_{ijhk} = C_{jihk} , \quad C_{ijhk} = C_{ijkh} \quad (e - 3.6)$$

che si dicono *proprietà di simmetria minori* del tensore di elasticità.

Le 36 componenti indipendenti del tensore di elasticità sono dette *coefficienti elastici* (o *rigidezze elastiche*) del materiale nel punto considerato. Se esse non variano da punto a punto il materiale si dice *omogeneo* (in questo caso i coefficienti elastici si dicono più specificamente *costanti elastiche* del corpo).

Risulta conveniente ordinare le 6 componenti indipendenti dei tensori \underline{T} e $\underline{\varepsilon}$ in due vettori colonna e le 36 costanti elastiche indipendenti in una matrice quadrata C di tipo 6 x 6 (*matrice di elasticità* o delle *rigidezze elastiche* del materiale), di modo che il legame elastico-lineare si possa esprimere nella forma più compatta:

$$\begin{bmatrix} T_{11} \\ T_{22} \\ T_{33} \\ T_{23} \\ T_{31} \\ T_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (e - 3.7)$$

In particolare, se risulta:

$$C_{ijhk} = C_{hki j}$$

(e - 3.8)

ovvero se la matrice di elasticità C è simmetrica, si dice che il tensore di elasticità gode della *proprietà di simmetria maggiore*, ovvero anche che il materiale è *iperelastico*. In questo caso, le costanti elastiche indipendenti si riducono da 36 a 21 (elementi della parte triangolare alta o della parte triangolare bassa di C).

Quando C è invertibile, la matrice inversa di C si dice *matrice delle deformabilità elastiche* del materiale e si denota con A .

3.3.1.2 Il legame elastico-lineare isotropo

Un materiale elastico-lineare si dice *isotropo* se possiede costanti elastiche uguali in ogni riferimento cartesiano ($C = C'$ per effetto di ogni rotazione ed inversione degli assi).

È immediato verificare che un tale materiale possiede un numero di costanti elastiche indipendenti molto minore di 36.

Per rendersi conto di ciò, si ruotino, ad esempio, gli assi X_1, X_2, X_3 , di 90° intorno a X_3 , portando $X_{1'}$ a coincidere con X_2 (figura 3.5). In virtù della definizione fornita, in un materiale isotropo risulta $C_{1'1'} = C_{11}$, ovvero $C_{22} = C_{11}$, dal momento che l'asse $X_{1'}$ coincide con X_2 .

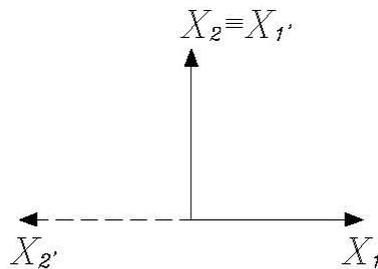


Fig. 3.5 - Rotazione assi

Operando trasformazioni d'assi analoghe a quella precedente, si può giungere a dimostrare che un materiale isotropo possiede solo due coefficienti elastici indipendenti tra loro.

In particolare, per un tale materiale, le relazioni scalari (e - 3.5) si possono esplicitare nella forma:

$$\begin{aligned}
 T_{11} &= \frac{E}{(1+\nu)} \left[\varepsilon_{11} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \right] \\
 T_{22} &= \frac{E}{(1+\nu)} \left[\varepsilon_{22} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \right] \\
 T_{33} &= \frac{E}{(1+\nu)} \left[\varepsilon_{33} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \right] \\
 T_{23} &= 2G\varepsilon_{23} = G\gamma_{23} \\
 T_{31} &= 2G\varepsilon_{31} = G\gamma_{31} \\
 T_{12} &= 2G\varepsilon_{12} = G\gamma_{12}
 \end{aligned}$$

(e - 3.9)

Le (e - 3.9) esprimono il *legame costitutivo elastico-lineare isotropo*. In tali relazioni compaiono i coefficienti E, ν, G , detti rispettivamente *modulo di Young* (o *modulo di elasticità normale*), *coefficiente di Poisson* (o *coefficiente di comprimibilità trasversale*) e *modulo di elasticità tangenziale*. Di essi, come si è già detto, solo due sono indipendenti, ed infatti risulta:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

(e - 3.10)

Invertendo le (e - 3.9) si ottiene il *legame isotropo inverso*:

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E} [T_{11} - \nu(T_{22} + T_{33})]$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E} [T_{22} - \nu(T_{11} + T_{33})]$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{1}{E} [T_{33} - \nu(T_{11} + T_{22})]$$

$$\varepsilon_{23} = \frac{1}{2G} T_{23}, \quad \left(\gamma_{23} = \frac{1}{G} T_{23} \right)$$

$$\varepsilon_{31} = \frac{1}{2G} T_{31}, \quad \left(\gamma_{31} = \frac{1}{G} T_{31} \right)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{1}{2G} T_{12}, \quad \left(\gamma_{12} = \frac{1}{G} T_{12} \right)$$

(e - 3.11)

3.3.1.3 Significato fisico dei coefficienti elastici di un materiale isotropo

Volendo attribuire un significato fisico ai coefficienti E e ν , si consideri un elemento di volume a forma di parallelepipedo sollecitato da uno *stato di tensione monoassiale* di intensità T_{11} lungo la direzione X_1 (Figura 3.6).

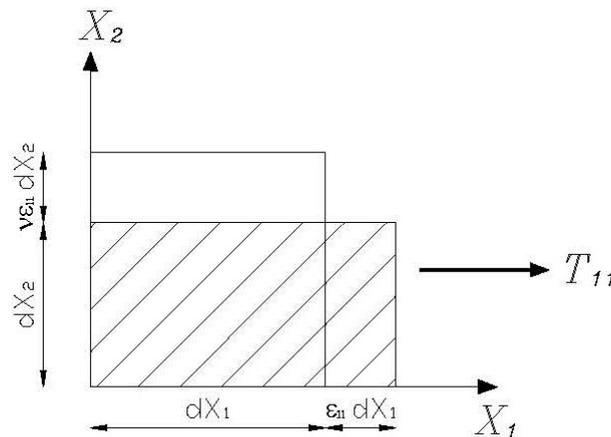


Fig. 3.6 - Stato tensionale monoassiale

Dalle (e - 3.11) discende che l'elemento in esame, nell'ipotesi di comportamento elastico isotropo del materiale, esibisce le seguenti componenti di deformazione:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{11} &= \frac{1}{E} T_{11} \\ \varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} &= -\frac{\nu}{E} T_{11} = -\nu \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{23} = \varepsilon_{31} = \varepsilon_{12} &= 0\end{aligned}\tag{e - 3.12}$$

Le (e - 3.12) mostrano che il modulo di Young E si può definire come il coefficiente di proporzionalità tra tensione normale applicata e corrispondente dilatazione lineare, in uno stato tensionale monoassiale ($T_{11} = E\varepsilon_{11}$). Tale coefficiente ha evidentemente le dimensioni di una tensione (ε_{11} è una quantità adimensionale), ossia le dimensioni di una forza diviso una superficie.

È naturale aspettarsi che a sollecitazioni uniassiali di un certo segno corrispondano dilatazioni longitudinali dello stesso segno, ed infatti il modulo E è sempre maggiore di zero in tutti i materiali reali.

Il coefficiente di Poisson si può definire invece come l'opposto del rapporto tra le dilatazioni (uguali) nelle direzioni ortogonali all'asse di sollecitazione e la dilatazione ε_{11} ($\nu = -\varepsilon_{22}/\varepsilon_{11} = -\varepsilon_{33}/\varepsilon_{11}$). Esso è quindi un parametro adimensionale. L'esperienza insegna che a dilatazioni longitudinali positive (di allungamento) corrispondono dilatazioni trasversali negative (di contrazione) e viceversa. Infatti, il coefficiente ν è maggiore di zero (o al più prossimo a zero) nella stragrande maggioranza dei materiali isotropi reali.

È utile osservare che, in un materiale isotropo, uno stato tensionale uniassiale non produce scorrimenti angolari tra la direzione della sollecitazione applicata e le direzioni ortogonali ad essa.

Tuttavia, la presenza delle dilatazioni trasversali (per $\nu \neq 0$) fa sì che ad un tale stato di tensione non corrisponda uno stato di deformazione uniassiale.

Risultati del tutto analoghi si ottengono applicando stati di tensione uniassiali lungo una qualsiasi altra direzione di sollecitazione.

Si consideri ora uno *stato di tensione di taglio puro* nel piano $X_1 - X_2$ (solo $T_{12} = T_{21} \neq 0$, Figura 3.7).

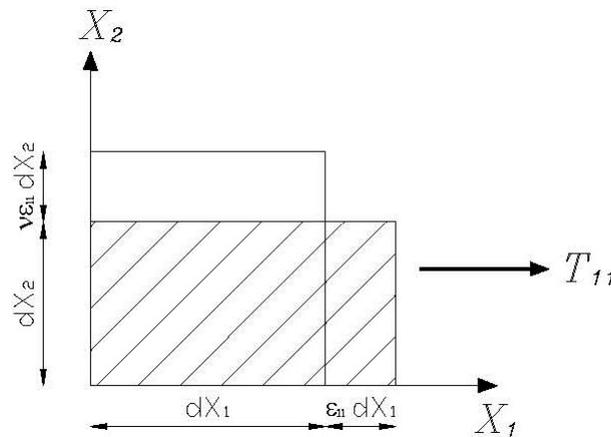


Fig. 3.7 – Stato tensionale di taglio puro

Dalle (e - 3.11) discende che, sotto un tale stato tensionale, un materiale isotropo esibisce solo uno scorrimento angolare $\gamma_{12} = T_{12}/G$. Si può quindi definire il modulo di elasticità tangenziale come il coefficiente di proporzionalità tra la tensione tangenziale applicata ed il corrispondente scorrimento angolare ($T_{12} = G \gamma_{12}$), in uno stato di tensione di taglio puro. Al pari di E , anche G ha le dimensioni di una forza per unità di superficie. Affinché a sollecitazioni tangenziali di un certo segno corrispondano scorrimenti di pari segno, com'è lecito attendersi, deve risultare evidentemente $G > 0$, ovvero, facendo uso della (e - 3.10):

$$\nu > -1$$

(e - 3.13)

il che si riscontra usualmente, dal momento che, come si è già osservato, risulta tipicamente:

$$\nu > 0 \quad (e - 3.14)$$

In conclusione, si prenda in esame l'effetto di uno *stato di tensione sferico* su un materiale isotropo:

$$T_{11} = T_{22} = T_{33} = \sigma, \quad T_{ij} = 0 \text{ per } i \neq j \quad (e - 3.15)$$

Dalle (e - 3.11) si ricava che la matrice delle deformazioni di un materiale isotropo è in questo caso sferica:

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} = \frac{(1 - \nu)}{E} \sigma, \quad \varepsilon_{ij} = 0 \text{ per } i \neq j \quad (e - 3.16)$$

In particolare, ricordando che la traccia del tensore $\underline{\varepsilon}$ rappresenta la *dilatazione volumetrica* degli intorni di materia:

$$tr(\underline{\varepsilon}) = e = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (e - 3.17)$$

dalle (e - 3.11) si deduce:

$$e = \frac{\sigma}{k} \quad (e - 3.18)$$

avendo introdotto il *modulo di comprimibilità volumetrica* (*modulo di bulk*)

$$k = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (e - 3.19)$$

Il requisito, irrinunciabile dal punto di vista fisico, che ad una tensione sferica di un certo segno corrisponda una dilatazione volumetrica di pari segno, si traduce nella limitazione:

$$\nu < \frac{1}{2}$$

(e - 3.20)

Il caso limite $\nu = 1/2$ corrisponde al vincolo di *incomprimibilità volumetrica* del materiale ($K \rightarrow \infty$), che talvolta forzosamente si introduce in alcuni modelli costitutivi (ad esempio nel caso dei fluidi incomprimibili). Le limitazioni:

$$E > 0$$

$$-1 < \nu < \frac{1}{2}$$

(e - 3.21)

si dicono *restrizioni a priori* sui coefficienti elastici di un materiale isotropo. Esse rappresentano condizioni di ammissibilità fisica del legame isotropo, verificate da tutti i materiali reali.

Inoltre in un materiale elastico-lineare ed isotropo le direzioni principali di tensione coincidono sempre con le direzioni principali di deformazione.

3.3.2 Criterio di Mohr-Coulomb

Nel caso di stati piani di tensione (o deformazione), il dominio elastico dei materiali può essere costruito mediante un approccio fenomenologico, cioè sulla base di una descrizione semplice e compatta dell'insieme dei dati sperimentali con il minimo di ipotesi semplificatrici.

Tale approccio consiste nell'eseguire diverse prove sperimentali con diversi rapporti tra le componenti principali di tensione. Ciascuna di queste prove è condotta fino al raggiungimento della condizione limite (di

snervamento o rottura) riportando nel piano di Mohr (σ, τ) il cerchio rappresentativo del relativo stato tensionale limite.

L'involuppo dei cerchi così ottenuti definisce una curva limite di plasticità. Essa delimita il dominio elastico del materiale, nel senso che ad ogni stato tensionale piano, il cui cerchio rappresentativo nel piano di Mohr è interno a questo dominio, corrisponde uno stato elastico del materiale, mentre se tale cerchio di Mohr è tangente alla curva limite corrisponde uno stato limite del materiale.

