

**POLITECNICO DI TORINO**

**Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica**



**STUDIO DELL'EFFETTO DELL'INTERAZIONE BULLONE-ROCCIA  
CONSIDERANDO DIVERSI TIPI DI MALTA NELLA STABILIZZAZIONE DI  
BLOCCHI SULLE PARETI DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE**

**Relatori:**

**Prof. Pierpaolo Oreste**

**Andrea Giuseppe Buccoleri**

**s188339**

**Anno Accademico 2018-2019**

**INDICE**

INTRODUZIONE.....	13
1. BULLONATURA PASSIVA PER LA STABILIZZAZIONE DEI BLOCCHI DI ROCCIA .....	16
1.1. INTRODUZIONE .....	16
1.2. BULLONATURA, TECNOLOGIA E SUOI IMPIEGHI .....	19
1.3. FASI OPERATIVE DI SCAVO .....	35
2. BLOCCHI DI ROCCIA POTENZIALMENTE INSTABILI PER SCIVOLAMENTO SULLE PARETI DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE .....	38
2.1. INTRODUZIONE .....	38
2.2. MODALITÀ DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN SOTTERRANEO .....	46
2.2.1. L'ANALISI PROGETTUALE.....	47
2.2.2. METODO OSSERVAZIONALE.....	49
2.3. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE ( <i>LEM</i> ) NELLA VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEI BLOCCHI.....	50
2.3.1. METODO LEM NEL CASO DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE .....	57
2.3.1.1. MECCANISMI DI ROTTURA NEGLI SCAVI SOTTERRANEI .....	58
2.3.1.2. PRESA IN CONTO DEI SUPPORTI NEL METODO LEM.....	61

---

3.	TIPOLOGIE DI CHIODI E BULLONI .....	69
3.1.	INTRODUZIONE .....	69
3.2.	TIPOLOGIE DI RINFORZI PUNTUALI.....	70
3.2.1.	ULTERIORI CONSIDERAZIONI SUI RINFORZI.....	81
4.	BRP METHOD.....	92
4.1.	INTRODUZIONE .....	92
4.2.	METODO BRP.....	94
4.2.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL SISTEMA ( <i>STEP 1</i> ) .....	97
4.2.2.	VALUTAZIONE DELLE COMPONENTI ASSIALE E TRASVERSALE DELLO SPOSTAMENTO UNITARIO IMPOSTO ( <i>STEP 2</i> ).....	98
4.2.3.	VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI E DELLE DEFORMAZIONI LUNGO LE DUE COMPONENTI ( <i>STEP 3</i> ).....	99
4.2.3.1.	EFFETTO LEGATO ALLO SPOSTAMENTO $\delta_t$ .....	99
4.2.3.2.	EFFETTO LEGATO ALLO SPOSTAMENTO $\delta_n$ .....	106
4.2.4.	CALCOLO DEI FATTORI DI SICUREZZA LOCALI ( <i>STEP 4</i> ).....	114
4.2.5.	CALCOLO DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO AMMISSIBILE ( <i>STEP 5</i> ) .....	118
4.2.6.	CALCOLO DELLA FORZA RISULTANTE $R_{TOT}$ E SUE COMPONENTI ( <i>STEP 6</i> ) .	119

---

4.2.7.	CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA GLOBALE (STEP 7).....	122
5.	STUDIO PARAMETRICO DELL'INFLUENZA DELLA MALTA CEMENTIZIA SUL COMPORAMENTO DEL BULLONE.....	123
5.1.	INTRODUZIONE .....	123
5.2.	L'ANALISI PARAMETRICA.....	124
5.2.1.	I FATTORI SCELTI PER LA PARAMETRIZZAZIONE DELL'ANALISI. ....	130
5.2.2.	IPOSTESI SEMPLIFICATIVE DI CALCOLO .....	132
5.2.3.	PARAMETRI COSTANTI ALL'INTERNO DELL'ANALISI .....	133
5.2.4.	RISULTATI OTTENUTI DALL'ANALISI .....	134
6.	VALUTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI PARAMETRICA SVILUPPATA.....	137
6.1.	INTRODUZIONE .....	137
6.2.	VALUTAZIONE SU $N_0$ .....	139
6.3.	VALUTAZIONE SU $T_0$ .....	143
6.4.	ULTERIORI CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI.....	147
7.	CONCLUSIONI.....	166
	BIBLIOGRAFIA.....	169

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 – Esempi tensionali ricorrenti (“R. Berardi – 2011”).....	18
Figura 1.2 – Schema semplificato bullonatura attiva (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993) .....	20
Figura 1.3 – Chiave dinamometrica impiegata per la tesatura sotto le 10 tonnellate (E. Hoek, E.T. Brown - 1980) .....	21
Figura 1.4 – Tesatura idraulica diretta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).....	22
Figura 1.5 – Particolare del martinetto impiegato per la tesatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980) ....	24
Figura 1.6 – Schema semplificato chiodatura passiva (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993) .....	25
Figura 1.7 – Installazione errata di una rondella su una superficie scabra con conseguenziale difficoltà nella fase di sigillatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).....	26
Figura 1.8 – Applicazione della malta a presa rapida sulla testa del bullone installato su superficie scabra per ovviare al problema della sigillatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980) .....	27
Figura 1.9 – Blocco instabile in calotta e in parete (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993)..	29
Figura 1.10 – Applicazioni tipiche per le chiodature attive e passive per differenti tipi di crollo (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993) .....	30
Figura 1.11 – Impiego dei bulloni o cavi per l'ammorsamento di un cuneo libero di cadere dalla calotta di uno scavo sotterraneo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).....	31

---

Figura 1.12 – Inneschi cinematici dovuti all'eccentricità o meno del carico (Pauli Syrjänen - 1997). .....	33
Figura 1.13 – Bullonatura per stabilizzare un cuneo libero di scivolare su di un singolo piano (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).....	33
Figura 1.14 – Direzione di installazione del bullone per un cuneo libero di scivolare lungo la linea di intersezione generata da i due piani di scorrimento (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	34
Figura 1.15 – Cicli d'installazione del supporto temporaneo (excavation cycle) e di quello primario (support cycle) (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	36
Figura 1.16 – Fasi operative relative all'installazione dei chiodi come supporto definitivo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	37
Figura 2.1 – Ruolo della geotecnica nell'ambito dell'Ingegneria Civile ed Ambientale (G. Barla - 2001). ....	39
Figura 2.2 – Esempio di blocchi instabili lungo il contorno di uno scavo sotterraneo (G. Barla - 2001). .....	40
Figura 2.3 – Esempio di ammasso roccioso discontinuo (J.A. Hudson & J. P. Harrison - 1997)....	41
Figura 2.4 – Esempio di ammasso roccioso discontinuo (J.A. Hudson & J. P. Harrison - 1997)....	42
Figura 2.5 – Ricorrenti strutture degli ammassi rocciosi (Marco Barla - 2010). ....	43
Figura 2.6 – Confronto proprietà meccaniche tra roccia intatta e ammasso roccioso (G. Barla - 2001). ....	43

Figura 2.7 – Schema idealizzato sulla transizione da roccia intatta ad ammasso roccioso altamente fratturato con incremento della dimensione del campione di riferimento (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). .....	44
Figura 2.8 – Principali proprietà delle discontinuità di un ammasso roccioso (G. Barla - 2001). ....	45
Figura 2.9 – Schematizzazione del processo progettuale (M. Barla - 2010). ....	46
Figura 2.10 – Esempi differenti di superfici di scorrimento nel metodo LEM – 1) Fondazione; 2) Scavo sotterraneo; 3) Pendio; 4) Scavo (G. Barla - 2001). ....	51
Figura 2.11 – Sistema ipotizzato per la valutazione della <i>Forza Attiva e Resistente</i> nel metodo <i>LEM</i> (G. Barla - 2001). ....	52
Figura 2.12 – Sistema ipotizzato per la valutazione della <i>Forza Attiva e Resistente</i> in presenza di Tirante con il metodo <i>LEM</i> (G. Barla – 2001 - rimaneggiato). ....	56
Figura 2.13 – Caduta gravitazionale di un cuneo tetto dello scavo e relativa rappresentazione (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	58
Figura 2.14 – Scivolamento di un cuneo sul dello scavo e relativa rappresentazione (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	59
Figura 2.15 – Scivolamento di un cuneo sul tetto dello scavo e relativa rappresentazione stereografica (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	60
Figura 2.16 – Rinforzo di un cuneo libero di cadere sotto l'effetto della gravità (Pauli Syrjänen - 1997). .....	61
Figura 2.17 – (Pauli Syrjänen - 1997). ....	63

---

Figura 2.18 – Rinforzo di un cuneo libero di scivolare per effetto della gravità (Pauli Syrjänen - 1997). .....	64
Figura 2.19 – Meccanismi di collasso della calotta di una galleria e carichi agenti sul sistema di supporto in dipendenza delle caratteristiche del giunto – (G. Barla - 2001). ....	68
Figura 3.1 – Bullonatura in legno – (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	71
Figura 3.2 – Bullone con ancoraggio lungo tutta il tratto di asta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	72
Figura 3.3 – Bullone con ancoraggio per attrito (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	73
Figura 3.4 – Bullone con tubo di iniezione perforato (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	74
Figura 3.5 – Bullone non tesato, iniettato con malta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	75
Figura 3.6 – Bullone con testa intagliata e cuneo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	76
Figura 3.7 – Bullone tesato, con malta e ancoraggio meccanico (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	77
Figura 3.8 – Bullone tesato con malta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	78
Figura 3.9 – Bullone con resina (E. Hoek, E.T. Brown - 1980). ....	79
Figura 3.10 – Barra in vetroresina (Lunardi e Bindi - 2004). ....	80
Figura 3.11 – Schema relativo ad un chiodo di ancoraggio, elemento passivo (G. Barla - 2001). .	81
Figura 3.12 – Schema bullone di ancoraggio, tesato tramite momento torcente applicato sul dado in testa (B. H. G. Brandy , E. T. Brown - 2005). ....	82
Figura 3.13 – Schema tirante di ancoraggio (G. Barla - 2001). ....	83