Su tale approccio fenomenologico si basa il *metodo di Coulomb*. In particolare il metodo approssima il tratto più significativo della curva limite mediante una retta

$$\tau = c' + \tan \varphi' \sigma$$

(e - 3.22)

definita in termini delle due costanti indicati generalmente come *tensione di coesione* ed *angolo di attrito*, con riferimento allo studio delle terre (la Geotecnica) dove il metodo trova più largo impiego.

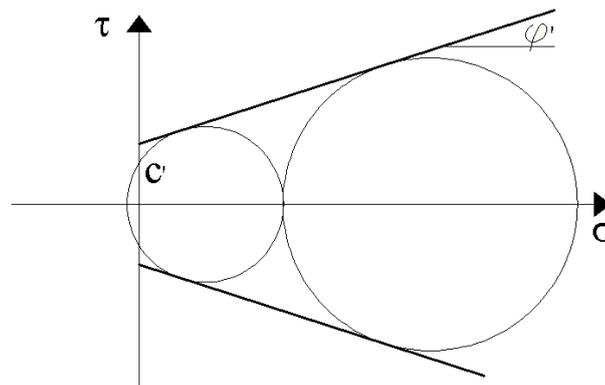


Fig. 3.8 – criterio di Mohr-Coulomb nel piano di Mohr

Si possono analizzare due casi particolari di tale criterio:

- il caso in cui la tensione di coesione sia nulla

- il caso in cui l'angolo di attrito sia nullo

Il primo caso è rappresentativo di un terreno privo di coesione, ovvero un terreno granulare non addensato. Il secondo caso invece si riferisce a materiali di natura prevalentemente coesiva che si trova in una condizione “non drenata”.

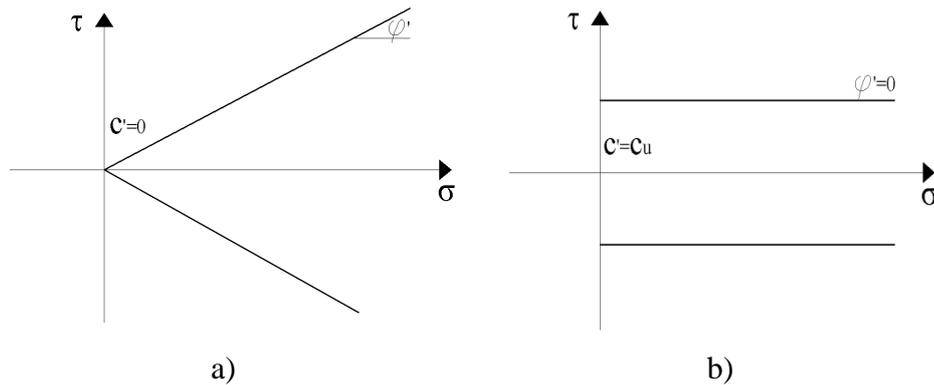


Fig. 3.9 – Particolarizzazione del criterio di Mohr-Coulomb: terreni privi di coesione a); condizioni non drenate b)

3.3.3 Criterio di Von Mises

Il criterio di Von Mises è un criterio di resistenza relativo a materiali duttili (è quindi un criterio di snervamento), isotropi, con uguale resistenza a trazione e a compressione. Il criterio può essere fatto risalire originariamente a Maxwell (1856), che lo propose sulla base di considerazioni puramente matematico-formali. In un contesto più propriamente meccanico, il criterio è stato successivamente proposto da von Mises (1913) e, pressoché indipendentemente e in base a considerazioni diverse, anche da Huber (1904) ed Hencky (1924). A tali autori il criterio è oggi più comunemente riferito. Secondo tale criterio, lo snervamento del materiale viene raggiunto quando l'energia di deformazione distortrice raggiunge un valore limite, intendendo per energia di deformazione distortrice di un corpo l'aliquota dell'energia di deformazione elastica legata a variazione di forma (la deformazione distortrice) ma non di volume del corpo.

3.3.3.1 Formalizzazione del criterio

Per formalizzare il criterio si danno alcune definizioni:

- Parte deviatorica della deformazione e della tensione

$$\begin{aligned}\varepsilon^{dev} &= \varepsilon - \bar{\varepsilon}\delta, & \sigma^{dev} &= \sigma - \bar{\sigma}\delta, \\ \delta &= \text{tensore identità}\end{aligned}\tag{e - 3.23}$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{3} \text{tr}(\varepsilon) = \frac{1}{3} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}), \quad \bar{\sigma} = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) = \frac{1}{3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})\tag{e - 3.24}$$

La parte deviatorica della deformazione è associata ad una variazione di forma del corpo ma non di volume: corrisponde all'aliquota distorcente della deformazione.

- Relazioni costitutive di materiali elastico-lineari e isotropi in termini dei coefficienti (λ, μ) di Lamé

$$\begin{aligned}\sigma &= \lambda \text{tr}(\varepsilon)\delta + 2\mu\varepsilon \\ \sigma^{dev} &= 2\mu\varepsilon^{dev}, \quad \bar{\sigma} = (3\lambda + 2\mu)\bar{\varepsilon}\end{aligned}\tag{e - 3.25}$$

- Densità di energia di deformazione per materiali elastico-lineari e isotropi

$$\Phi = \frac{1}{2} \sigma \cdot \varepsilon = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma^{dev} \cdot \sigma^{dev}}{2\mu} + \frac{\bar{\sigma}^2}{3\lambda + 2\mu} \right)\tag{e - 3.26}$$

- Aliquota distorcente della densità di energia di deformazione per materiali elastico-lineari e isotropi

$$\Phi^{dev} = \frac{1}{4\mu} \sigma^{dev} \cdot \sigma^{dev} = \frac{1}{4\mu} (\sigma \cdot \sigma - 3\bar{\sigma}^2)\tag{e - 3.27}$$

In termini delle generiche componenti σ_{ij} del tensore delle tensioni:

$$\Phi^{dev} = \frac{1}{4\mu} \left[\frac{1}{3} (\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + \frac{1}{3} (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + \frac{1}{3} (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 2(\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2) \right] \quad (e - 3.28)$$

In termini delle tensioni principali:

$$\Phi^{dev} = \frac{1}{12\mu} [(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_I - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2] \quad (e - 3.29)$$

Secondo il criterio di von Mises, la superficie limite del dominio elastico è definita dalla condizione

$$\Phi^{dev} = \frac{1}{4\mu} (\sigma \cdot \sigma - 3\bar{\sigma}^2) = k^{lim} \quad (e - 3.30)$$

che particolarizzata al caso limite di tensioni monoassiale (σ_y è la tensione di snervamento)

$$\Phi^{dev} = \frac{1}{6\mu} (\sigma_y^2) = k^{lim} \quad (e - 3.31)$$

permette di tarare il parametro k^{lim} e di completare la costruzione del dominio elastico. Sulla base del criterio di von Mises, la condizione di snervamento può essere rappresentata mediante la

$$f(\sigma) = \frac{3}{2} (\sigma \cdot \sigma - 3\bar{\sigma}^2) - \sigma_y^2 = 0 \quad (e - 3.32)$$

espressa in componenti generiche dalla

$$f(\sigma_{ij}) = \frac{1}{2}(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + \frac{1}{32}(\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + \frac{1}{2}(\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 3(\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2) - \sigma_y^2 = 0$$

(e - 3.33)

ed in termini delle tensioni principali dalla

$$f(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}) = \frac{1}{2}(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + \frac{1}{2}(\sigma_I - \sigma_{III})^2 + \frac{1}{2}(\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 - \sigma_y^2 = 0$$

(e - 3.34)

Nello spazio tridimensionali delle tensioni principali $(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})$, tale dominio corrisponde ad un cilindro a sezione circolare con asse posto nella bisettrice dell'ottante positivo. Tale cilindro circoscrive il prisma a base esagonale associato al criterio di Tresca.

La proiezione del dominio di von Mises nel piano $\sigma_{III} = 0$ descrive una curva di ellisse con centro nell'origine degli assi (σ_I, σ_{II})

$$f(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III} = 0) = \sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II} - \sigma_y^2 = 0$$

(e - 3.35)

Tale ellisse circoscrive l'analoga rappresentazione del dominio elastico associato al criterio di Tresca (un poligono esagonale). Ne deriva che il criterio di Tresca risulta più restrittivo. Tuttavia gli scarti non sono eccessivi ed entrambi i criteri, e specialmente il criterio di von Mises, forniscono risultati che hanno un ottimo accordo con i risultati sperimentali. La maggiore semplicità di rappresentazione del dominio elastico fornito dal criterio di von Mises ne favorisce il suo maggiore uso nella pratica, soprattutto in contesti computazionali di analisi.

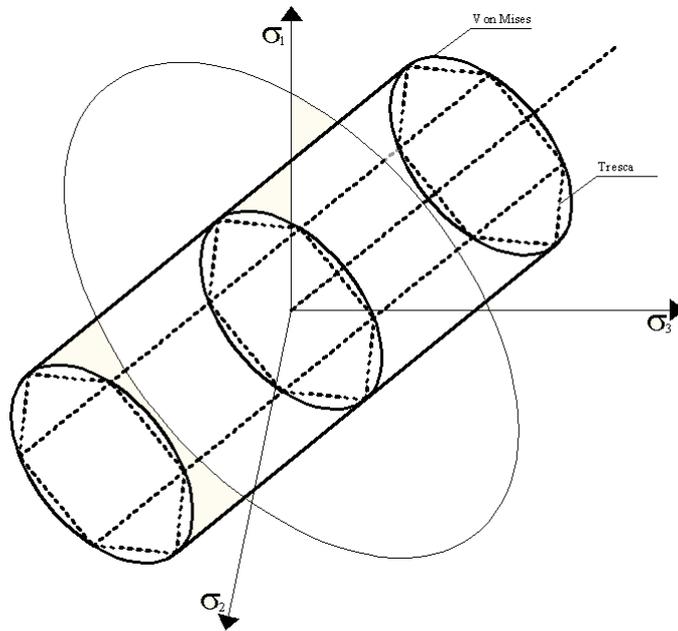


Fig. 3.10 - Rappresentazione del criterio di von Mises nello spazio 3D delle tensioni principali

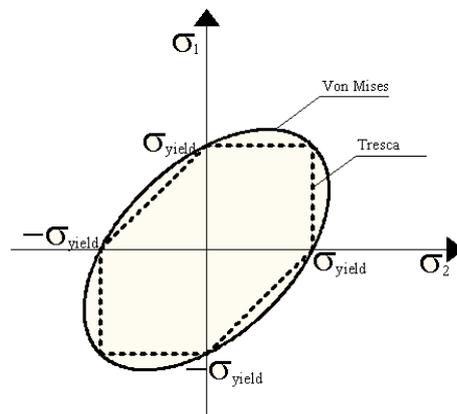


Fig. 3.11 - Rappresentazione del criterio di von Mises nel piano (σ_1, σ_2) delle tensioni principali

Nel caso di stato tensionale piano e di tensione puramente tangenziale

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= 0 \\ \sigma_1 &= \tau ; \sigma_2 = -\sigma_1 \end{aligned}$$

(e - 3.36)

L'equazione diventa

$$\sigma_y^2 = 3\tau^2 \quad (e - 3.37)$$

Da cui

$$\sigma_y = \sqrt{3} \tau \quad (e - 3.38)$$

È possibile notare come il criterio di Von Mises, nel caso di stato tensionale piano e di tensione puramente tangenziale, si riduce al criterio di resistenza per terreni coesivi in condizioni non drenate. Dove la coesione non drenata c_u (parametro di resistenza del criterio in condizioni non drenate) è pari alla massima energia di distorsione σ_y (parametro di resistenza del criterio alla Von Mises) ridotto di $\sqrt{3}$.

$$c_u = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (e - 3.39)$$

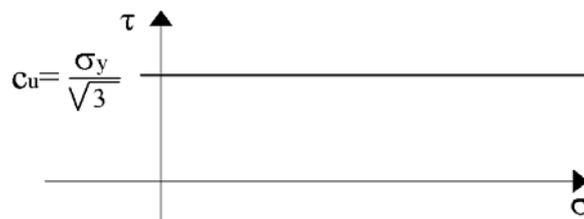


Fig. 3.12 – Corrispondenza del Criterio di Von Mises con quello relativo a terreni coesivi in condizioni non drenate

3.3.3.2 Altre interpretazioni del criterio di von Mises

La interpretazione data del criterio di von Mises, come massimo della energia deviatorica, non è l'unica possibile: il criterio può avere interpretazioni diverse, ma equivalenti, nel senso che conducono alle stesse relazioni formali prima riportate. In particolare: la condizione di

snervamento è raggiunta quando il secondo invariante J_2 della parte deviatorica del tensore delle tensioni

$$J_2(\sigma^{dev}) = \frac{1}{2} [tr(\sigma^{dev}\sigma^{dev}) - tr(\sigma^{dev})^2] = \frac{1}{2} [tr(\sigma^{dev}\sigma^{dev})] \quad (e - 3.40)$$

raggiunge un valore limite

$$f(J_2) = J_2 - k^2 = 0 \quad (e - 3.41)$$

Questa interpretazione è possibile in vista della relazione esistente tra J_2 e la densità di energia di distorsione Φ^{dev} :

$$\Phi^{dev} = \frac{J_2}{2\mu} \quad (e - 3.42)$$

In questa accezione, lo sviluppo della teoria incrementale della plasticità sulla base della condizione di snervamento fornita dal criterio di von Mises è spesso riferito come J_2 -plasticità o J_2 -flow theory.

Il criterio di von Mises è anche noto come della *massima tensione tangenziale ottaedrale*, in quanto la relativa condizione di snervamento può essere interpretata come raggiungimento di un valore limite della tensione tangenziale ottaedrale τ_{oct} , cioè la componente tangenziale della tensione sul piano ottaedrale, piano equiorientato rispetto alle tre direzioni principali. Tale interpretazione è possibile in vista della relazione esistente tra questa grandezza τ_{oct} e l'invariante J_2

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_2 \quad (e - 3.43)$$

Capitolo 4

Applicazioni con GEHOMadrid

4.1 Obiettivi

L'obiettivo delle seguenti analisi numeriche è quello di interpretare il comportamento, fino alla rottura per sfilamento, di tiranti tradizionali ovvero attrezzati con il dispositivo TFEG attraverso un'analisi parametrica agli elementi finiti. In particolare si vuole valutare il comportamenti di tali tiranti in terreni di natura prevalentemente coesiva in condizioni non drenate.

4.2 Tipo di analisi e costruzione del modello

Al fine di perseguire i suddetti obiettivi sono state eseguite delle analisi di simulazione numerica di tipo pull-out (analisi di sfilamento verticale) a spostamenti controllati, monitorando la reazione esplicita. Questo per capire se vi sono differenze di comportamento tra i due tipi di tiranti e per pervenire a dei grafici “carico-spostamento” rappresentativi di diverse tipologie e geometrie di tiranti e di diversi tipi di terreno.

4.2.1 Modello

L'analisi numerica è stata svolta utilizzando modelli tridimensionali (analisi 3D). La complessità di tali modelli deve essere proporzionata al tipo di analisi che si vuole effettuare e allo scopo che si vuole perseguire.

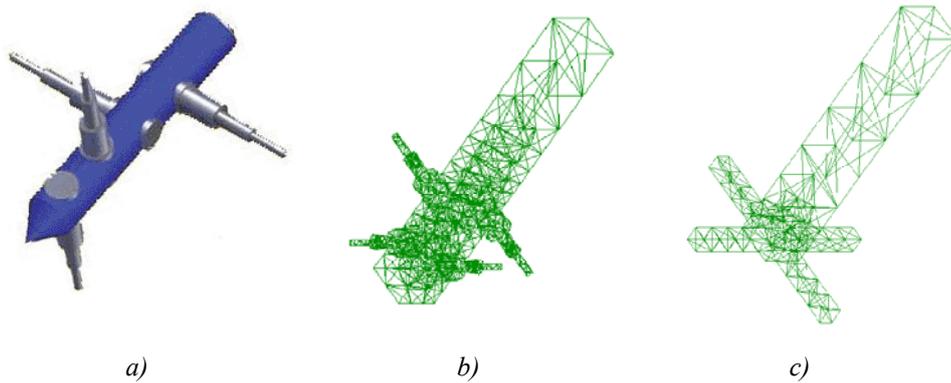


Fig 4.1- a) dispositivo reale; b) modello FEM; c) modello FEM semplificato

Il tirante tradizionale è stato modellato come un parallelepipedo a pianta quadrata di lato pari a 140 mm.

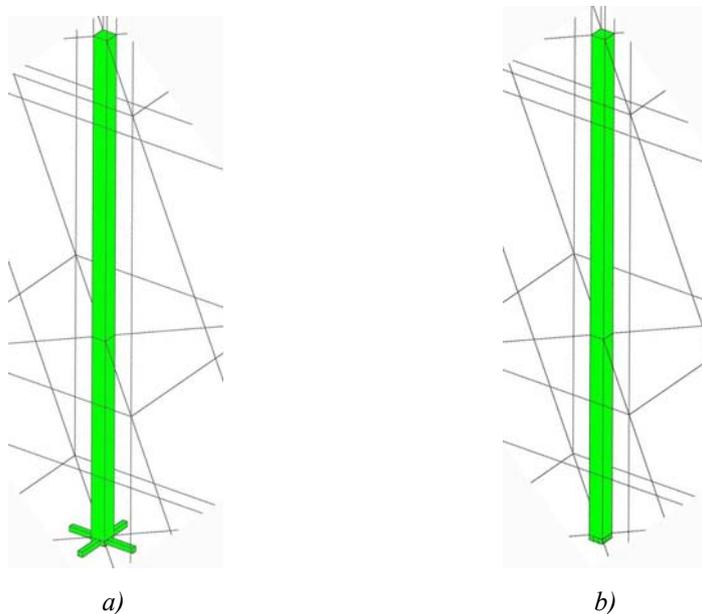


Fig. 4.2 – a) Modello tirante TFE; b) modello tirante tradizionale

Analogamente è stato modellato il tirante equipaggiato con il dispositivo TFEG, ovvero come un parallelepipedo a pianta quadrata di lato pari a 140 mm, però con alla base inferiore 4 altri parallelepipedo, rappresentativi dei pistoni telescopici TFEG, ortogonali alle facce laterali del tirante. La base dei pistoni è stata modellata quadrata di lato pari a 5 mm, mentre la lunghezza è pari a 220 mm. La lunghezza dei tiranti, invece, è variabile, poiché si è ritenuto opportuno effettuare diverse analisi di tipo parametriche, dove la lunghezza del bulbo di fondazione è stata una dei parametri monitorati. I tiranti sono stati inseriti all'interno del terreno, modellato come un parallelepipedo a base quadrata, con dimensioni che aumentano in maniera omotetica rispetto alla lunghezza del tirante stesso. In particolare, il lato della base quadrata è stata posta pari a 2,5 volte la lunghezza del tirante. Mentre l'altezza del terreno (volume di controllo) è stata posta pari a 1,7 volte la lunghezza del tirante. Non è stato modellato il terreno al di sotto dei parallelepipedo rappresentativi dei pistoni telescopici, questo per evitare il contributo a trazione del terreno posto al di sotto del tirante, avendo utilizzato un legame costitutivo isoreagente a trazione e a compressione (vedi § 4.2.3 – Modello costitutivo e proprietà dei materiali).

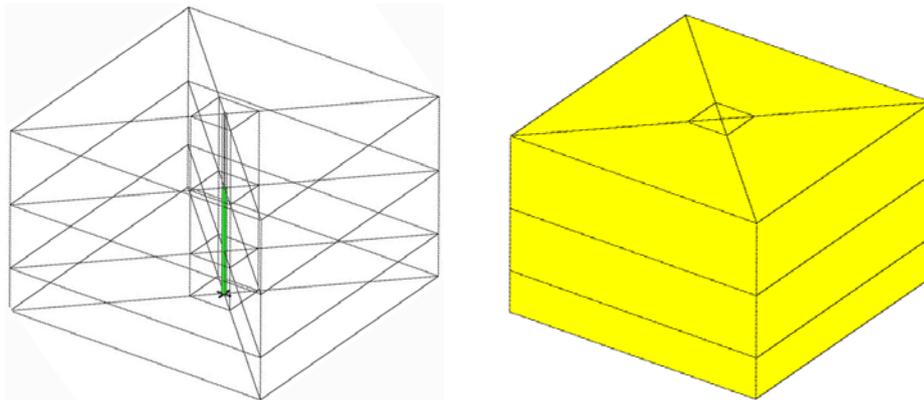


Fig. 4.3 – Modello terreno (volume di controllo)

4.2.2 Vincoli

Esternamente al volume di controllo sono stati disposti dei vincoli statici. In particolare sulle facce laterali del terreno sono stati inseriti dei carrelli che bloccano gli spostamenti normali alle facce stesse. Mentre per gli spostamenti verticali, è stata bloccata, mediante carrelli, la faccia superiore del terreno (non è stata bloccata quella inferiore per evitare che si inibissero gli spostamenti del tirante, avendo questo dei nodi in comune alla faccia inferiore del volume di controllo). Gli spostamenti del tirante sono stati imposti anch'essi mediante un carrello posto nel baricentro della sua faccia superiore, ortogonale alla faccia stessa, dove però lo spostamento anziché inibito è stato imposto al valore voluto.

4.2.3 Mesh

A causa della non semplice geometria (basti pensare alle ridotte dimensioni del tirante e delle alette TFEG rispetto al volume di terreno) non è stato possibile generare una mesh di tipo strutturata per tutto il modello. Tuttavia si è proceduti alla suddivisione del modello in altre parti, così da poter strutturare la mesh almeno in alcune zone. In particolare non si è potuto strutturare la mesh in corrispondenza della parte terminale del tirante.

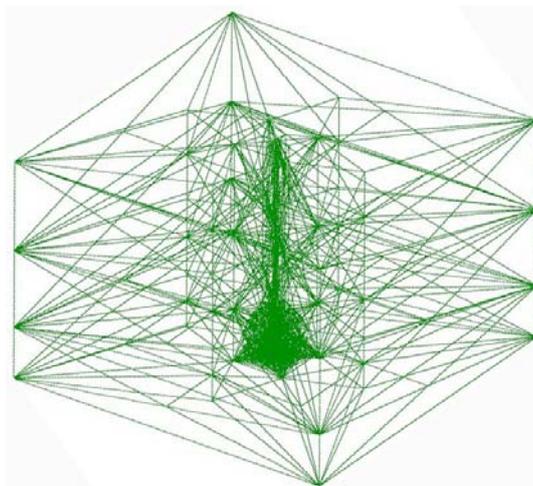


Fig. 4.4 – Mesh

4.2.3 Modello costitutivo e proprietà dei materiali

Il legame costitutivo che è stato adottato per effettuare le simulazioni è diverso per i due materiali. In particolare per il tirante, essendo la sua resistenza decisamente superiore a quella del terreno, è stato adottato un legame costitutivo elastico lineare con i seguenti parametri elastici:

- Modulo di Young _____ $E = 2 \cdot 10^8$ kPa
- Coefficiente di Poisson ___ $\nu = 0,5$

Mentre per il terreno è stato adottato un legame costitutivo elasto-plastico, con il modello plastico alla Von Mises. È stato utilizzato un legame costitutivo di tipo elasto-plastico poiché si vuole analizzare il comportamento del terreno fino alla rottura per sfilamento. Mentre è stato scelto il modello plastico alla Von Mises poiché tra i modelli plastici implementati in GEHOMadrid è quello che risulta di più facile convergenza. Questo legame costitutivo necessita di un ulteriore parametro rappresentativo della resistenza meccanica del terreno, che nel caso specifico è il massimo dell'energia di distorsione (yield). Di seguito si riportano i parametri del modello omettendo proprio il parametro di resistenza meccanica del terreno, poiché le analisi numeriche sono di tipo parametriche e lo yield è uno dei parametri che facciamo variare.

- Modulo di Young _____ $E = 2000$ kPa
- Coefficiente di Poisson ___ $\nu = 0,35$
- Yield _____ variabile

4.3 Analisi Numerica

Le analisi numeriche svolte sono di tipo parametrico; in particolare, per ognuna delle due tipologie di tiranti considerate, si è fatta variare la geometria del problema (lunghezza del bulbo di fondazione, assunto pari a 2 m, 5 m e 10 m) e la resistenza del terreno (yield,

considerato pari a 30 kPa e 300 kPa). Le analisi sono state svolte a spostamento controllato, fino a uno spostamento complessivo di 1 m. Per ciascuna delle simulazioni è stata prevista la restituzione dei risultati ad ogni step, per un totale di 100 step.

L _f (m)	tipologia	YIELD	
		30 kPa	300 kPa
2	TFEG	x	x
	No TFEG	x	x
5	TFEG	x	x
	No TFEG	x	x
10	TFEG	x	x
	No TFEG	x	x

Tab. 4.1 – Tipologia delle analisi numeriche

Le grandezze di output acquisite hanno riguardato:

- la propagazione degli spostamenti verticali nel terreno;
- la propagazione della plasticizzazione del materiale;
- la reazione verticale in funzione degli spostamenti.

4.3.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno

Dai risultati delle analisi svolte emerge come gli spostamenti verticali non si propagano solo nel terreno in prossimità dell'interfaccia con il tirante. La porzione di terreno che presenta spostamenti di grandezza paragonabile allo spostamento imposto, ha un raggio pari a circa 2,5 volte il diametro del tirante. Si può notare inoltre che il dispositivo TFEG mobilita un volume di terreno aggiuntivo, quasi a formare una sorta di cuneo con base coincidente con l'area d'impronta dei pistoni telescopici. Un'altra osservazione riguarda, invece, la diversa

propagazione che è possibile apprezzare confrontando gli spostamenti verticali nei diversi tipi di terreni. In particolare si può notare che nel terreno di resistenza meccanica inferiore (yield = 30 kPa) la propagazione degli spostamenti registrati è pressoché costante lungo tutto il tirante; al contrario, nel terreno di resistenza meccanica superiore (yield = 300kPa) si apprezza una minor propagazione degli spostamenti nella parte inferiore del tirante rispetto a quella superiore.

Di seguito si riportano le immagini relative alla propagazione degli spostamenti verticali nel terreno relative ai tiranti di lunghezza pari a 2 m facendo variare la tipologia dei tiranti (tradizionali e TFEG) e la resistenza meccanica del terreno.