Figura 3.14 – Tipologie di chiodi e bulloni (dopo Hadjigeorgiou e Charette – 2001) (B. H. G. Brandy, E. T. Brown - 2005).....	85
Figura 3.15 – Sviluppo tecnologico dei cavi dopo Windsor 2001 (B. H. G. Brandy, E. T. Brown - 2005). .....	88
Figura 3.16 – Forze e spostamenti associati alla tensione sviluppata da un cavo tesato all'interno del foro di posa (E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden).....	89
Figura 3.17 – Interventi con ancoraggi puntuali (G. Barla - 2001). .....	90
Figura 3.18 – Interventi con elementi di ripartizione (G. Barla - 2001).....	90
Figura 3.19 – Interventi con elementi di ripartizione (Pauli Syrjänen - 1997). .....	91
Figura 4.1 – Schema blocchi potenzialmente instabili (Hoek – 2000).....	92
Figura 4.2 – Schema fuori scala del tratto attivo e passivo del chiodo in funzione del blocco instabile. ....	94
Figura 4.3 – Schema rimaneggiato, fuori scala - interazione bullone-cuneo con vettore spostamento $\delta$ e sue componenti $\delta_t$ e $\delta_n$ (Oreste, Cravero - 2008).....	95
Figura 4.4 – Schema fuori scala - lunghezza attiva e passiva del bullone (Oreste, Cravero - 2008). ....	97
Figura 4.5 – Schema rimaneggiato, fuori scala – Riepilogo grandezze (Oreste, Cravero - 2008)..	99
Figura 4.6 – Schema rimaneggiato, fuori scala – Effetto deformativo sul chiodo dovuto allo spostamento trasversale $\delta_t$ (Oreste, Cravero - 2008). .....	100
Figura 4.7 – Equilibrio assiale su tratto infinitesimo lungo il chiodo (Oreste, Cravero - 2008).....	106

---

Figura 4.8 – Condizione di continuità nel bullone, sull'interfaccia (Oreste, Cravero - 2008).....	110
Figura 5.1 – Schema d'interazione blocco-bullone con i relativi tratti.....	124
Figura 5.2 – Evoluzione nel tempo del modulo elastico della malta secondo la (7) (G. Spagnoli - 2018). .....	129
Figura 5.3 – Blocco piramidale – A, B e C sono i vertici del cuneo lungo la parete a vista dello scavo – D è il vertice dentro l'ammasso roccioso – i indica la linea d'intersezione, tra i due piani di scivolamento, che coincide con la direzione del vettore spostamento $\delta$ (Oreste, Spagnoli, Buccoleri - 2019). .....	131
Figura 6.1 – Interazione Blocco di parete chiodo passivo (C. R. Windsor - 1997) .....	137
Figura 6.2 – Schema bullone oggetto dello studio parametrico. ....	138

**INDICE DELLE TABELLE**

Tabella 6.1 – Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 5$ [mm] e $\Phi = 16$ [mm]	149
Tabella 6.2 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 10$ [mm] e $\Phi = 16$ [mm] .....	150
Tabella 6.3 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 15$ [mm] e $\Phi = 16$ [mm] .....	151
Tabella 6.4 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 5$ [mm] e $\Phi = 24$ [mm]	152
Tabella 6.5 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 10$ [mm] e $\Phi = 24$ [mm] .....	153
Tabella 6.6 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 15$ [mm] e $\Phi = 24$ [mm] .....	154
Tabella 6.7 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 5$ [mm] e $\Phi = 32$ [mm]	155
Tabella 6.8 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 10$ [mm] e $\Phi = 32$ [mm] .....	156
Tabella 6.9 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di $s = 15$ [mm] e $\Phi = 32$ [mm] .....	157

**INDICE DEI GRAFICI**

Grafico 6.1 – Sforzo Normale sull'interfaccia per tre differenti valori di $\gamma_{displ}$ .....	141
Grafico 6.2 – Sforzo di Taglio sull'interfaccia per tre differenti valori di $\gamma_{displ}$ .....	145
Grafico 6.3 - Variazione parametrica del massimo momento su $L_a$ .....	159
Grafico 6.4 - Variazione parametrica della risultante R.....	161
Grafico 6.5 - Variazione parametrica dell'angolo d'inclinazione $\gamma_{force}$ della risultante R.....	163
Grafico 6.6 - Variazione parametrica dello spostamento assiale $v_r$ sull'interfaccia.....	165

## INTRODUZIONE

Da sempre le opere sotterranee hanno costituito una sfida e un'opportunità per l'uomo per migliorare le condizioni di vita. Per esempio, le gallerie vengono impiegate per valicare un tratto montuoso, un fiume, un breve tratto di mare o possono costituire una vera e propria rete metropolitana al di sotto del comune piano stradale. Ulteriori esempi sono rappresentati da attività estrattive minerarie di vario genere, centrali idroelettriche, ma anche basi operative di natura governativa e/o strategica sin dai loro primi passi. Sin dai loro primi passi la Meccanica delle Rocce e delle Terre si sono focalizzate sullo studio e sulla comprensione dei vari fenomeni inerenti la realizzazione di opere in sottoterraneo. Lo scopo di tali ricerche è quello di definire la qualità dell'ammasso roccioso o del terreno, con il fine di stabilirne il corretto approccio realizzativo, le modalità di avanzamento e i rinforzi tecnologici di stabilizzazione da adoperare ove necessario. Tutto ciò avviene senza mai tralasciare la necessità di dover garantire un certo grado di sicurezza ed efficienza all'opera commissionata. Queste esigenze nascono dal fatto che lo stato tensionale in situ subisce una variazione, dovuta proprio alle fasi di scavo, si tratti di una galleria o di una cavità sotterranea. Quindi, sviluppare un'analisi che documenti la risposta tenso-deformativa dell'ammasso roccioso in esame in relazione alle sue proprietà fisiche e meccaniche, ma che allo stesso tempo tenga conto anche del futuro impiego di quell'opera, risulta imprescindibile ai fini di una più corretta progettazione e di un buon rapporto costi-benefici.

### TEMATICHE AFFRONTATE E SCOPO DELLA TESI

La ricerca parte dalla disamina delle bullonature come opere di rinforzo in galleria, avendo cura di elencare le varie tipologie e differenze, focalizzandosi su quella passiva. In particolare, si fa riferimento al caso del chiodo di parete, sia in campo geotecnico che minerario. Si pone l'attenzione sulla forza incognita di stabilizzazione, generata contro il blocco di roccia potenzialmente instabile, sulle sollecitazioni, sugli spostamenti e su quali fattori e in che misura influenzino gli aspetti appena menzionati. L'analisi è affrontata proponendo un approccio semplificato noto con l'acronimo "BRP procedure". Basandosi su tale metodo, si effettua un'esauritiva parametrizzazione al fine di definire al

meglio la grande variabilità che governa questo fenomeno e i parametri in gioco. Nello specifico, ci si focalizza, sul peso del modulo elastico e sullo spessore della malta cementizia impiegata. Lo studio si conclude con la realizzazione di abachi ottenuti dall'analisi parametrica, costituendo così da una parte uno strumento utile e rapido ai fini progettuali per l'ottenimento del fattore di sicurezza minimo prefissato e per il predimensionamento dell'opera di rinforzo, mentre dall'altra consentono di individuare quali fattori sono predominanti nella regolazione del fenomeno d'interazione.

### ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

La tesi è strutturata in sette capitoli e comprende un'appendice. Il *Capitolo 1* offre una serie di informazioni di carattere generale sui rinforzi in galleria di tipo passivo, le chiodature, ponendo attenzione soprattutto la tecnologia della bullonatura slegandola dall'interazione con il contorno della galleria e i potenziali blocchi instabili.

Il *Capitolo 2* ha come obiettivo la trattazione dei blocchi instabili e le relative teorie *2D* e *3D*, con particolare attenzione sul fattore di sicurezza  $F_s$  sui blocchi di parete in condizioni naturali secondo la teoria dell'equilibrio limite *LEM*.

Nel *Capitolo 3* si effettua un confronto tra le varie tipologie di bulloni, distinguendoli in attivi e passivi, individuandone lo specifico funzionamento, le differenze, i pro e i contro dell'utilizzo degli uni e degli altri, le modalità d'impiego e i fattori caratterizzanti.

Segue il *Capitolo 4* con l'esautiva dissertazione del metodo semplificato, noto come *BRP method*. Tale procedura affronta il problema relativo all'interazione della bullonatura passiva con i blocchi di roccia potenzialmente instabili, esplicitandone le caratteristiche delle sollecitazioni agenti e la forza applicata in funzione dello spostamento del blocco instabile.

Nel *Capitolo 5* si espone la parametrizzazione svolta a partire dal metodo semplificato del capitolo precedente, ponendo particolare attenzione al motivo che ha portato alla scelta dei fattori parametrici selezionati e delle ipotesi assunte.

Si prosegue esponendo i risultati ottenuti nel *Capitolo 6*, avendo cura di presentarli sotto forma di abachi ai fini progettuali.

Infine, il *Capitolo 7* si concentra sull'analisi e sul commento dei risultati ottenuti, individuandone i fattori cardini e, in particolare, il peso che il modulo elastico e lo spessore della malta cementizia hanno all'interno del fenomeno e come possa essere sfruttata da un punto di vista progettuale e di sviluppo tecnologico degli stessi ai fini di un miglior rendimento.

Nei capitoli che formano la tesi sono stati riportati esclusivamente gli abachi più significativi ai fini dell'analisi.

# 1. BULLONATURA PASSIVA PER LA STABILIZZAZIONE DEI BLOCCHI DI ROCCIA

## 1.1. INTRODUZIONE

I materiali da costruzione sono progettati dall'uomo, pertanto il grado di incertezza sul loro impiego, sulla loro affidabilità e soprattutto sulle proprietà fisiche e meccaniche è pressoché nullo. Invece, i materiali naturali, come il legno, ma in special modo il terreno e la roccia sono antichissimi e nel corso dei milioni di anni hanno subito numerose alterazioni chimiche, termiche e meccaniche. Tutti questi aspetti celano un alto grado di incertezza nel caso in cui si decida di adoperare questi materiali per scopi costruttivi. Tutte le alterazioni subite nel corso del tempo, congiunte alla grande variabilità dei fenomeni a cui può essere sottoposta la roccia hanno delle conseguenze. Una fra tutte è che la roccia, come il terreno, può presentarsi con diverse configurazioni. Conseguenzialmente, le risposte da un punto di vista meccanico saranno molto differenti, pertanto anche l'approccio ingegneristico adoperato risentirà di questa variabilità. Tali risposte saranno fortemente influenzate dal tipo di applicazione ingegneristica, infatti, una struttura può essere costruita *con* la roccia, *sulla* roccia o *nella* roccia. Solitamente viene estratta tramite scavi e sbancamenti per consentire la realizzazione dell'opera, ma questo comporta la conseguente necessità di valutare le condizioni di stabilità e i relativi spostamenti che possono verificarsi. Sorge, quindi, spontanea la domanda su quali possano essere gli aspetti da considerare maggiormente per una corretta valutazione ai fini progettuali che possano garantire un certo grado di affidabilità, un certo livello di prestazioni e costi contenuti per l'opera commissionata.