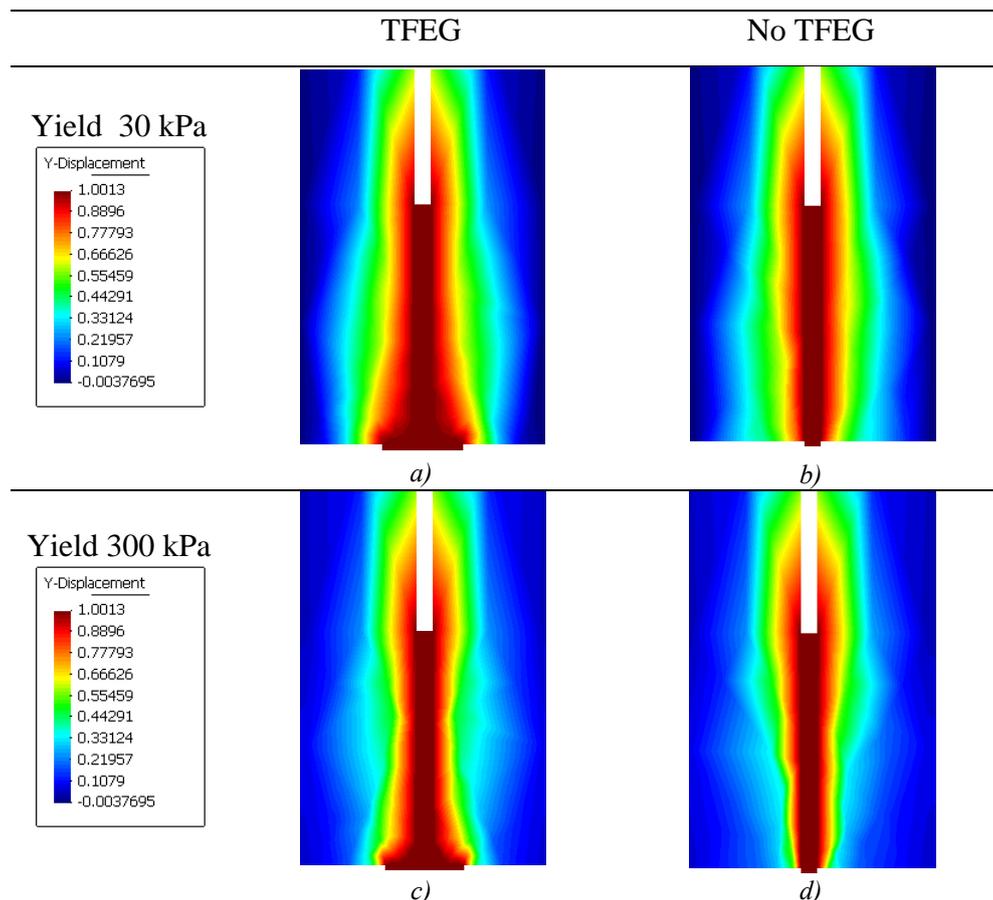


Fig. 4.5 – Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di yield pari a 30 kPa con tirante TFEG a), ovvero con tirante tradizionale b); Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di yield pari a 300 kPa con tirante TFEG c), ovvero con tirante tradizionale d)

Le immagini degli spostamenti verticali relative ai tiranti di diversa lunghezza sono analoghe a quelle illustrate.

4.3.2 Propagazione della plasticizzazione

Dai risultati delle analisi si evince una plasticizzazione più diffusa nel materiale con resistenza meccanica minore. Questo risultato era prevedibile poiché è chiaro che, ad uguali spostamenti assegnati, un materiale a resistenza minore supera la soglia di rottura prima di un materiale a resistenza maggiore. Altra cosa che si può notare è che la zona che si plasticizza per prima nei tiranti equipaggiati con il dispositivo TFEG è proprio la parte a contatto con i pistoni; questa considerazione è possibile avanzarla per entrambi i tipi di terreno. Di seguito si riportano le immagini relative alla propagazione del livello di plasticizzazione nel terreno relative ai tiranti di lunghezza pari a 2 m.

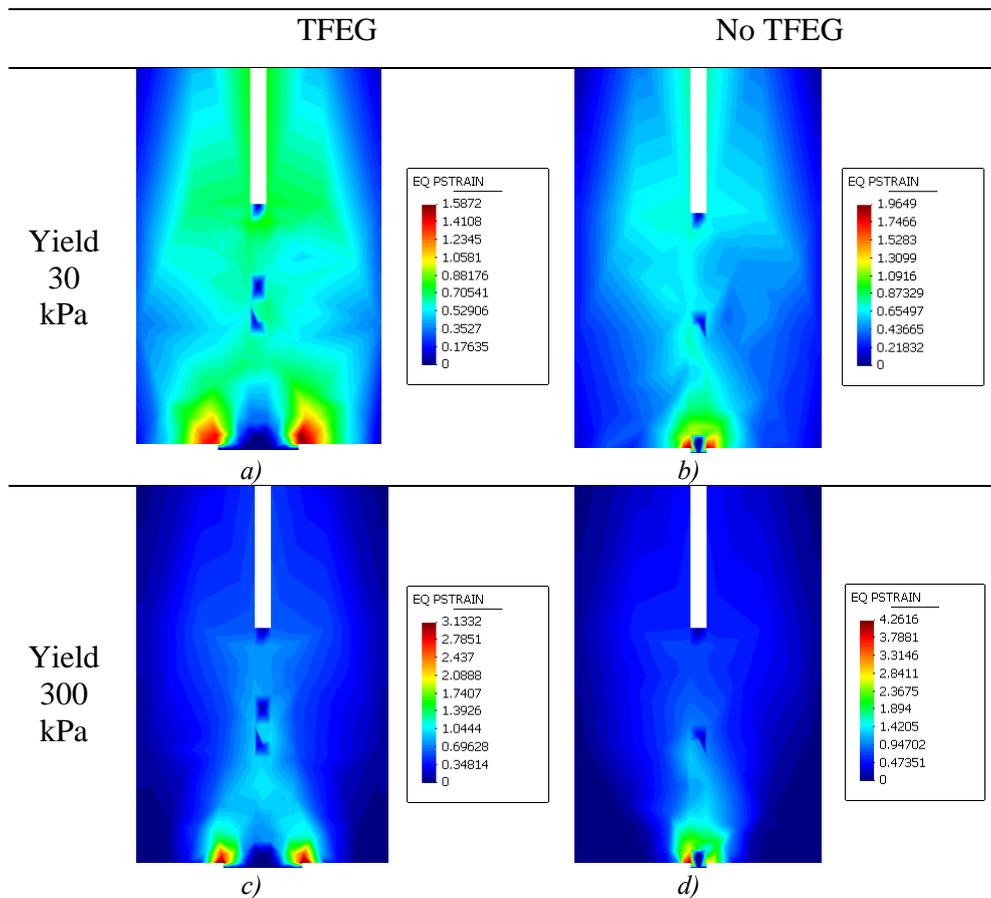


Fig. 4.6 – Zona di plasticizzazione nel caso di modello di sottosuolo di yield pari a 30 kPa con tirante TFEG a), ovvero con tirante tradizionale b); zona di plasticizzazione nel caso di modello di sottosuolo di yield pari a 300 kPa con tirante TFEG c), ovvero con tirante tradizionale d)

Le immagini della propagazione della plasticizzazione nel terreno relative ai tiranti di diversa lunghezza sono analoghe a quelle illustrate.

4.3.3 Reazione in funzione degli spostamenti

Grazie ai risultati ottenuti dalle analisi numeriche è stato possibile costruire delle curve tiro-spostamento per ogni tipologia e geometria di tirante e per ogni tipo di terreno. Di seguito si riportano i grafici di tali analisi.

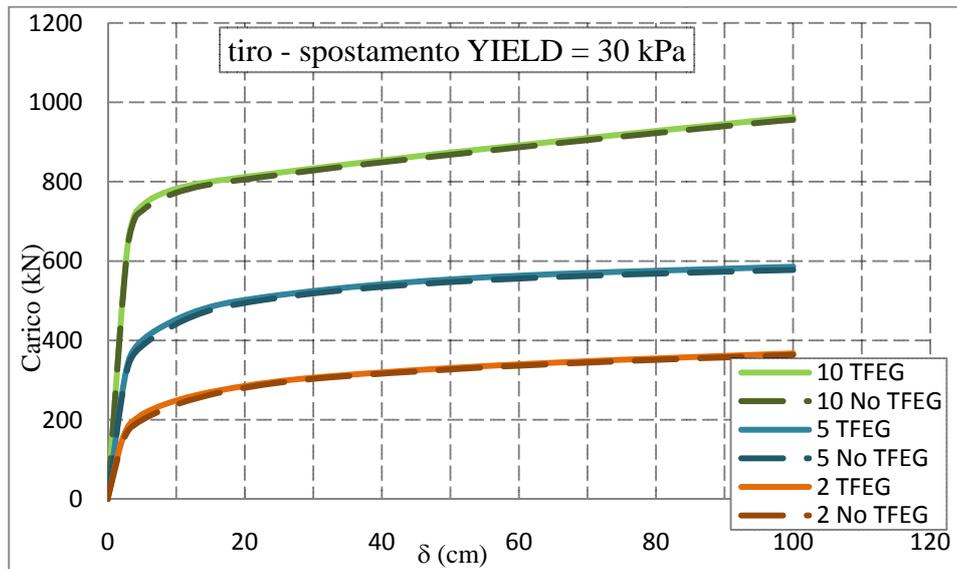


Fig. 4.7 – Tiro-Spostamento nel caso di modello di sottosuolo di yield = 30 kPa

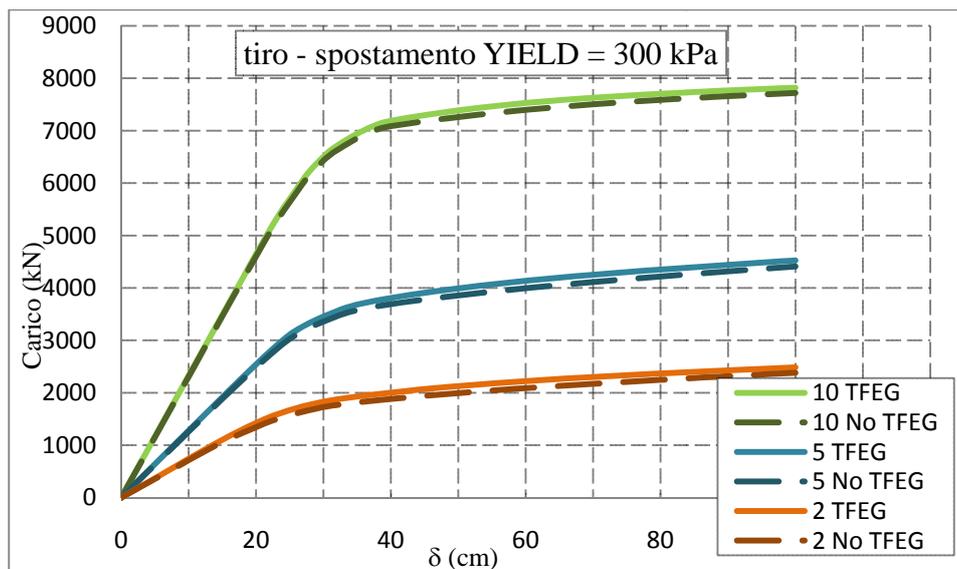


Fig. 4.8 – Tiro-Spostamento nel caso di modello di sottosuolo di yield = 300 kPa

Dall'esame di tali grafici si nota che gli incrementi di resistenza che i tiranti TFE manifestano rispetto ai corrispettivi tiranti tradizionali sono di gran lunga inferiori rispetto a quelli apprezzati con l'osservazione sperimentale. Di seguito si riportano gli incrementi di resistenza in termini assoluti e relativi.

Yield (kPa)	L_f (m)	incremento	
		assoluto (kN)	relativo (%)
30	2	3,5	0,97
	5	8,2	1,41
	10	6,5	0,68
300	2	104,2	4,38
	5	143,0	3,57
	10	100	1,30

Tab. 4.2 – Incrementi di portanza dei tiranti TFEG rispetto ai tradizionali

Come è possibile notare dalla tabella 4.2, gli incrementi di portanza registrati con le analisi numeriche sono dell'ordine di qualche punto percentuale. Tuttavia, si può arguire che se si valutano gli incrementi di portanza nello stesso materiale, non si riscontra un incremento sistematico al variare della geometria. Mentre se si valutano in relazione alla stessa geometria, ma in terreni di resistenza diversa, si può notare che gli incrementi registrati nel materiale di resistenza maggiore sono sistematicamente superiori rispetto a quelli registrati nel materiale di resistenza minore. Rapportando, quindi, gli incrementi di portanza che si hanno nel terreno con yield pari a 300 kPa con quelli che si hanno nel terreno con yield di 30 kPa a parità di geometria del sistema, si può asserire che all'aumentare della lunghezza del tirante diminuisce l'incremento di portanza relativa che si ha nel materiale di resistenza maggiore rispetto a quello di resistenza minore.

Yield (kPa)	L_f		
	2 m	5 m	10 m
da 30	4,5	2,5	1,9
a 300			

Tab. 4.3 – Rapporti degli incrementi relativi

4.3.4 Interpretazione dei risultati

I risultati ottenuti non sono rappresentativi dei casi reali. L'incremento di portanza relativo al dispositivo TFEG è decisamente inferiore rispetto a quello osservato su base sperimentale. In effetti, il modello così costruito non tiene conto di alcuni aspetti legati alla messa in opera del tirante. Per realizzare il foro di alloggiamento del tirante, bisogna effettuare una trivellazione che porta ad un parziale rimaneggiamento del terreno perimetrale a tale foro. A causa di questo parziale rimaneggiamento, si ha un abbattimento dei parametri di resistenza del terreno.

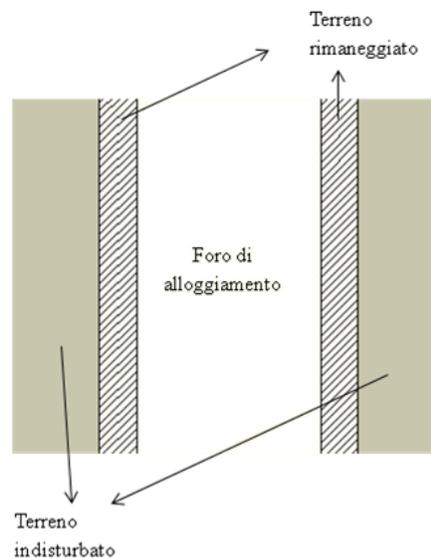


Fig. 4.9 – Effetto della trivellazione del foro di alloggiamento

I tiranti di ancoraggio funzionano esclusivamente per attrito laterale; tale resistenza laterale (s) può essere valutata come somma di un termine coesivo (adesione = a) e un termine attritivo.

$$s = a + \sigma_h \mu \quad (e - 4.1)$$

Dove μ è un coefficiente di attrito fra palo e terreno.

In condizioni drenate si assume

$$\begin{aligned} a &= 0 \\ \sigma'_h &= k\sigma'_{vz} \end{aligned} \quad (e - 4.2)$$

In cui σ'_{vz} si indica la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità z . Si ha quindi:

$$s = k\mu\sigma'_{vz} \quad (e - 4.3)$$

Si noti che σ'_{vz} è una tensione principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente k deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del tirante e dalle proprietà del terreno. Il coefficiente di attrito μ dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia bulbo-terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan \varphi'$.

In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata e che μ sia nullo. Si ha allora:

$$s = \alpha c_u \quad (e - 4.4)$$

Dove il valore di α è funzione della coesione non drenata del terreno indisturbato e in particolare, nel caso di fori trivellati:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,7 && \text{per } c_u \leq 25kPa \\ \alpha &= 0,7 - 0,008 (c_u - 25) && \text{per } 25 < c_u < 70kPa \\ \alpha &= 0,35 && \text{per } c_u \geq 70kPa \end{aligned} \quad (e - 4.5)$$

Nella costruzione del nostro modello, dunque, dobbiamo tener conto di questo effetto, inserendo appunto un materiale che abbia delle caratteristiche di resistenza ridotte, in particolare una coesione non drenata c_u^* pari a:

$$c_u^* = \alpha \cdot c_u \quad (e - 4.6)$$

4.4 Costruzione del modello con terreno di interfaccia

Per ovviare al problema del rimaneggiamento del terreno perimetrale al foro di alloggiamento si è ritenuto necessario effettuare delle nuove analisi numeriche inserendo però un materiale che tenga conto del decadimento dei parametri di resistenza. Questo materiale, che segue tutto il percorso del foro, è stato posto all'interfaccia tra il terreno indisturbato e il tirante.

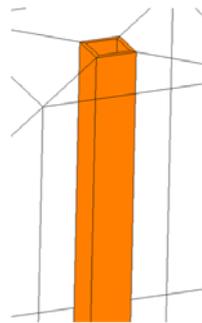


Fig. 4.10 – Modello di terreno di interfaccia

A parte l'inserimento di questo nuovo materiale, i modelli sono stati costruiti nello stesso modo in cui sono stati costruiti i modelli delle

analisi precedenti. I parametri elastici utilizzati per modellare il tirante e il terreno indisturbato sono gli stessi delle analisi già svolte in assenza di disturbo; in particolare, per il tirante si ha:

- Modulo di Young _____ $E = 2 \cdot 10^8$ kPa
- Coefficiente di Poisson ___ $\nu = 0,5$

mentre per il terreno per il terreno indisturbato si ha:

- Modulo di Young _____ $E = 2000$ kPa
- Coefficiente di Poisson ___ $\nu = 0,35$
- Yield _____ variabile

Anche i vincoli, la mesh e le proprietà dei materiali utilizzati per l'analisi seguono il medesimo approccio delle analisi precedentemente illustrate. (vedi § 4.2 e relativi sottoparagrafi).

4.5 Analisi numerica con terreno di interfaccia

Anche in questo caso le analisi numeriche svolte sono di tipo parametriche. Come nel caso precedente le lunghezze considerate sono 2, 5 e 10 m; mentre i parametri del modello plastico alla Von Mises (yield) considerati hanno come valore i rispettivi delle coesioni non drenata pari a 25, 50 e 100 kPa.

L_f (m)	tipologia	c_u		
		25 kPa	50 kPa	50 kPa
2	TFEG	x	x	x
	No TFEG	x	x	x
5	TFEG	x	x	x
	No TFEG	x	x	x
10	TFEG	x	x	x
	No TFEG	x	x	x

Tab. 4.4 – Tipologia delle analisi numeriche

Considerando le equazioni e - 4.1, e - 4.2, e sapendo che

$$Yield = \sqrt{3} c_u$$

(e - 4.7)

si possono ricavare i parametri riportati nella sottostante tabella.

c_u (kPa)	α	c_u^* (kPa)	Yield (kPa)	Yield* (kPa)
25	0,7	17,5	43	30
50	0,5	25	86	43
100	0,35	35	173	60

Tab. 4.5 – Parametri di resistenza delle analisi numeriche

Si è ritenuto inoltre opportuno ridurre dello stesso fattore α anche il parametro elastico (modulo di Young = E) relativo al terreno di interfaccia.

c_u (kPa)	α	E (kPa)	E* (kPa)
25	0,7	2000	1400
50	0,5	2000	1000
100	0,35	2000	700

Tab. 4.6 – Modulo di Young delle analisi numeriche

Le analisi sono state svolte a spostamento controllato; questa volta, però, è stato imposto uno spostamento massimo del tirante di 3 cm. Per ciascuna delle simulazioni è stata prevista la restituzione dei risultati ad ogni step, per un totale di 100 step.

I dati di output acquisiti riguardano:

- la propagazione degli spostamenti verticali nel terreno;
- la propagazione della plasticizzazione del materiale;
- la reazione verticale in funzione degli spostamenti.

4.5.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno

Di seguito si riportano le immagini della propagazione degli spostamenti verticali nel terreno relative ai tiranti di lunghezza pari a 2 m facendo variare la tipologia dei tiranti (tradizionali e TFEG) e la resistenza meccanica del terreno.

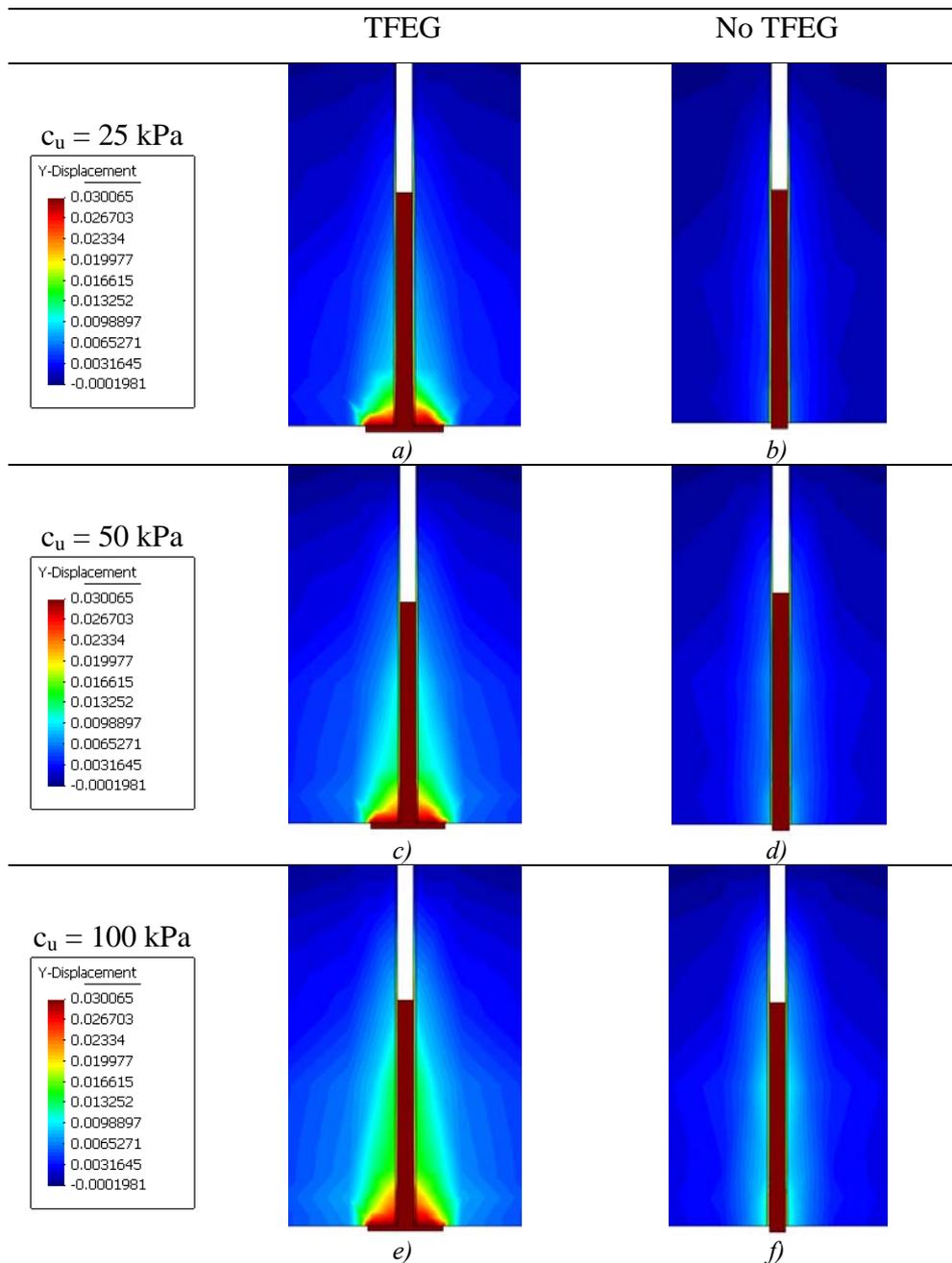


Fig. 4.11 – Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 25 kPa con tirante TFEG a), ovvero con tirante tradizionale b); propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa con tirante TFEG c), ovvero con tirante tradizionale d); propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 100 kPa con tirante TFEG e), ovvero con tirante tradizionale f)

Le immagini degli spostamenti verticali relative ai tiranti di diversa lunghezza sono analoghe a quelle illustrate in Fig. 4.11. Da questa si nota che, a differenza delle analisi effettuate senza l'introduzione del materiale di interfaccia, gli spostamenti verticali relativi ai tiranti non equipaggiati con il dispositivo TFEG si concentrano in corrispondenza del materiale rimaneggiato.

L'osservazione fatta appare valida anche per i tiranti TFEG, ad eccezione dei volumi di terreno posti in prossimità dei pistoni telescopici.

Per una miglior comprensione della diversa propagazione degli spostamenti verticali, di seguito si riportano le immagini di tale propagazione relative ai tiranti di lunghezza 2 m per le diverse analisi numeriche. Si ricorda che si è imposto:

- spostamenti = 3 cm
- coesione non drenata = 50 kPa
- modulo di Young = 2.000 kPa.