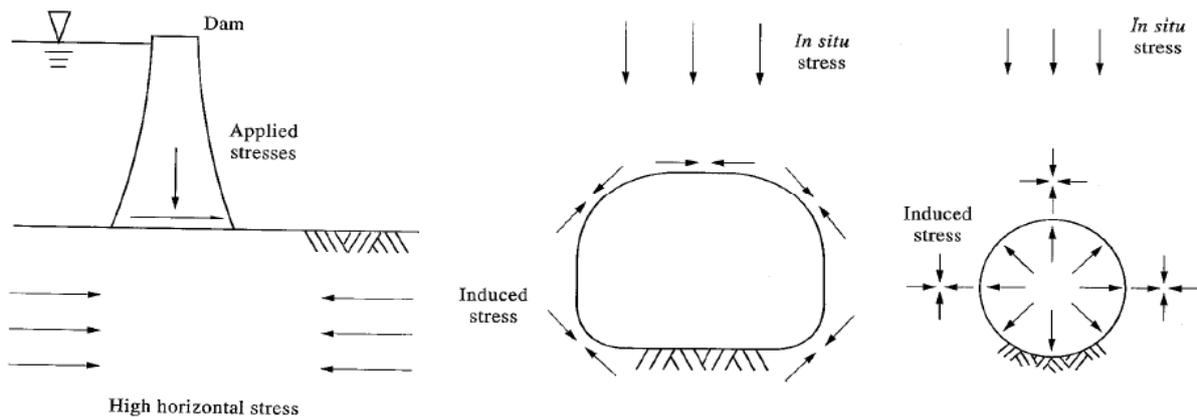
Gli aspetti più significativi possono essere sintetizzati in quattro punti:

- Proprietà del materiale naturale;
- Stato tensionale esistente prima dell'intervento;
- Modifiche da apportare;
- Conseguenze dell'intervento.

Le indagini geologiche e geotecniche sono quindi fondamentali poiché consentono di valutare parametri come la stratificazione, la litologia, la struttura, la presenza di faglie, la natura tettonica dell'area d'interesse, il regime idrogeologico e molto altro. Attraverso queste campagne d'indagine l'attività ingegneristica può essere svolta nel migliore dei modi. L'opera pertanto sarà fortemente influenzata dalla sua posizione e dall'interazione con l'ambiente circostante.

Solitamente, le fratture governano la stabilità nei casi superficiali, mentre gli stati tensionali naturali governano il comportamento delle strutture profonde. Per esempio, i pendii e gli scavi, ricadono nei problemi di stabilità, mentre le gallerie in rocce tenere o ad elevata profondità sono governate principalmente dal fenomeno di alterazione del campo tensionale preesistente. Quindi, ogni volta, sarà prassi effettuare un'analisi meccanica per valutare la variazione tensionale nel materiale oggetto di studio. Essa può essere di scarico o di carico con conseguenze ed evoluzioni, ovviamente, differenti.

A seguire tre casi tipici riscontrabili nelle opere ingegneristiche *Figura 1.1*:



**Figura 1.1 – Esempi tensionali ricorrenti (“R. Berardi – 2011”)**

Risulta di fondamentale importanza, quindi, conoscere gli stati tensionali naturali ed indotti. Esistono alcuni aspetti non proprio direttamente intuitivi, legati a tale questione:

- Nelle gallerie ad elevata profondità sia la calotta che l'arco rovescio saranno sottoposti alle stesse tensioni iniziali;
- Nella quasi totalità dei casi di studio presenti in letteratura, le tensioni naturali misurate mostrano come la componente orizzontale sia superiore a quella verticale;

Essere ben a conoscenza di tali aspetti influisce sensibilmente le scelte progettuali delle opere da realizzare come gli interventi stabilizzanti o l'installazione di rinforzi.

Sinteticamente possiamo affermare che la componente verticale è causata dal peso degli strati sovrastanti, mentre quella orizzontale dalle azioni sismiche che, peraltro, non sono di facile ed immediata determinazione.

Infine, hanno un aspetto altrettanto rilevante le tensioni indotte dal tipo di opera, le fasi costruttive e realizzative dello scavo e la geometria. (*R. Berardi - 2011*).

## **1.2. BULLONATURA, TECNOLOGIA E SUOI IMPIEGHI**

Lo scopo principale dei supporti nel campo dell'ingegneria geotecnica e mineraria è di far in modo che il terreno o l'ammasso roccioso si autosostenga evitando il crollo.

Bulloni e chiodi rappresentano una delle tipologie di rinforzo tra quelli esistenti ed in generale vengono considerati elementi puntuali per via delle loro caratteristiche intrinseche di trasferimento del carico. Le chiodature, siano esse attive o passive, infatti applicano una forza concentrata e non diffusa come per esempio i rinforzi come i conci in calcestruzzo, le centine in acciaio o le maglie elettrosaldate. I rinforzi puntuali sono stati largamente impiegati sin dai primi tempi per il rinforzo degli scavi sotterranei. Una grande varietà di essi sono stati sviluppati nel corso degli anni col fine di rispondere ai differenti bisogni che si sono riscontrati nel tempo sia nell'ingegneria civile che in quella mineraria.

Andando più nello specifico, i bulloni attivi, *Figura 1.2*, adoperati per le rocce sono generalmente formati da un'asta d'acciaio con un ancoraggio meccanico ad un'estremità e una piastra piatta con un dado nell'altra. Tale meccanismo prevede sempre una tesatura dopo l'installazione. Per applicazioni nel breve termine sono generalmente realizzati senza l'impiego di una malta mentre, nel lungo termine o in rocce in presenza di infiltrazioni di acqua, lo spazio tra il foro e la barra viene riempito con del cemento o con della resina. Tale operazione di riempimento avviene in modo tale che il rinforzo attivo sia più efficace nel lungo termine e contemporaneamente venga preservata la barra da fenomeni corrosivi. Questi, infatti, sarebbero responsabili della riduzione del diametro dell'asta, con conseguenziale decadimento tecnologico e quindi rischio di rottura del rinforzo e crollo del blocco potenzialmente instabile (*E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993*).

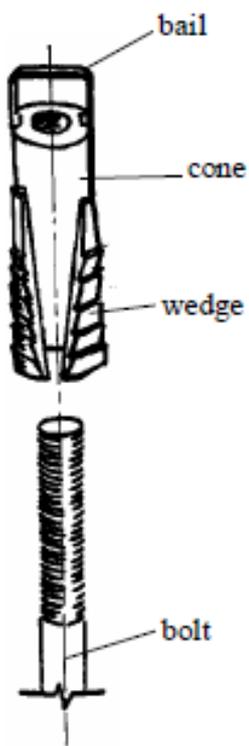


Figura 1.2 – Schema semplificato bullonatura attiva (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993)

Essendo la tesatura un elemento fortemente distintivo, è doveroso prestare attenzione a questo aspetto. Essa si ottiene o tramite l'applicazione di un momento torcente in testa al bullone o applicando direttamente la tensione sul bullone. Quando la tensione applicata è inferiore a 10 tonnellate è sufficiente l'impiego di una chiave dinamometrica o pneumatica, vedi *Figura 1.3*. Diverso è il caso in cui il valore richiesto supera la soglia delle 10 tonnellate: la relazione tra momento torcente, applicato sul dado, e la tensione indotta dallo stesso nell'asta ha un elevato grado di incertezza; inoltre, anche la variazione di tensione lungo il bullone non è trascurabile. Oltre all'errore relativo alla misurazione della torsione, la tensione lungo il bullone può essere influenzata anche dal fenomeno di corrosione e dalla rottura della rondella causata dagli spigoli che costituiscono la testa del dado. La

scelta del materiale di cui è costituita la rondella può influenzare di molto la tensione. Infatti, la scelta di un acciaio temprato o dolce influisce fino ad un fattore pari a 2 sul gradiente di tensione.



**Figura 1.3 – Chiave dinamometrica impiegata per la tesatura sotto le 10 tonnellate (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)**

Alla luce di quanto detto fino ad ora, monitorare tramite una misurazione diretta il tensionamento del bullone e l'effetto sulla rondella risulta indispensabile. Tale procedura di controllo è da effettuarsi su un bullone scelto tra quelli già installati.

Nel caso in cui sia necessario conoscere con maggior accuratezza il valore della tensione o nel caso in cui si superino le 10 tonnellate, il tensionamento idraulico diretto risulta l'approccio migliore ed efficace. Un tipico macchinario idraulico per la tesatura è illustrato nella *Figura 1.4*:



**Figura 1.4 – Tesatura idraulica diretta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)**

I fattori importanti che devono essere presi in considerazione quando si valuta la scelta di un martinetto per la tesatura sono:

- La tensione deve essere applicata in modo diretto così che possa essere misurata senza interferire con il funzionamento del rinforzo attivo;
- Deve essere possibile modificare il carico applicato sul bullone e serrare il dado ad un pre-determinato valore di carico;
- Il carico dovrebbe essere applicato in modo che la separazione possa avvenire solo tra il dado e la superficie della rondella con il quale esso è in contatto diretto;
- La capacità del martinetto deve essere adeguata per consentire di effettuare prove di sfilamento per tutto il sistema di rinforzo.

Lo schema di *Figura 1.5* rappresenta un martinetto che rispecchia esattamente tali caratteristiche. Come si evince dalla figura esiste uno spazio sufficientemente adeguato tra i distanziatori (spacer posts) che consente di inserire la chiave in grado di serrare il dado (nut). Inoltre è altrettanto importante che via sia l'ingombro sufficiente affinché la piastra di contrasto (reaction plate) scarichi adeguatamente su tutta la superficie della rondella sferica (spherical washer) (*E. Hoek, E.T. Brown - 1980*).