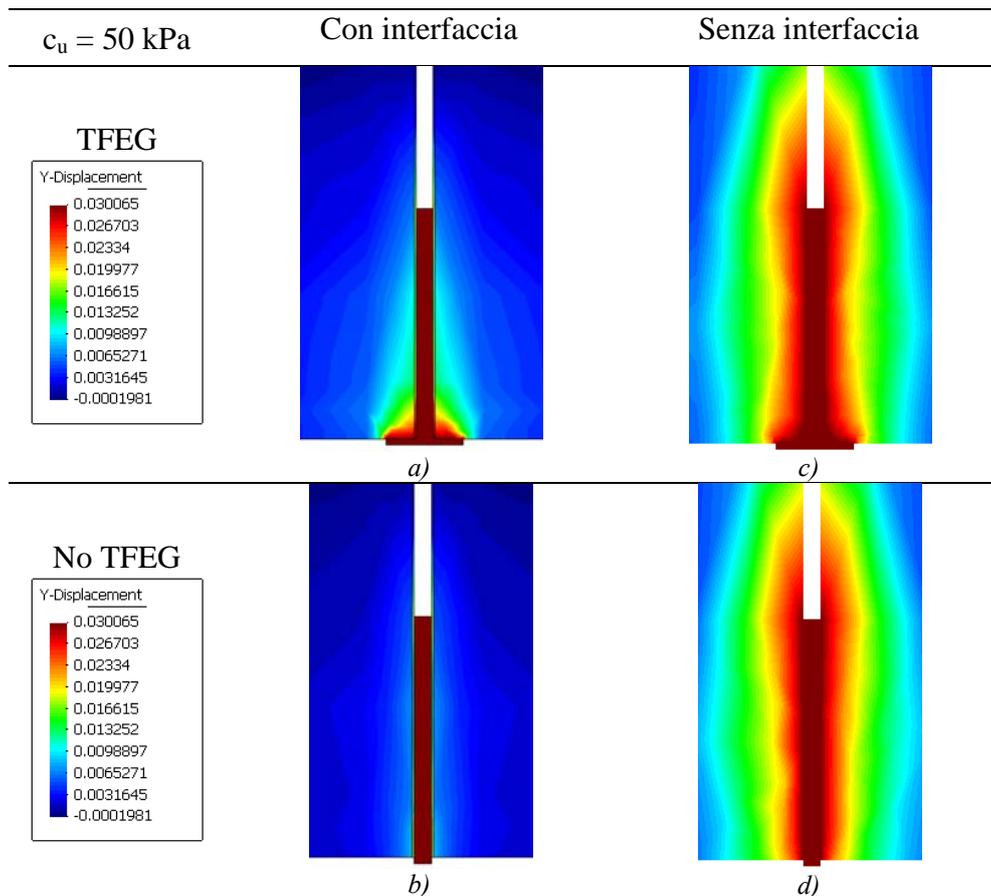


Fig. 4.12 – Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, con l’inserimento del materiale di interfaccia, con tirante TFEG a), ovvero con tirante tradizionale b); propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, senza materiale di interfaccia, con tirante TFEG c), ovvero con tirante tradizionale d)

4.5.2 Propagazione della plasticizzazione

Dalle immagini che mostrano le modalità di propagazione della plasticizzazione nel mezzo (Fig. 4.13), è possibile apprezzare che la rottura avviene quasi esclusivamente in corrispondenza del materiale di interfaccia. Se si analizza il tirante TFEG, si può notare che in prossimità dei pistoni il livello di plasticizzazione è più basso rispetto a quello registrato lungo il fusto del tirante. Questo vuol dire che, a differenza della superficie laterale del tirante, dove si sono raggiunte le condizioni limite di rottura, il terreno che si trova a contatto con le alette telescopiche continua ad offrire dei contributi in termini di resistenza allo sfilamento.

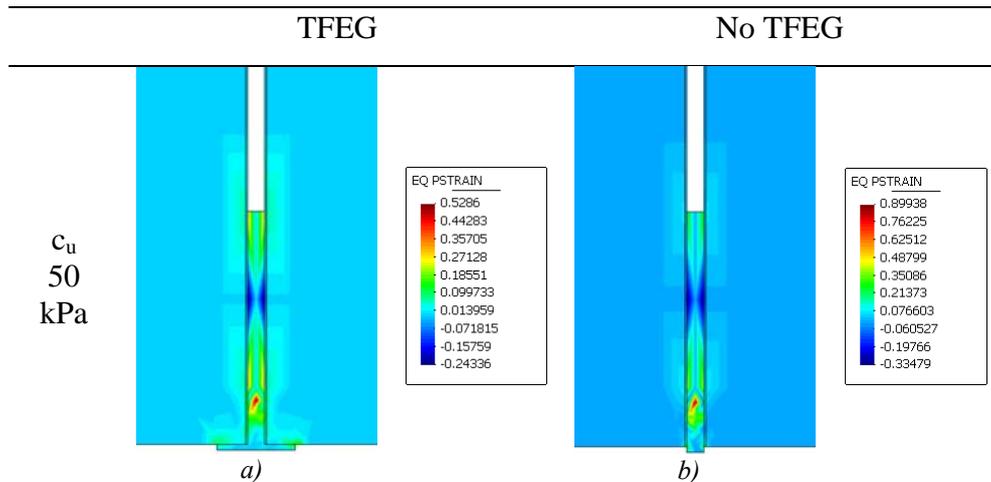


Fig. 4.13 – Zone di plasticizzazione nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, con l’inserimento del materiale di interfaccia, con tirante TFE a), ovvero con tirante tradizionale b)

4.5.3 Reazione in funzione degli spostamenti

Di seguito si riportano i grafici “tiro-spostamento” relativi alle diverse analisi numeriche effettuate con l’inserimento del materiale di interfaccia. In particolare si mostrano i risultati delle analisi relativi ai diversi tipi di tirante a parità di resistenza del terreno (Fig. 4.14 – 4.16) e a parità di lunghezza del bulbo di ancoraggio (Fig. 4.17 – 4.19).

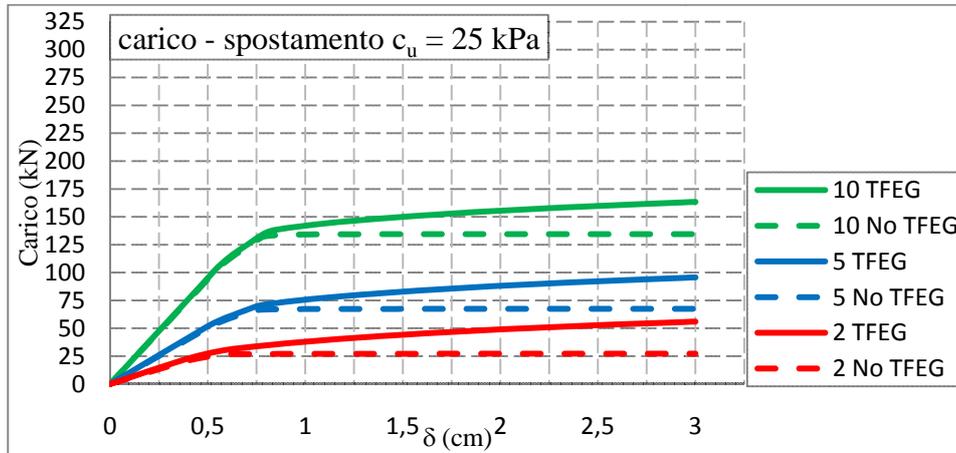


Fig. 4.14 – Tiro-Spostamento nel caso di modello di sottosuolo di $c_u = 25 \text{ kPa}$

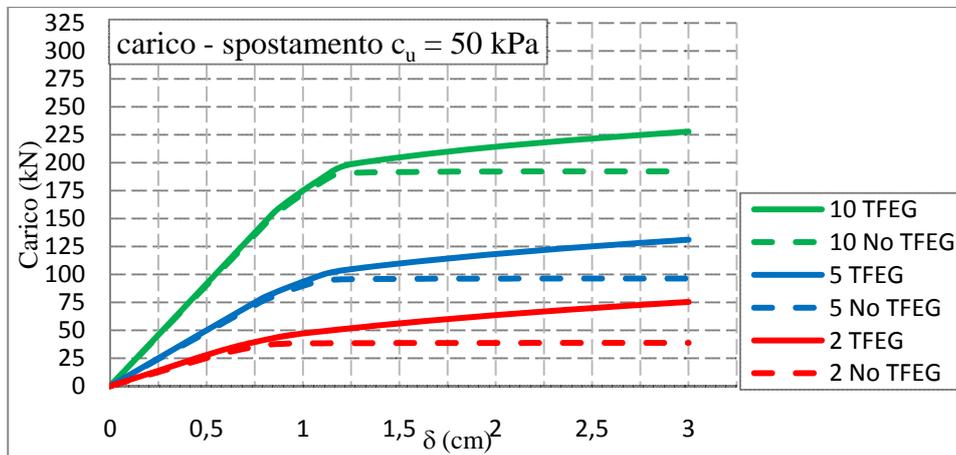


Fig. 4.15 – Tiro-Spostamento nel caso di modello di sottosuolo di $c_u = 50 \text{ kPa}$

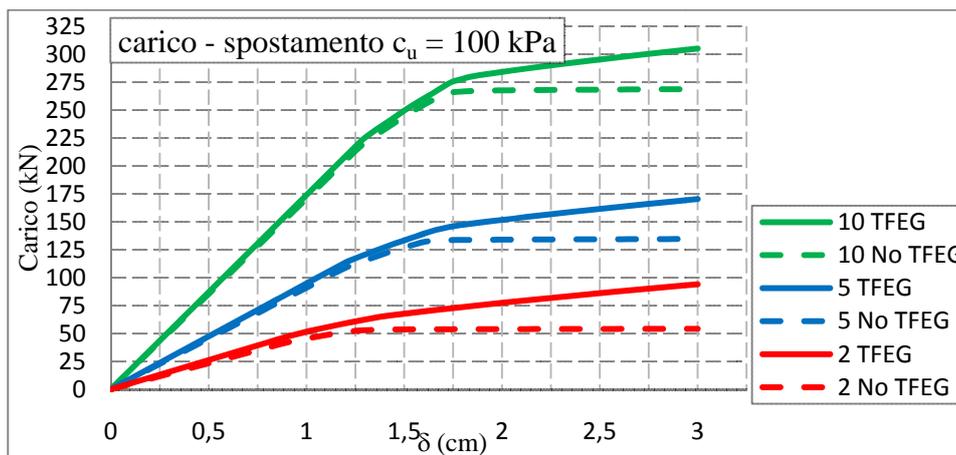


Fig. 4.16 – Tiro-Spostamento nel caso di modello di sottosuolo di $c_u = 100 \text{ kPa}$

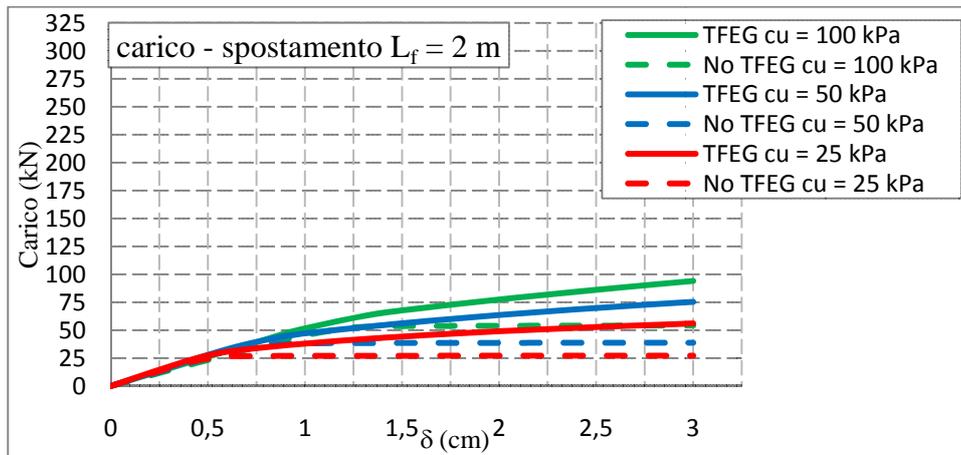


Fig. 4.17 – Tiro-Spostamento con modelli di tirante di 2 m

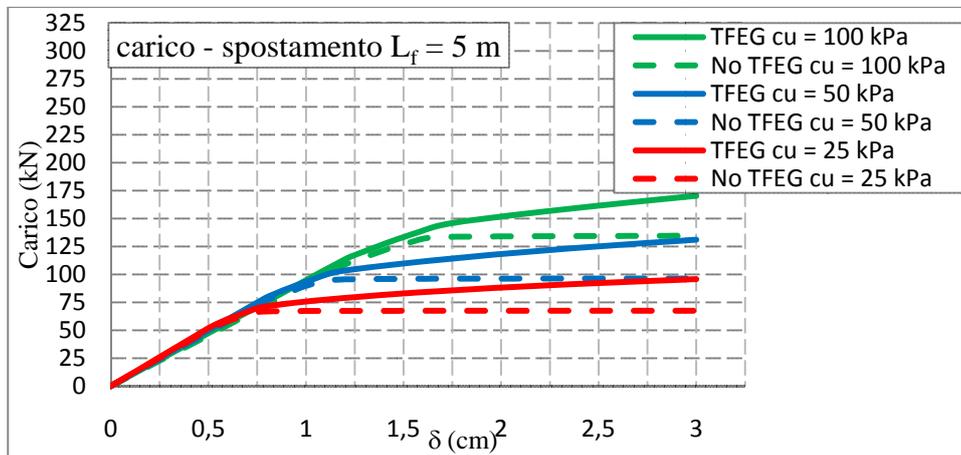


Fig. 4.18 – Tiro-Spostamento con modelli di tirante di 5 m

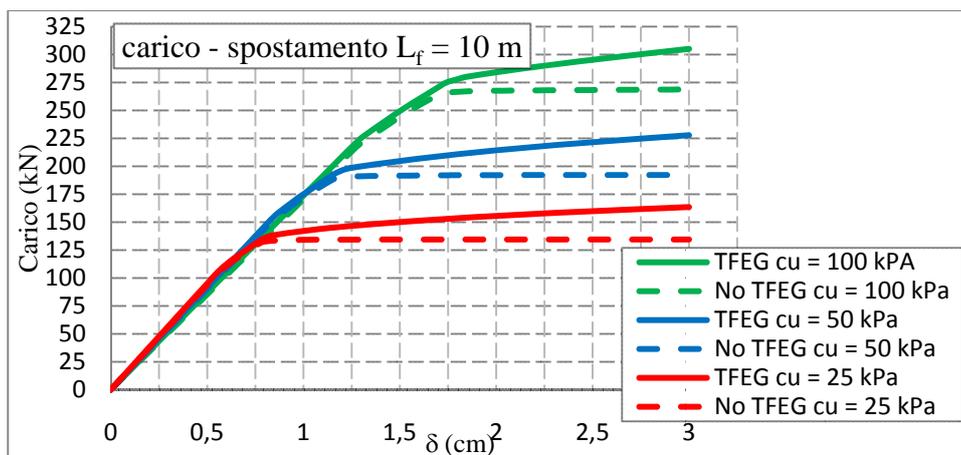


Fig. 4.19 – Tiro-Spostamento con modello di tirante di 10 m

Come si evince dai grafici, nel modello che tiene conto del materiale di interfaccia, vi è un significativo incremento di resistenza dei tiranti dotati di dispositivo TFEG rispetto a quelli non attrezzati. In particolare, tali incrementi in termini assoluti e a parità di coesione non drenata, sono di valore praticamente costante al variare della geometria del sistema mentre risultano molto differenti se valutati in termini relativi; in particolare risultano essere tanto superiori quanto minore è la lunghezza del tirante.

Altra considerazione che deriva dall'analisi dei grafici riguarda la rigidità del sistema; si può notare, in particolare, che tale rigidità non dipende dalle caratteristiche di resistenza del terreno bensì dalla geometria dei tiranti.

Alla luce dei risultati ottenuti sia in termini di spostamento, sia in termini di plasticizzazione del mezzo che in termini di resistenza, è possibile fare delle interpretazioni sul comportamento del sistema geotecnico. L'incremento di resistenza del sistema trova ragione nel fatto che i pistoni, a differenza del fusto del tirante, interagiscono con un materiale indisturbato, con caratteristiche di rigidità e di resistenza diverse da quelle del materiale rimaneggiato. Quando si raggiunge la soglia di snervamento del materiale rimaneggiato, il tirante tradizionale si sfilava senza che ci sia un incremento di resistenza; il tirante TFEG, invece, gode di ulteriori aliquote di resistenza offerte dal materiale non rimaneggiato, ancora lontano dalla rottura, interagente con i pistoni. Questa interpretazione del comportamento del sistema trova riscontro anche nelle figure 4.13; dalle queste, infatti, si nota che le zone di terreno in prossimità dei pistoni non hanno raggiunto la completa plasticizzazione mobilitando aliquote positive di resistenza.

4.6 Analisi numerica con variazione del modulo di Young

Tutte le analisi fin qui presentate sono state svolte considerando un modulo di elasticità del terreno (modulo di Young) di valore pari a 2.000 kPa, tipico di argille tenere. L'obiettivo delle prossime analisi è quello di verificare se esiste una differenza di comportamento tra i tiranti alloggiati in materiali rappresentativi di argille tenere e i tiranti alloggiati in materiali rappresentativi di argille consistenti. Per far ciò si sono utilizzati gli stessi modelli concepiti per le analisi con il materiale rimaneggiato in corrispondenza dell'interfaccia, modificando solo il valore del modulo di Young con uno rappresentativo di argille consistenti ($E = 25.000$ kPa).

Le analisi che si è ritenuto opportuno effettuare sono riassunte nella tabella 4.7.

L_f (m)	tipologia	c_u	
		50 kPa	100 kPa
5	TFEG	x	
	No TFEG	x	
10	TFEG		x
	No TFEG		x

Tab. 4.7 – Tipologia delle analisi numeriche

I parametri di resistenza utilizzati nelle analisi per modellare il terreno indisturbato e per quello di interfaccia sono riportati nella tabella 4.8.

c_u (kPa)	α	c_u^* (kPa)	Yield (kPa)	Yield* (kPa)
50	0,5	25	86	43
100	0,35	35	173	60

Tab. 4.8 – Parametri di resistenza delle analisi numeriche

I moduli elastici, rappresentativi di argille consistenti utilizzati nelle analisi per modellare il terreno indisturbato e per quello di interfaccia sono riportati nella tabella 4.9.

c_u (kPa)	α	E (kPa)	E*
50	0,5	25000	12500
100	0,35	25000	8750

Tab. 4.9 – Modulo di Young delle analisi numeriche

4.6.1 Propagazione degli spostamenti verticali nel terreno

Di seguito si riportano le immagini relative agli spostamenti verticali del terreno (Fig. 4.20); in particolare si mettono a confronto gli spostamenti registrati con i tiranti TFEG e quelli tradizionali in terreni più teneri ($E = 2.000$ kPa) con quelli in terreni più consistenti ($E = 25.000$ kPa).

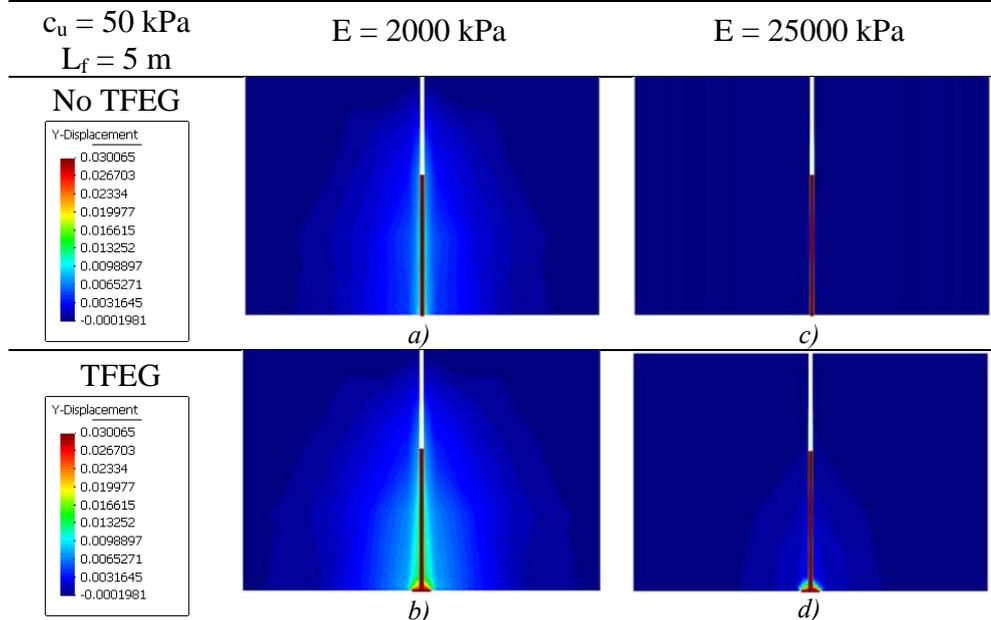


Fig. 4. 20 – Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, lunghezza dei tiranti pari a 5m, modulo di Young pari a 2 MPa, con tirante tradizionale a), ovvero con tirante TFEG b); propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, lunghezza dei tiranti pari a 5m, modulo di Young pari a 25 MPa, con tirante tradizionale c), ovvero con tirante TFEG d)

Le immagini di Fig. 4.20 si riferiscono a spostamenti registrati con tiranti di lunghezza 5 m e con coesione non drenata del terreno di 50 kPa. Le immagini di Fig. 4.21, invece, si riferiscono a spostamenti registrati con tiranti di lunghezza 10 m e con coesione non drenata del terreno di 100 kPa.

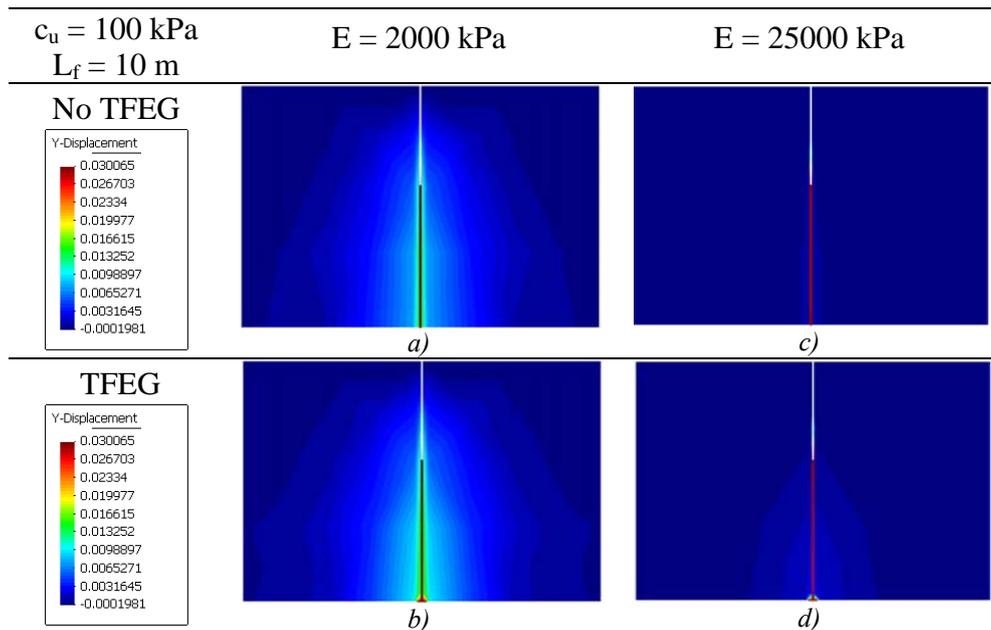


Fig. 4. 21 – Propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 100 kPa, lunghezza dei tiranti pari a 10m, modulo di Young pari a 2 MPa, con tirante tradizionale a), ovvero con tirante TFEG b); propagazione degli spostamenti verticali nel caso di modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 100 kPa, lunghezza dei tiranti pari a 10m, modulo di Young pari a 25 MPa, con tirante tradizionale c), ovvero con tirante TFEG d)

In entrambi i casi, sia considerando tiranti di 5 m, sia considerando quelli di 10 m, si nota che la propagazione degli spostamenti nel materiale indisturbato più rigido, sia per tiranti tradizionale che per quelli TFEG, è decisamente inferiore rispetto a quella del materiale indisturbato più tenero. Se, invece, si analizzano le differenze di comportamento a parità di terreno, si osserva che, nel passare da tiranti tradizionali a tiranti TFEG, esiste una differenza di propagazione degli spostamenti maggiore nel materiale di modulo di elasticità pari a 25.000 kPa.

4.6.2 Reazione in funzione degli spostamenti

Oltre alla propagazione degli spostamenti verticali, sono state acquisite le resistenze offerte dal sistema in funzione degli spostamenti; i risultati ottenuti sono stati messi a confronto con quelli derivanti dalle analisi fatte con il materiale di rigidezza minore. Di seguito (Figg. 4.22 e 4.23) si riportano i grafici sintetizzanti tali risultati.

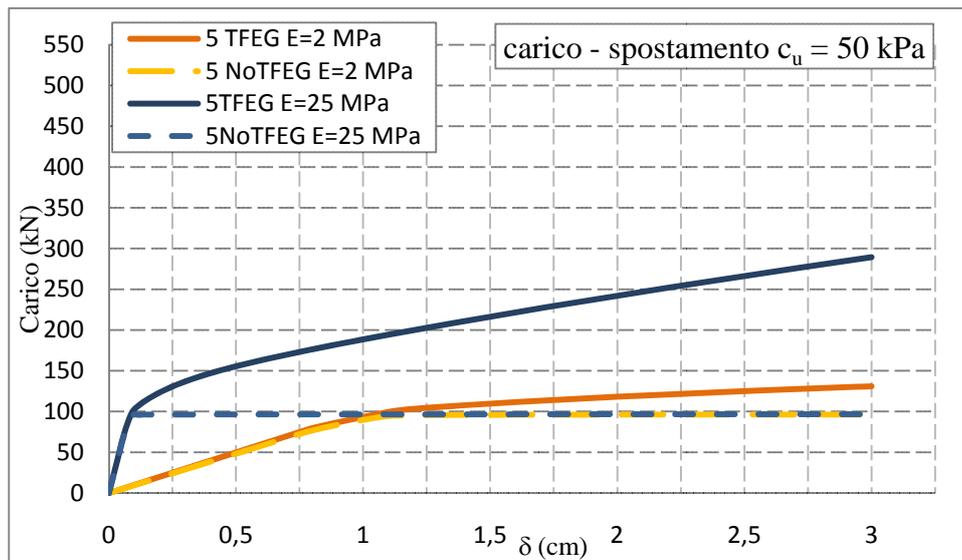


Fig. 4.22 – Tiro-Spostamento con modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 50 kPa, con modello di tiranti di 5 m