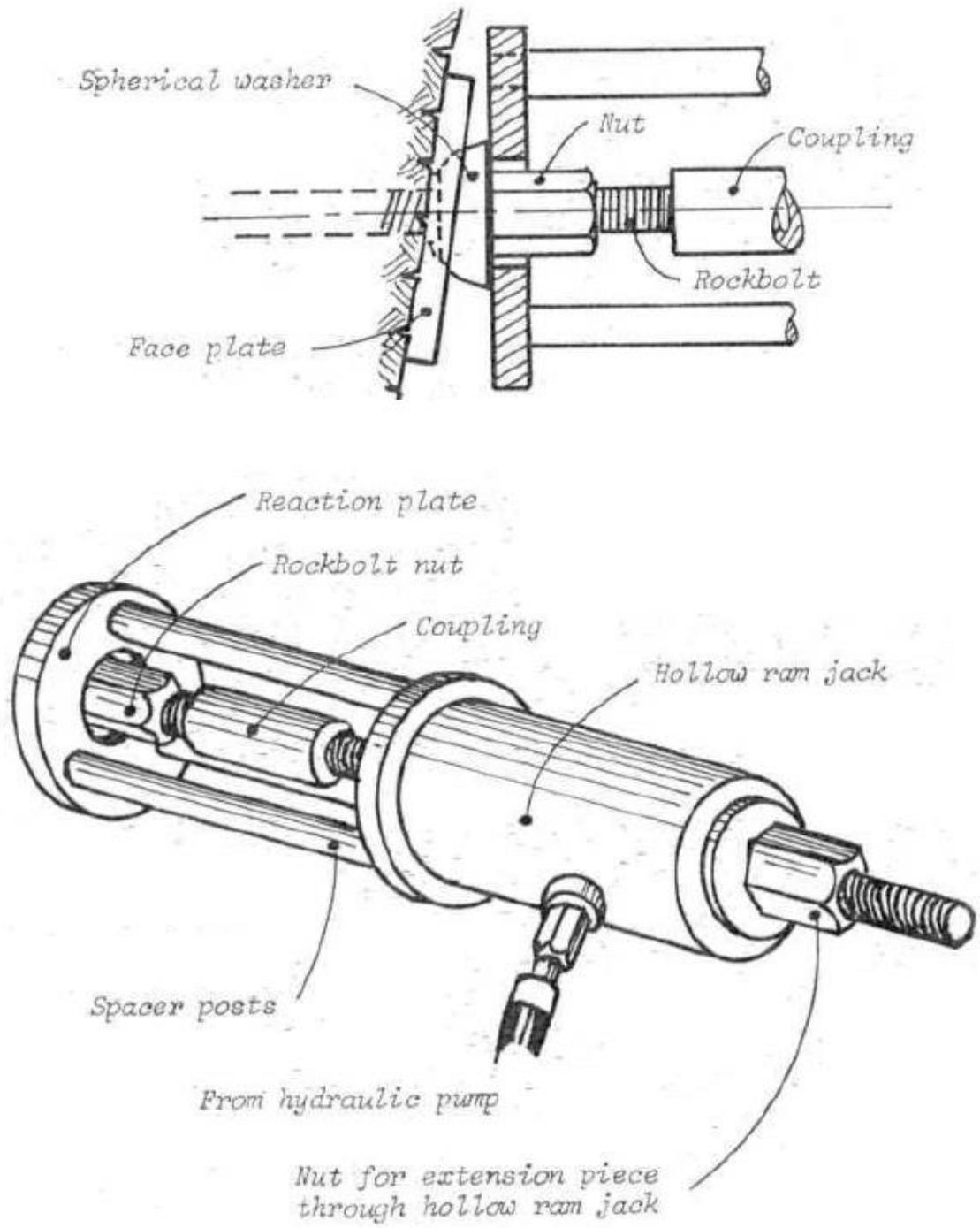
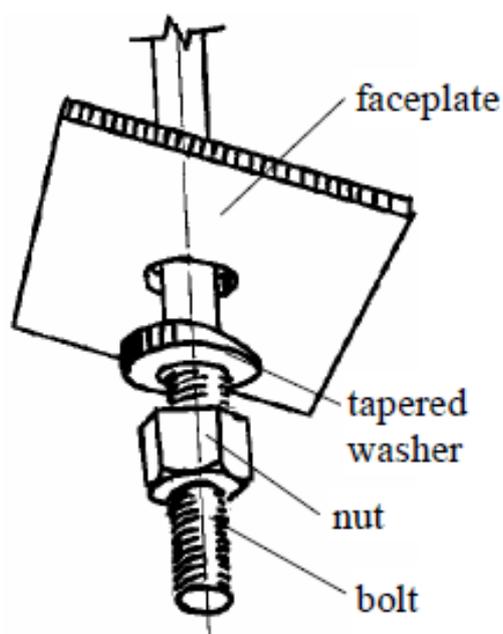


Figura 1.5 – Particolare del martinetto impiegato per la tesatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)

I chiodi passivi detti anche barre di ancoraggio, come mostra la *Figura 1.6*, sono usualmente costituite da barre deformabili in acciaio ammorsate alla roccia tramite una malta. Il tensionamento non è possibile e la forza è generata dal movimento dovuto all'instabilità del blocco. Risulta pertanto indispensabile, ai fini dell'efficacia del supporto, che il supporto vengano installati prima del verificarsi di significativi spostamenti del blocco di roccia potenzialmente instabile e che l'ancoraggio avvenga con la massima cura (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993).



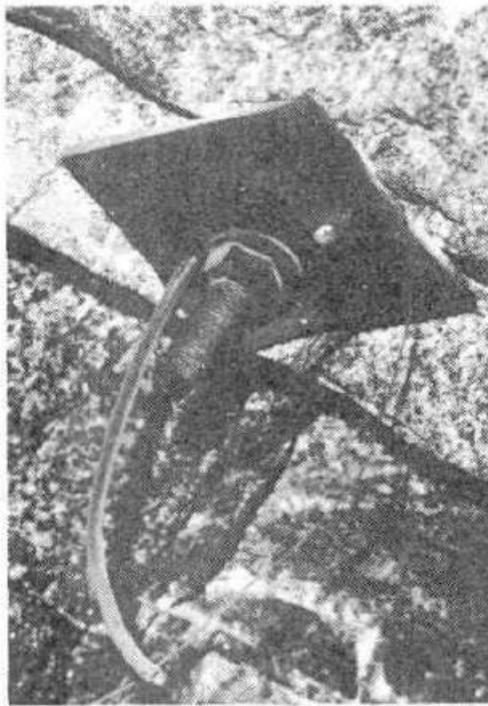
**Figura 1.6 – Schema semplificato chiodatura passiva (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993)**

La fase dell'iniezione della malta cementizia è dunque di fondamentale importanza in entrambe le tipologie, ma ancor di più per la bullonatura passiva visto che non consente un'applicazione della forza puntuale istantanea e diretta contro il blocco.

In generale questa procedura si pone l'obiettivo di assolvere due compiti:

- Ammorsare il bullone alla roccia stabile rendendo il sistema solidale ad essa;
- Proteggere il rinforzo dalla corrosione.

Uno degli step più critici nella fase d'installazione di un bullone che prevede l'iniezione della malta riguarda la sigillatura del colletto del foro, cioè quello visibile lungo il contorno dello scavo. Ai fini di una corretta riuscita di tale procedura è fondamentale la fase di posa della rondella sul colletto e la preparazione di quest'ultimo per consentire una migliore aderenza tra le parti. Ciò significa che la superficie di contatto deve essere la meno scabra possibile per aumentarne il contatto altrimenti si verifica una condizione simile a quella mostrata in *Figura 1.7*.



**Figura 1.7 – Installazione errata di una rondella su una superficie scabra con conseguenziale difficoltà nella fase di sigillatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)**

Quando si verifica tale problematica è possibile risolverla inserendo uno spessore di malta sotto la rondella per facilitare la chiusura del foro oppure utilizzando una guarnizione in gomma con lo stesso scopo se, però, la superficie non è eccessivamente irregolare. Un'altra soluzione possibile prevede l'applicazione di una malta a presa rapida o di un intonaco sulla testa del bullone come illustrato nella *Figura 1.8*:



**Figura 1.8 – Applicazione della malta a presa rapida sulla testa del bullone installato su superficie scabra per ovviare al problema della sigillatura (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)**

Altre precauzioni consistono nel lavaggio del foro con acqua pulita prima che avvenga l'iniezione della malta. La procedura consente di pulire il foro e contestualmente verificare la riuscita della chiusura del colletto. Ulteriori problematiche possono insorgere quando si impiegano dei tubi per l'iniezione della malta che scorrono lungo l'asta del bullone. In questa fase è necessaria molta cura, perché durante l'installazione i tubi possono facilmente subire danni. Il danno può essere risolto rimuovendo il bullone e sostituendo il tubo, alternativamente; se il bullone non può essere rimosso, una nuova cannula può essere inserita, avendo cura di utilizzare un sondino rigido che poi verrà successivamente sfilato per posizionare il nuovo tubo.

Nel corso degli anni sono nate ulteriori soluzioni come la scelta di realizzare una scanalatura lungo l'asta del bullone su cui posizionare la cannula o impiegare dei chiodi a sezione cava. Quest'ultima soluzione è più costosa ma garantisce maggiore affidabilità. Aspetto da non sottovalutare assolutamente e di cui è fondamentale avere il controllo è la pressione di iniezione, che deve rimanere al di sotto di 172 [kPa]. Il valore di guardia viene definito per evitare che una pressione troppo elevata danneggi la roccia su cui si ammorsa il chiodo con conseguenziale decadimento tecnologico.

Infine, il processo di iniezione della malta deve essere prolungato fino a quando questa non fuoriesce sotto forma di flusso continuo dal tubo di ritorno. Tale accorgimento consente di escludere la possibilità che si creino delle bolle di aria e quindi perdita di aderenza (*E. Hoek, E.T. Brown - 1980*).

La *Figura 1.10* illustra entrambe le tipologie di chiodi ossia quelli attivi e passivi, vengono illustrate le tipiche condizioni in cui possono essere utilizzati. Tali casistiche vengono definite in funzione delle differenti tipologie di collasso che si verificano lungo il contorno dello scavo, nello specifico in calotta e in parete come mostra la *Figura 1.9*, e in accoppiamento o meno con le altre tipologie di rinforzo come maglia elettrosaldata o calcestruzzo spruzzato.

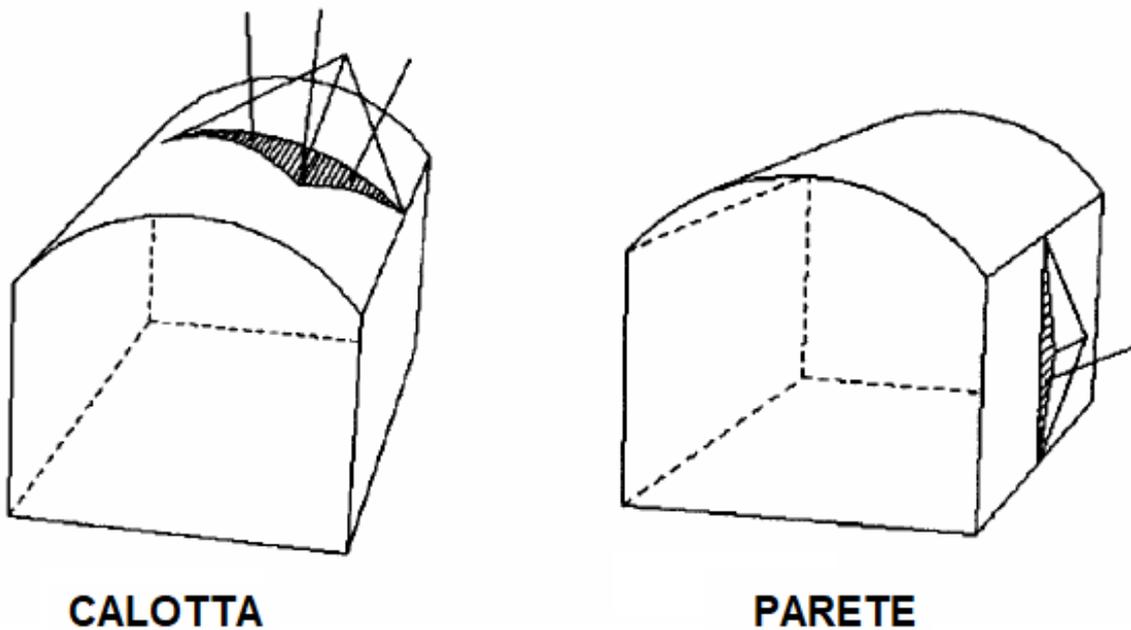


Figura 1.9 – Blocco instabile in calotta e in parete (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993)

In base ai differenti gradi di fratturazione dell'ammasso, dal meno discontinuo al più discontinuo, è possibile fare la distinzione tra campo tensionale debole e forte. La questione essenziale è che tali supporti devono essere progettati per resistere alle deformazioni indotte dalla variazione del campo tensionale generato dallo scavo lungo il contorno dello stesso (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993).