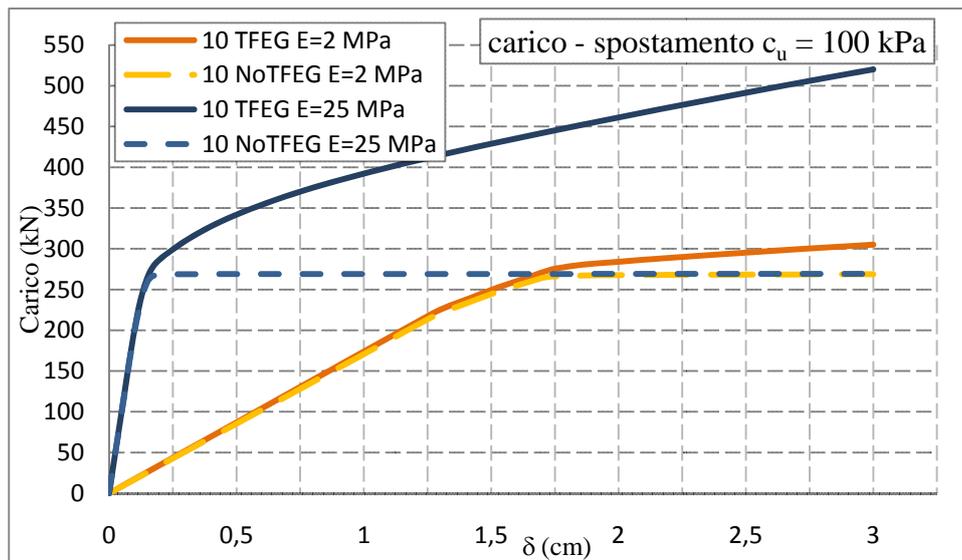


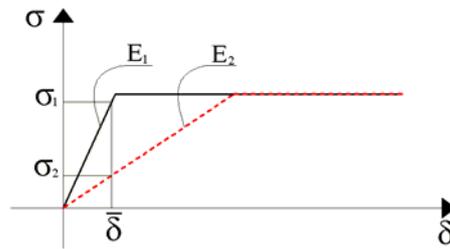
Fig. 4.23 – Tiro-Spostamento con modello di sottosuolo di coesione non drenata pari a 100 kPa, con modello di tiranti di 10 m

Da questi risulta evidente che i tiranti TFEG, alloggiati in un terreno di rigidità maggiore, hanno un incremento significativo di resistenza. In particolare per uno spostamento di 3 cm, gli incrementi relativi registrati dai tiranti TFEG rispetto a quelli tradizionali sono riportati in Tab. 4.10. Da tali risultati emerge anche che i predetti incrementi, in termini relativi, sono tanto maggiori quanto minore è la lunghezza del tirante.

incrementi di portanza (%)				
E (kPa)	$c_u = 50$ (kPa)	$L_f = 5$ (m)	$c_u = 100$ (kPa)	$L_f = 10$ (m)
2000		36		13
25000		199		93

Tab. 4.10 – Incrementi relativi di portanza per uno spostamento di 3 cm

Per i tiranti tradizionali, invece, non si registrano variazioni in termini di incremento di resistenza; i grafici relativi a questi tiranti, infatti, nelle due configurazioni, si sovrappongono nella fase di plasticizzazione. L'unica differenza è che il modello concepito con il modulo di Young maggiore, perché si mobilita tutta la resistenza, necessita di spostamenti minori. Questo comportamento si può spiegare facilmente andando ad analizzare il legame costitutivo. Considerando due materiali, modellati con un legame costitutivo elasto-plastico, con stessa resistenza ma modulo elastico diverso, si osserva che per uno spostamento ridotto, tale da non portare i materiali alla soglia di rottura, il materiale che ha il modulo elastico maggiore mobilita una resistenza superiore a quella mobilitata dall'altro materiale (figura 4.24). Se invece consideriamo uno spostamento tale che entrambi i materiali si trovano in campo plastico, la resistenza mobilitata sarà la stessa e in particolare pari a quella massima (figura 4.25).

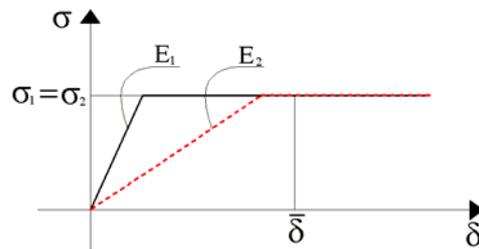


$$E_1 > E_2$$

$\bar{\delta}$ tale che le deformazioni sono in campo elastico

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

Fig. 4.24 – Legame costitutivi elasto-plastico con diversa rigidità elastica



$$E_1 > E_2$$

$\bar{\delta}$ tale che le deformazioni sono in campo plastico

$$\sigma_1 = \sigma_2$$

Fig. 4.25 – Legame costitutivi elasto-plastico con diversa rigidità elastica

Un discorso analogo può essere fatto anche per interpretare il comportamento dei tiranti TFEG; in questo caso, i volumi di terreno coinvolti dai pistoni sono di materiale indisturbato. Come si è avuto già modo di osservare, in corrispondenza del massimo spostamento imposto (3 cm), il mezzo rimane in campo elastico. Detto ciò, appare evidente che la situazione cui è sottoposto il materiale indisturbato sia quella illustrata dalla figura 4.24 e quindi che l'aliquota di resistenza aggiuntiva del dispositivo TFEG, per questi valori di spostamento, è superiore nel materiale di rigidità maggiore.

In conclusione, a valle di tutte le analisi svolte, si può affermare che i tiranti con dispositivo TFEG “lavorano” meglio, oltre che in terreni con comportamento puramente attritivo, anche in terreni coesivi consistenti; in particolare, il contributo di resistenza relativa che si consegue è tanto maggiore quanto minore è la lunghezza del tirante

Capitolo 5

Conclusioni

La JobSoil, azienda produttrice della tecnologia TFEG, ha eseguito delle prove di sfilamento su tiranti tradizionali e tiranti TFEG. Dall'analisi dei dati acquisiti è emerso sostanzialmente che, nel passare da terreni coesivi (a grana fine) a terreni incoerenti (a grana grossa), il comportamento dei tiranti è decisamente diverso; in particolare, l'incremento di resistenza complessiva dei tiranti TFEG rispetto a quelli tradizionali è tanto maggiore quanto più è grossolana la granulometria del terreno.

Al fine di simulare il comportamento dei tiranti di ancoraggio, sono state eseguite diverse analisi numeriche 3D, modellando sia tiranti tradizionali che tiranti TFEG e adottando come modello di sottosuolo un materiale avente un legame costitutivo di tipo elasto-plastico, con criterio di snervamento alla von Mises. I risultati ottenuti utilizzando tale legame costitutivo sono rappresentativi del comportamento di tiranti di ancoraggio alloggiati in terreni argillosi che pervengono a rottura virtualmente in condizioni non drenate.

In una prima fase dei calcoli si è trascurata l'esistenza di una interfaccia al contatto tra la superficie laterale della fondazione del tirante e il circostante terreno. I risultati ottenuti dalle analisi non sono apparsi in

grado di simulare compiutamente l'evidenza sperimentale. Si è, pertanto, convenuto di apportare delle modifiche al modello introducendo un materiale di interfaccia tra tirante e terreno, di spessore pari a pochi centimetri, con caratteristiche meccaniche inferiori al terreno "indisturbato" più distante dalla fondazione, che simulasse l'effetto del parziale rimaneggiamento causato dalla realizzazione del foro di alloggiamento.

Il nuovo modello ha consentito di riprodurre, con grande accuratezza, i risultati delle prove in sito. Una volta avvenuta la validazione del modello, si sono svolte ulteriori analisi numeriche volte a investigare il ruolo svolto dalla rigidità del mezzo simulante il terreno sulla risposta complessiva del sistema geotecnico che comprende il tirante. In particolare, i valori dei moduli di elasticità adottati sono rappresentativi di argille tenere e di argille consistenti. Si è così giunti a dimostrare che i tiranti TFEG, in terreni argillosi consistenti, manifestano un incremento di resistenza decisamente superiore a quelli che si registrano in argille tenere.

È appena il caso di sottolineare che, per come emerge dai risultati sperimentali delle analisi svolte, una adeguata progettazione dei tiranti attrezzati con TFEG in terreni argillosi consistenti non può prescindere da considerazioni legate agli spostamenti.

Si sottolinea, infine, l'esigenza di procedere ad ulteriori verifiche sperimentali del comportamento dell'insieme tirante-terreno volte a chiarire aspetti che, al momento, appaiono controversi. D'altro canto è quanto mai necessaria la conduzione di analisi numeriche aggiuntive mirata ad interpretare il comportamento del predetto sistema in presenza di un campo di variabilità più ampio di parametri che intervengono nella generazione del modello.

Bibliografia

- [1] Raccomandazioni A.I.C.A.P.; *Ancoraggi nei terreni e nelle rocce* – Patròn editore, 1993
- [2] M. Bringiotti, D. Bottero; *Consolidamenti e Fondazioni* – edizioni PEI
- [3] F. Tambara; *Stabilizzazione di pendii* – edizioni Hevelius
- [4] Philippe G. Ciarlet; *The Finite Element Method for Elliptic Problems* – Amsterdam , North-Holland, 1978.
- [5] Carlos A. Felippa, *A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three Acts. Computers & Structures* – Volume 79, 2001
- [6] Pamela J. Waterman; *Meshing: the Critical Bridge* – Desktop Engineering Magazine, 2008
- [7] Ray W. Clough; Edward L. Wilson; *Early Finite Element Research at Berkeley*, 2007
- [8] M.J. Turner; *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*. Journal of the Aeronautical Sciences, 1956
- [9] G. Strang; G. Fix; *An Analysis of the Finite Element Method*, Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1973.
- [10] Carlos A. Felippa, *Introduction to Finite Element Methods, Lecture Notes for the course* – Aerospace Engineering Sciences Department of the University of Colorado at Boulder, 1976.
-

-
- [11] C. Lonati, G. C. Macchi, D. Raveglia; *Crosstalk in a PAM technique telephone switching network due the skin effect. Approach with the Finite Element Method* – Conference on the Computation of Magnetic Fields – Proceedings, Laboratoire d’Electrotechnique, Grenoble, 1978.
- [12] M²i Group of Mathematical Modelling in Engineering; *Manual GEHOMadrid*
- [13] L. Cascini; *Appunti di Geotecnica per la Facoltà di Ingegneria*
- [14] L. Vergani; *Meccanica dei Materiali* – McGraw-Hill, 2006
- [15] Leone, Corradi, Dell’Acqua, *Meccanica delle Strutture* – vol. I, McGraw-Hill, 1992,
- [16] Carlo Viggiani; *Fondazioni* – Hevelius, 2002
-

Ringraziamenti

Con questo lavoro di tesi si conclude uno dei percorsi più importanti della mia vita. In questo periodo ho avuto modo di conoscere diverse persone che mi hanno aiutato a crescere sia dal punto di vista intellettuale sia dal punto di vista umano. È difficile in poche righe ricordare tutte le persone che, a vario titolo, hanno contribuito a rendere migliore questo periodo.

Un ringraziamento sentito per la guida competente e solerte va al Prof. Leonardo Cascini. La stima per il mio relatore è dovuta, oltre che alla sua profonda esperienza e conoscenza nel campo della Geotecnica, alla grande disponibilità e cortesia dimostratami, e per tutto l'aiuto che, con pazienza e spirito critico, mi ha fornito durante la stesura.

Desidero ringraziare il Prof. Settimio Ferlisi per la grande umanità con la quale ha saputo incoraggiarmi in tutti i momenti di difficoltà. L'entusiasmo e l'impegno che ho mantenuto durante il mio lavoro di tesi trovano giustificazione nella sapiente direzione profusa dal mio correlatore.

Ringrazio il Prof. Manuel Pastor, l'Ing. Pablo Mira e tutti il gruppo di ricercatori e dottorandi del CEDEX, che, oltre ad avermi insegnato, sostenuto e consigliato durante tutta la permanenza a Madrid, mi hanno accolto e fatto sentire come se fossi a casa mia.

Un grazie va a tutta l'azienda della JobSoil, sottolineando la particolare disponibilità del Dr. Nicola Maione e dell'Ing. Giancarlo

Migliaro, che, oltre ad avermi reso accessibile i loro cantieri e ad avermi fornito dati indispensabili per la realizzazione della tesi, mi hanno accolto con grande generosità.

Non possono mancare da quest'elenco di ringraziamenti tutti i Professori, Ricercatori, Dottorandi e Tesisti dei Laboratori e Studi di Geotecnica, che mi hanno insegnato e consigliato, e con i quali ho trascorso dei bei momenti, instaurando un ottimo rapporto e una profonda collaborazione. In particolare, grazie all'Ing. Sabatino Cuomo, al Prof. Giuseppe Sorbino, all'Ing. Michele Calvello, ecc.

Grazie a tutti i miei amici e compagni di studi, per tutti i momenti passati insieme, per essermi stati accanto sia nei momenti difficili, sia nei momenti felici. Un grazie particolare va a Luca, compagno con il quale condivido i ricordi più belli dell'esperienza madrilenas, per avermi spalleggiato durante i quattro mesi lontani da casa, per avermi aiutato a superare tutte le difficoltà, ma soprattutto perché è un amico sincero.

Un grande ringraziamento va a mio papà Michele, a mia mamma Giuseppina, a mio fratello Carmine e alle mie sorelle Ermelinda e Maria Adele, che, con il loro incrollabile sostegno morale ed economico, mi hanno permesso di raggiungere questo risultato. Mi piacerebbe che questo traguardo, per quanto possibile, fosse un premio anche per loro.

Per ultimo ma non per ordine di importanza, vorrei ringraziare la persona che mi ha spronato e incoraggiato nei momenti di sconforto e che in qualche modo, standomi sempre accanto, ha reso possibile il compimento di tale lavoro, insomma, la persona che più di tutte mi ha supportato e sopportato..... grazie Rosa.

L'utile è solo una parte del significativo; per possedere veramente una materia bisogna studiarla per se stessa, con amore.

Johann Wolfgang Goethe