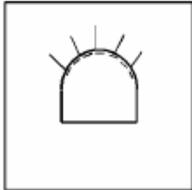
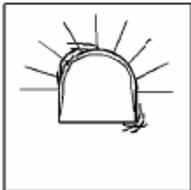
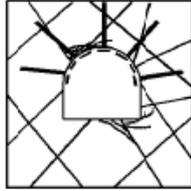
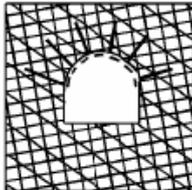
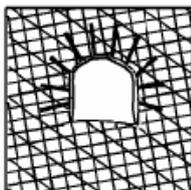
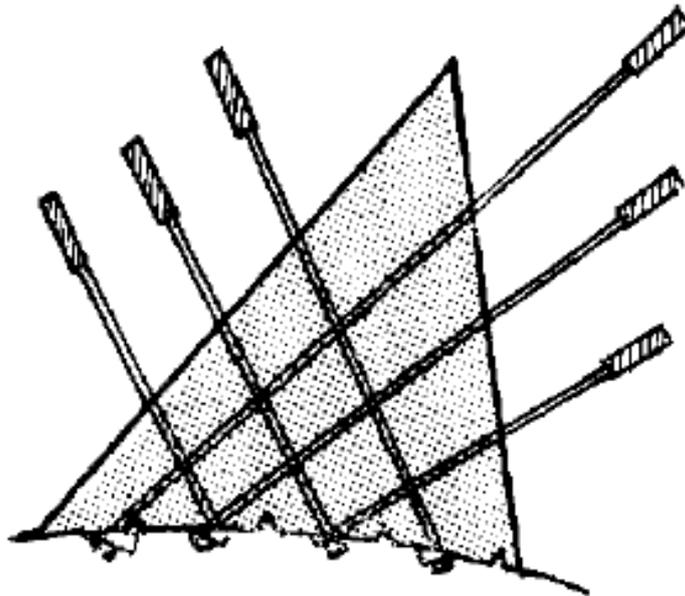
	Low stress levels	High stress levels
Massive rock	 <p>Massive rock subjected to low in situ stress levels. No support or 'safety bolts' or dowels and mesh.</p>	 <p>Massive rock subjected to high in situ stress levels. Pattern rockbolts or dowels with mesh or shotcrete to inhibit fracturing and to keep broken rock in place.</p>
Jointed rock	 <p>Massive rock with relatively few discontinuities subjected to low in situ stress conditions. 'Spot' bolts located to prevent failure of individual blocks and wedges. Bolts must be tensioned.</p>	 <p>Massive rock with relatively few discontinuities subjected to high in situ stress conditions. Heavy bolts or dowels, inclined to cross rock structure, with mesh or steel fibre reinforced shotcrete on roof and side-walls.</p>
Heavily jointed rock	 <p>Heavily jointed rock subjected to low in situ stress conditions. Light pattern bolts with mesh and/or shotcrete will control raveling of near surface rock pieces.</p>	 <p>Heavily jointed rock subjected to high in situ stress conditions. Heavy rockbolt or dowel pattern with steel fibre reinforced shotcrete. In extreme cases, steel sets with sliding joints may be required. Invert struts or concrete floor slabs may be required to control floor heave.</p>

Figura 1.10 – Applicazioni tipiche per le chiodature attive e passive per differenti tipi di crollo (E. Hoek, P.K. Kaiser, W. F. Bawden - 1993)

La *Figura 1.11* rappresenta il caso di blocchi o cunei liberi di cadere dalla calotta, caso che solitamente si verifica in presenza di ammassi rocciosi che si trovano a profondità superficiale. La deformazione indotta dalle tensioni *in situ* potrebbe essere insignificante se paragonata a quella strettamente connessa al peso proprio del blocco.



**Figura 1.11 – Impiego dei bulloni o cavi per l'ammorsamento di un cuneo libero di cadere dalla calotta di uno scavo sotterraneo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)**

In questo caso, il problema principale è determinarne il peso in funzione del quale si progetta il rinforzo. Una delle prime soluzioni, riguardanti questa casistica, ci viene proposta da Terzaghi e ricade nella scelta dei chiodi passivi, la cui resistenza è mobilitata proporzionalmente al vettore spostamento della roccia instabile.

Tale scelta risulta meno conveniente e limitante nei tunnel profondi dove il peso gioca un ruolo marginale e il campo tensionale variazionale è il fenomeno più importante. In generale, in calotta, il crollo avviene per effetto del proprio stesso peso, per questo motivo i cunei si muovono indipendentemente dalla roccia circostante. Tali blocchi generano dei carichi concentrati o eccentrici responsabili dell'innescio del cinematismo, esempi tipici sono mostrati in *Figura 1.12*, e vengono arginati al meglio con tale tipologia di supporti. Come si nota dalla *Figura 1.11*, l'installazione avviene su entrambi i piani che delimitano il cuneo, cercando di garantire quanto più possibile l'ortogonalità tra asta e piano di scorrimento.

Inoltre, l'esperienza progettuale accumulata nel corso degli anni sottolinea l'importanza del non sottovalutare alcuni aspetti, quali:

- La lunghezza dell'asta deve essere stabilita in modo che l'ancoraggio avvenga in un'area ben al di là del contorno tra blocco instabile e ammasso roccioso;
- La resistenza del rinforzo è tempo dipendente: non si può non considerare il naturale decadimento tecnologico legato alla corrosione o alla fessurazione del bulbo di ancoraggio;
- Nel caso di ammasso altamente fratturato, occorre tener presente il fenomeno dello sfilamento di alcuni frammenti di roccia appartenente al blocco stesso. Per ovviare a questo problema si consiglia che il valore d'interasse dei rinforzi non sia maggiore di tre volte la spaziatura delle discontinuità (*E. Hoek, E. T. Brown - 1980*).

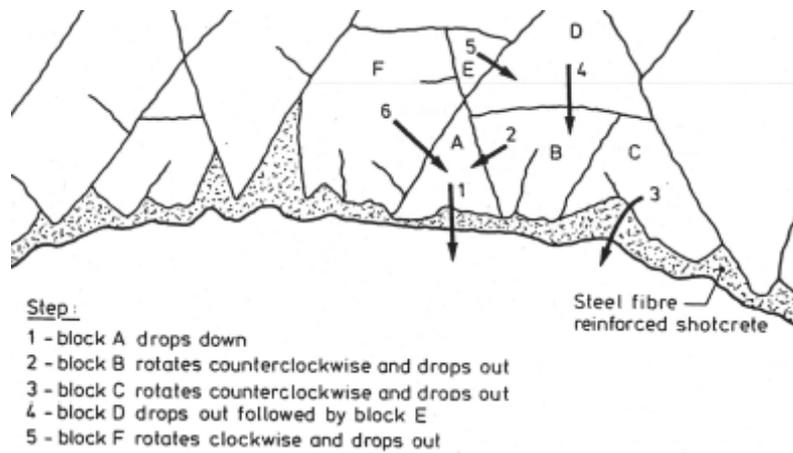


Figura 1.12 – Inneschi cinematici dovuti all'eccentricità o meno del carico (Pauli Syrjänen - 1997).

Una casistica molto simile è rappresentata dai cunei o blocchi liberi di scivolare su un singolo piano in calotta, lungo i piedritti o in una posizione intermedia tra i due, vedi *Figura 1.13*:

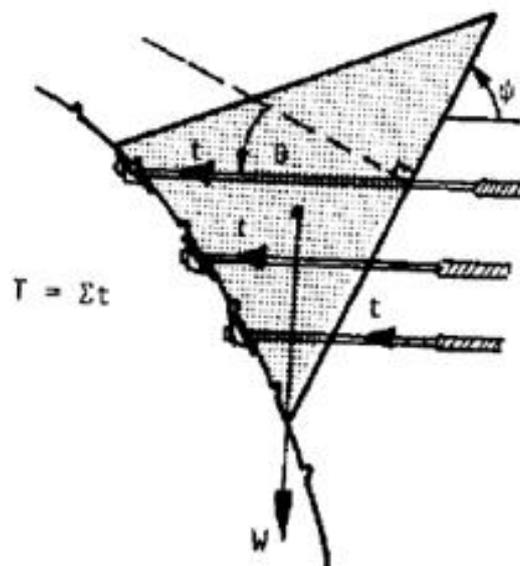
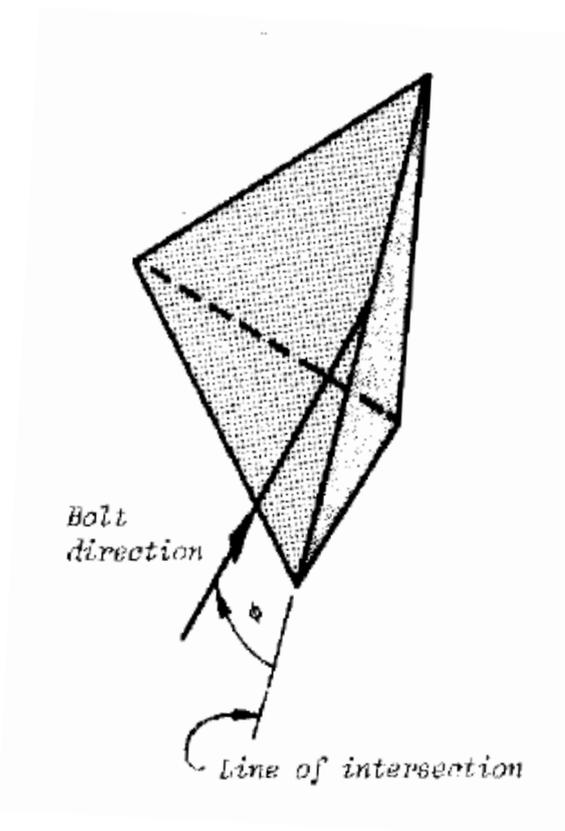


Figura 1.13 – Bullonatura per stabilizzare un cuneo libero di scivolare su di un singolo piano (E. Hoek, E.T. Brown - 1980)

Questa condizione, molto simile alla precedente, si distingue essenzialmente per l'impossibilità di non tenere in considerazione l'attrito che si sviluppa lungo il piano di scivolamento. Nel calcolare la forza da applicare al rinforzo si dovrà quindi necessariamente tenere in considerazione l'attrito. Ancora una volta, l'impiego di bulloni o chiodi risulta più efficace rispetto a rinforzi in acciaio (centine) o calcestruzzo (conci). Si noti come, in questo caso, i supporti vengano installati solo su un singolo piano intersecandolo, e non su entrambi, come in precedenza. Questo accade proprio in virtù dell'attrito che, sviluppandosi su di un piano preferenziale, rende l'installazione su entrambe le superfici non solo più dispendioso, ma anche poco efficiente ai fini della stabilità.

Esiste una variante del precedente caso, come mostra la *Figura 1.14* dove, lo scivolamento non avviene su un singolo piano, ma lungo la linea d'intersezione di due piani distinti.



**Figura 1.14 – Direzione di installazione del bullone per un cuneo libero di scivolare lungo la linea di intersezione generata da i due piani di scorrimento (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).**

In questo caso l'approccio prevede che si approssimi il caso a quello precedente a meno che l'entità del blocco è tale da motivarne uno studio particolareggiato e ipotizzando risorse economiche sufficienti (*E. Hoek, E.T. Brown – 1980*).

### **1.3. FASI OPERATIVE DI SCAVO**

Effettuata una panoramica sui differenti blocchi che possono formarsi lungo il contorno delle gallerie e accennati i differenti approcci, si procede esplicitando la fase operativa di scavo vera e propria con le relative fasi costituenti.

La *Figura 1.15* schematizza una sequenza di scavo tradizionale. Essa consta di due parti. La prima è relativa ai supporti temporanei ed è caratterizzata da due step di scavo: perforazione e/o esplosivi (drill, blast). Si procede al martellamento (scale) per ripulire il contorno dai frammenti di roccia di media e piccole dimensioni che sono in condizioni di incipiente distacco. Segue poi la fase di ripulitura dei detriti presenti (muck) e infine l'installazione dei chiodi come supporto temporaneo (temporary support installation). Una volta che il fronte di scavo è sufficientemente lontano, da permettere gli spazi di manovra, nella seconda fase della sequenza di scavo si procede con l'installazione dei supporti definitivi come le centine in acciaio o i conci in calcestruzzo. Le due fasi vengono pertanto eseguite in successione e da due squadre differenti, ciò accade essenzialmente per evitare che possano intralciarsi tra di loro (*E. Hoek, E.T. Brown – 1980*).

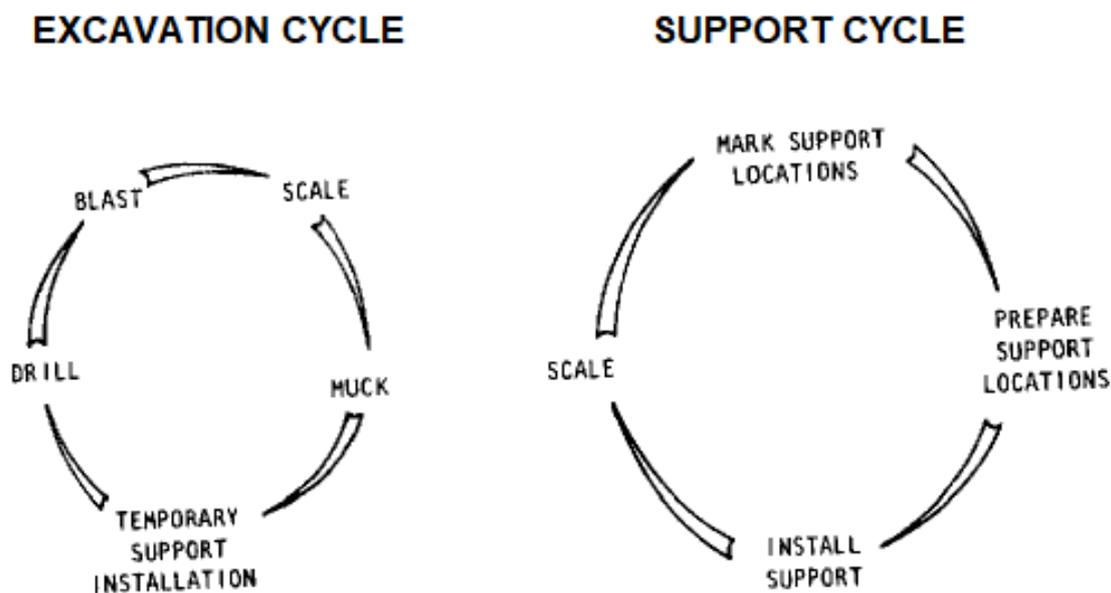


Figura 1.15 – Cicli d'installazione del supporto temporaneo (excavation cycle) e di quello primario (support cycle) (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

Differente è l'approccio che prevede la chiodatura come sistema di supporto definitivo. Questa procedura illustrata in *Figura 1.16* nasce dall'esigenza di ottimizzare i costi e l'efficienza in fase di scavo. In questo caso il lavoro è svolto da due squadre che, lavorando in maniera coesa, costituiscono un ciclo integrato. In pratica la prima squadra si occupa dello scavo, come nel caso precedente, fino alla realizzazione dei fori definitivi per l'inserimento dei bulloni. La seconda squadra, invece, installa ed effettua la tesatura e segue di pari passo l'avanzamento della prima squadra. Ad una data distanza dal fronte, si procede con il secondo ciclo che prevede un'ulteriore tesatura dei chiodi (se necessario), l'installazione della maglia elettrosaldata, la copertura con calcestruzzo spruzzato e, infine, l'iniezione della malta nel supporto, creando il bulbo di aderenza che potrà essere parziale o totale. Quest'ultima soluzione viene spesso impiegata in condizioni di filtrazione e presenza di acqua per proteggere l'asta da fenomeni di corrosione (E. Hoek, E.T. Brown – 1980).

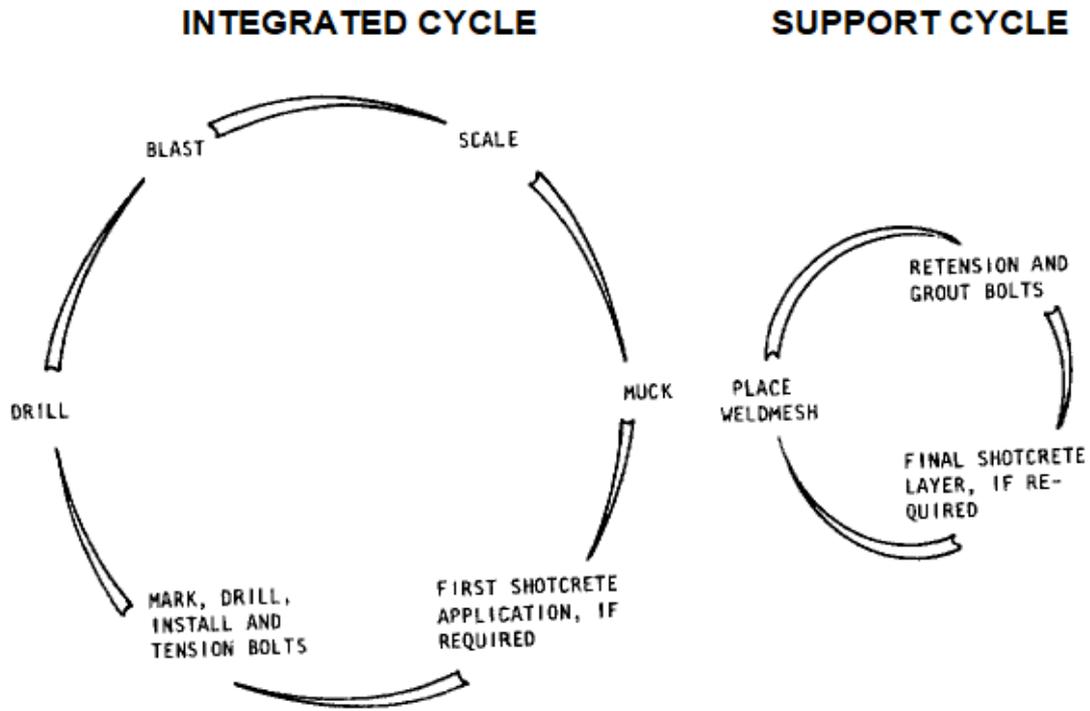


Figura 1.16 – Fasi operative relative all'installazione dei chiodi come supporto definitivo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

## 2. BLOCCHI DI ROCCIA POTENZIALMENTE INSTABILI PER SCIVOLAMENTO SULLE PARETI DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE

### 2.1. INTRODUZIONE

La Geotecnica, è uno dei rami dell'ingegneria, si propone come ponte tra differenti settori come quello Civile, quello Edile e quello Ambientale. Il motivo è strettamente connesso alla sua natura, cioè lo studio e la valutazione della risposta del suolo, sia esso terra sciolta o roccia. Pertanto, negli ultimi anni è diventata oggetto di attenzione da parte dei progettisti; soprattutto in campo civile ed edile, dove si è sempre data priorità al *cosa* si costruisce, piuttosto che al *dove*. (M. Barla - 2010).

Lo schema di *Figura 2.1* rappresenta come la Geotecnica si sia ritagliata un ruolo da collante tra le varie discipline, migliorandone le capacità progettuali e, conseguenzialmente, l'affidabilità e la durabilità delle opere ne hanno giovato. Il principale obiettivo della Geotecnica è quello di trovare soluzioni a problematiche quali (G. Barla - 2001):

- Corretto impiego di suolo e sottosuolo e, più in generale, soluzioni relative alla stabilizzazione del territorio;
- Vincolare in modo corretto le opere al suolo e al sottosuolo;
- L'utilizzo di rocce e terreni come materiali da costruzioni.

A tal proposito, più nello specifico, si definisce *Meccanica delle rocce* quella scienza, sia teorica che applicata, riguardante il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi e delle rocce, determinandone la risposta in presenza di campi sollecitanti naturali.

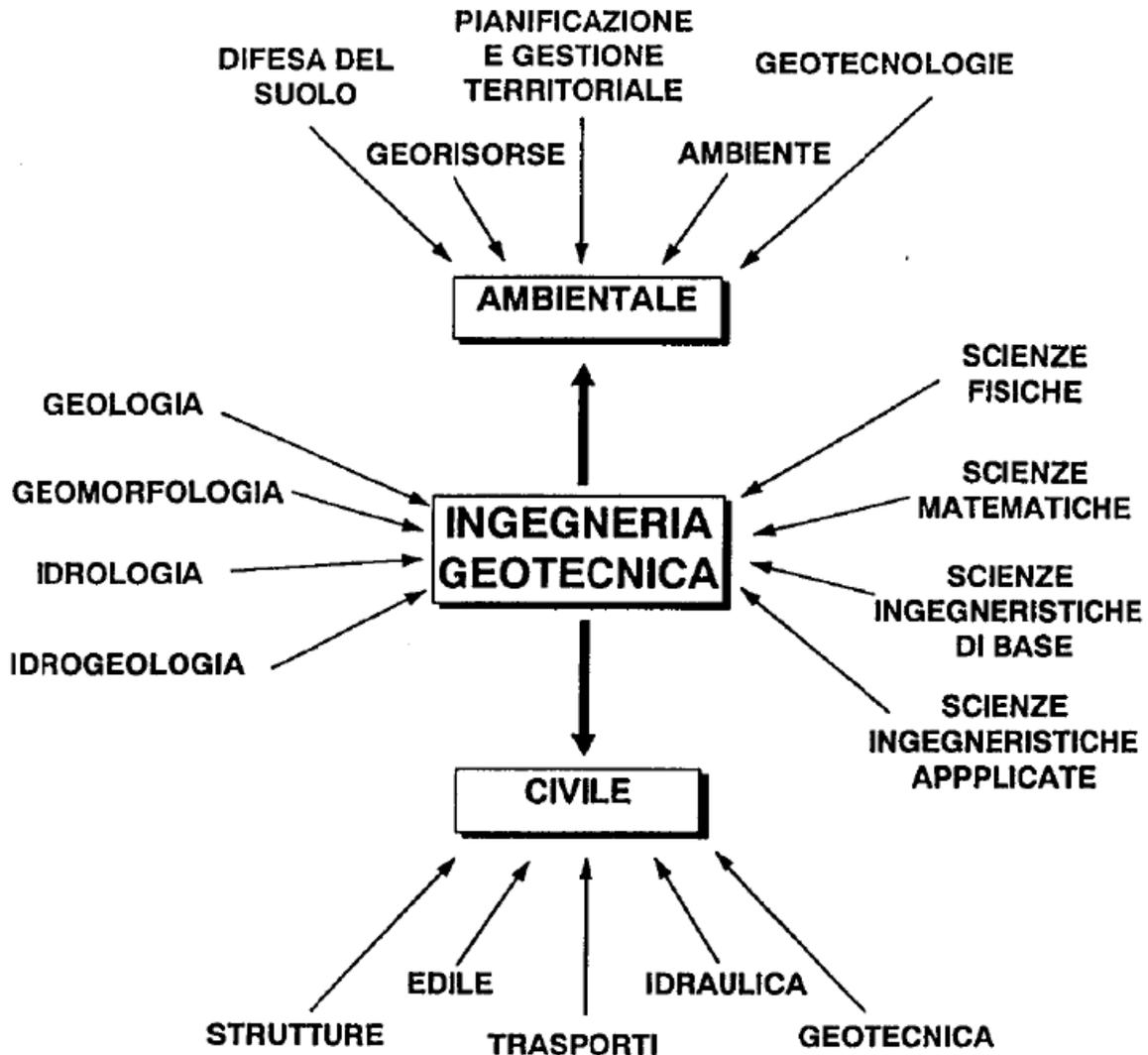


Figura 2.1 – Ruolo della geotecnica nell'ambito dell'Ingegneria Civile ed Ambientale (G. Barla - 2001).

*L'ingegneria delle rocce*, invece, è atta a valutare la medesima risposta, ma come conseguenza di un'avvenuta costruzione. I campi di studio principali vertono sulle analisi progettuali relative a gallerie, grandi opere sotterranee, pendii e fronti di scavo, oltre alle strutture o parti di esse che sono vincolate al sottosuolo o al suolo (G. Barla - 2001).

Lo studio svolto pone il focus sull'interazione tra roccia e rinforzi in galleria, nello specifico, si analizza la chiodatura passiva e la sua capacità stabilizzante nei confronti di blocchi instabili evitandone il crollo come evidenziato dalla *Figura* sottostante:

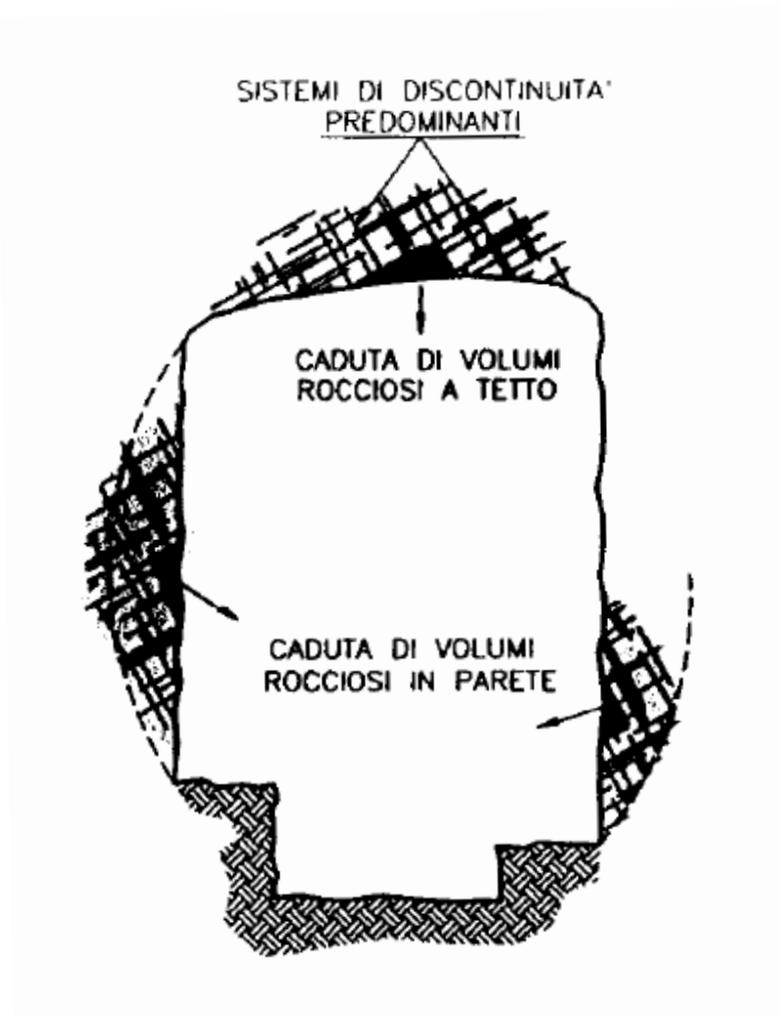
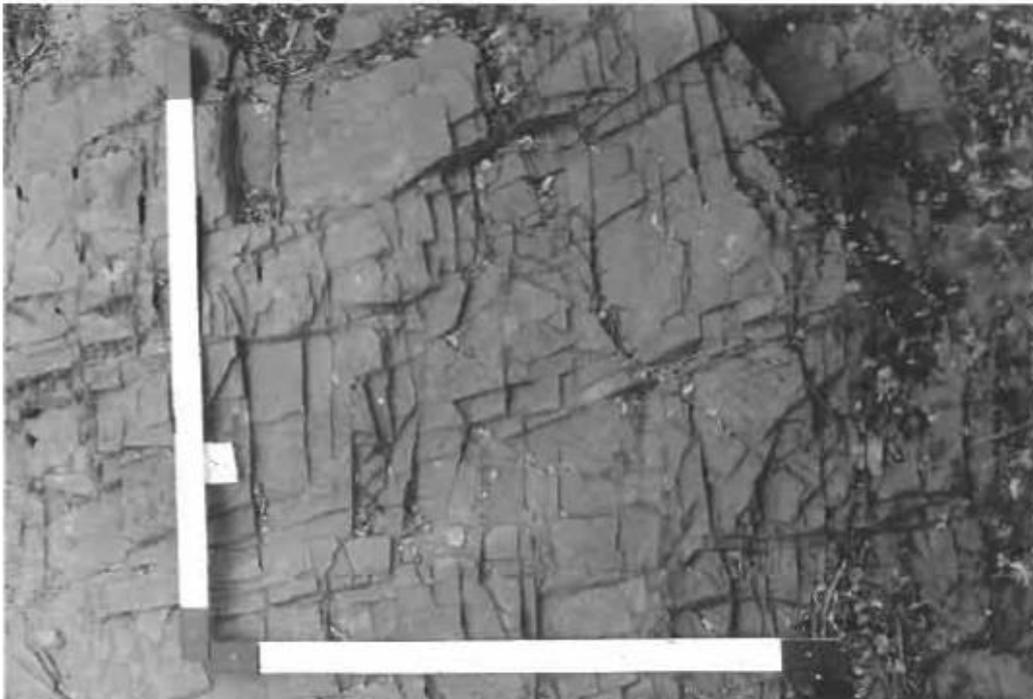


Figura 2.2 – Esempio di blocchi instabili lungo il contorno di uno scavo sotterraneo (G. Barla - 2001).

Pertanto, è doveroso, ai fini di una comprensione generale del fenomeno, dare una serie di definizioni rigorose (G. Barla - 2001):

- *Ammasso roccioso*: elemento costituito da volumi rocciosi più piccoli e separati da discontinuità, esse rappresentano piani e/o superfici di debolezza, spesso in presenza di un materiale di riempimento, vedi *Figure 2.3, 2.4, 2.5*:



**Figura 2.3 – Esempio di ammasso roccioso discontinuo (J.A. Hudson & J. P. Harrison - 1997).**



**Figura 2.4 – Esempio di ammasso roccioso discontinuo (J.A. Hudson & J. P. Harrison - 1997).**

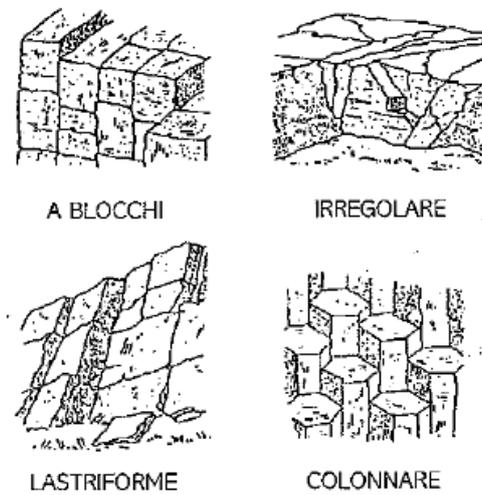


Figura 2.5 – Ricorrenti strutture degli ammassi rocciosi (Marco Barla - 2010).

- *Roccia intatta*: campione rappresentativo appartenente ad un volume elementare dell'ammasso. Le proprietà meccaniche in termini di resistenza sono superiori in quanto non attraversata dalle discontinuità, vedi *Figure 2.6 e 2.7*

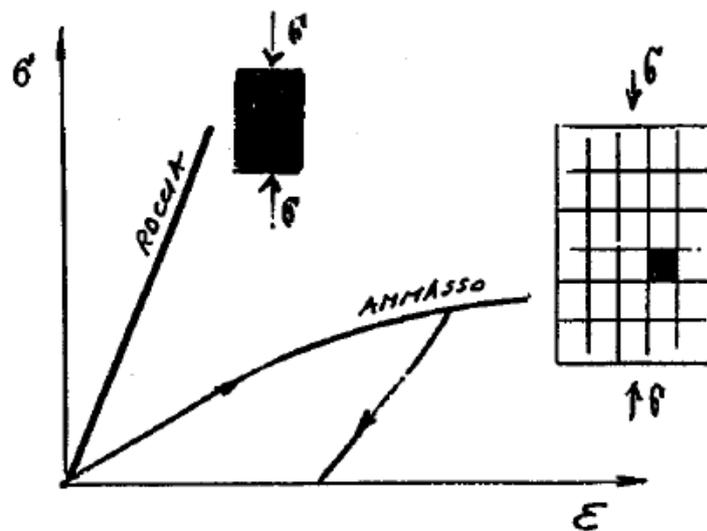


Figura 2.6 – Confronto proprietà meccaniche tra roccia intatta e ammasso roccioso (G. Barla – 2001).

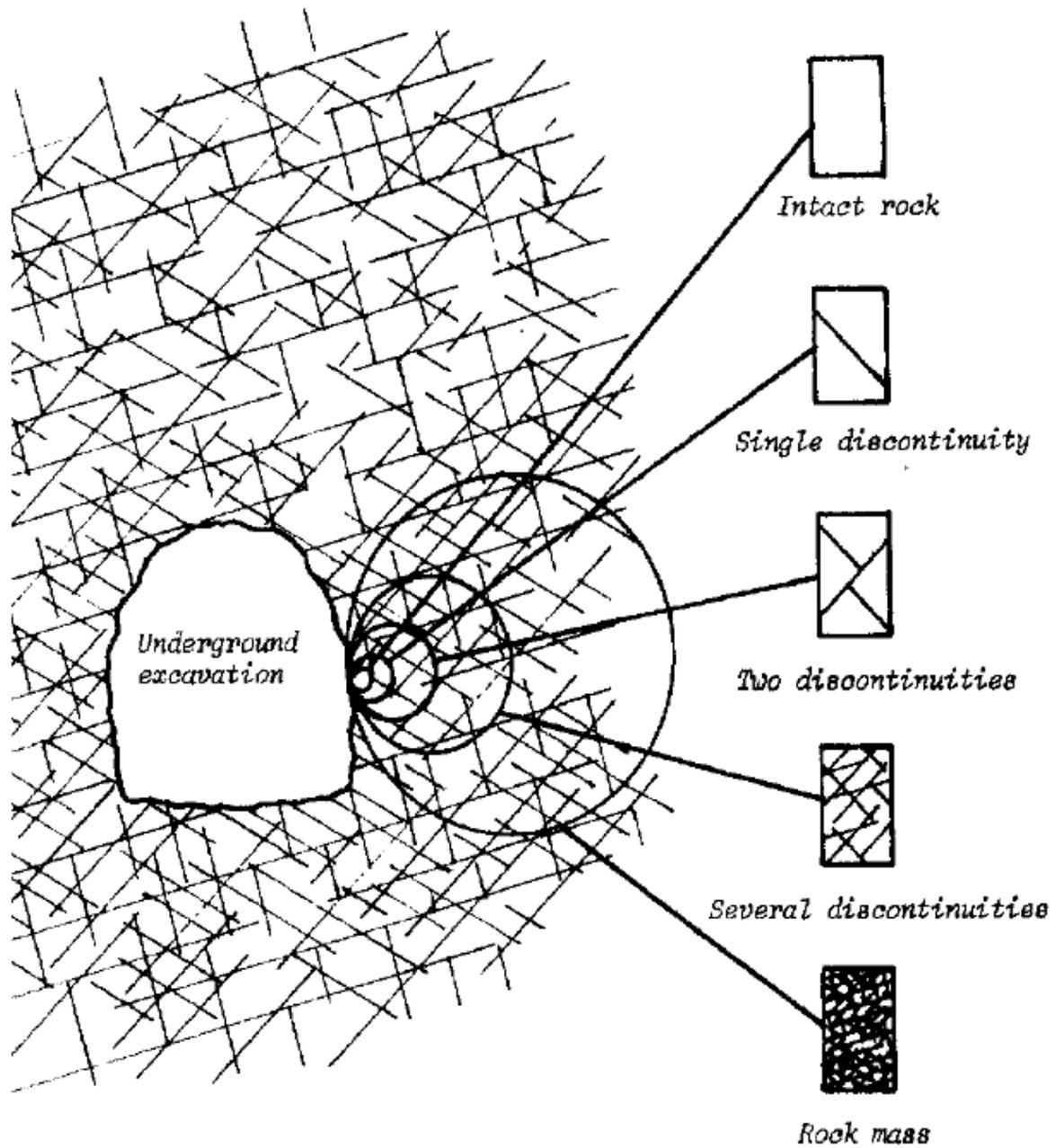


Figura 2.7 – Schema idealizzato sulla transizione da roccia intatta ad ammasso roccioso altamente fratturato con incremento della dimensione del campione di riferimento (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

- *Discontinuità*: piani o superfici di debolezza presenti all'interno dell'ammasso roccioso che, come conseguenza, lo suddividono in unità distinte dette volumi rocciosi unitari. Si classificano in base a differenti proprietà rappresentate schematicamente in *Figura 2.8*:

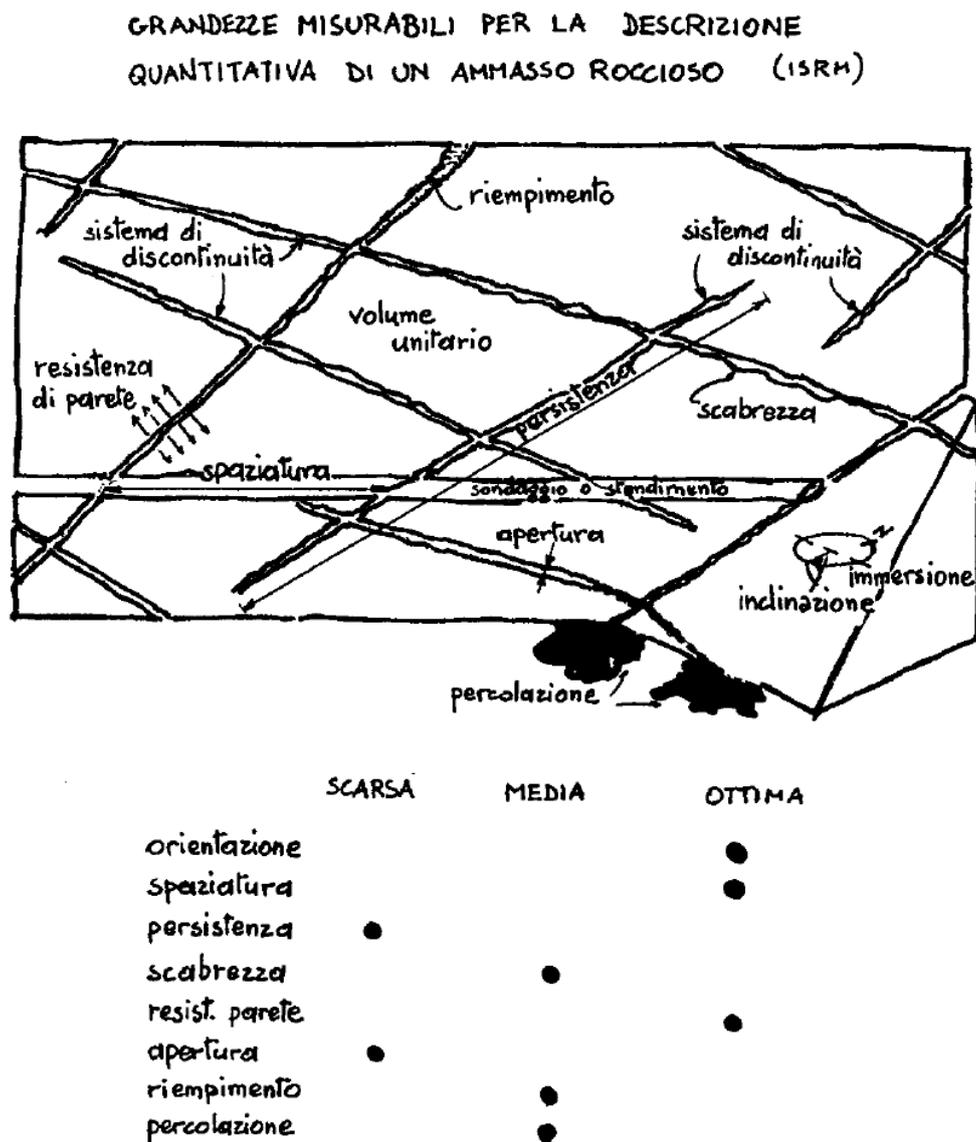


Figura 2.8 – Principali proprietà delle discontinuità di un ammasso roccioso (G. Barla - 2001).

## 2.2. MODALITÀ DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN SOTTERRANEO

Alla luce di quanto detto *l'Ingegneria e la Meccanica delle Rocce* si combinano insieme per fini realizzativi. Il processo progettuale consta di una serie di passaggi, come si evince dalla *Figura 2.9* (M. Barla – 2010):

- *Caratteristiche dell'ammasso roccioso* oggetto di studio in riferimento alla roccia intatta e alle discontinuità;
- *Modello geotecnico* di riferimento ai fini della valutazione del campo tenso-deformativo e aspetti idraulici;
- *Analisi progettuali* mediante vari metodi di natura differente sviluppati nel corso degli anni.

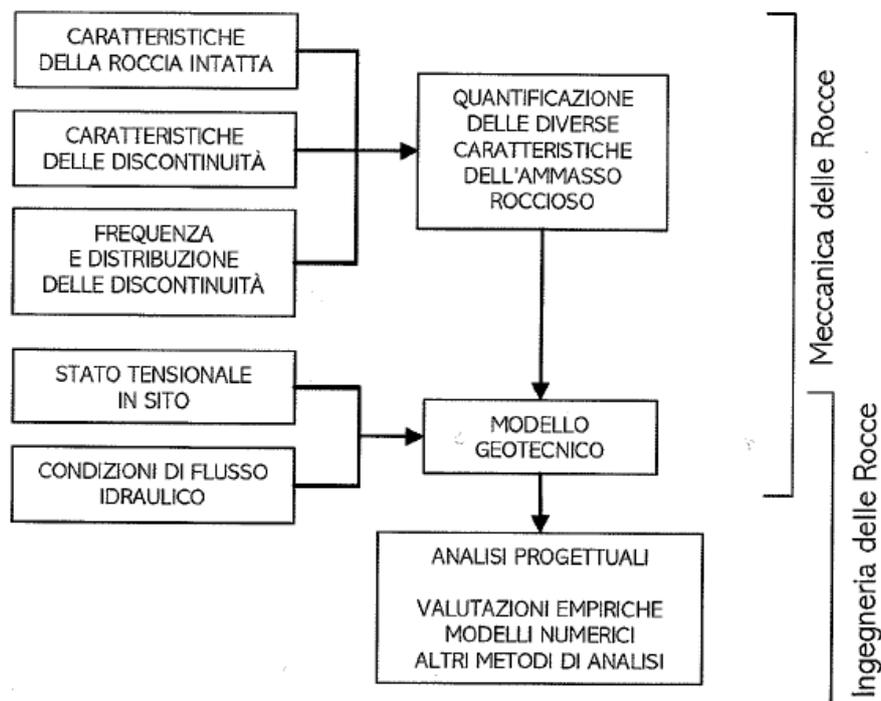


Figura 2.9 – Schematizzazione del processo progettuale (M. Barla - 2010).

Tra i differenti metodi per il calcolo di strutture *in* roccia e *su* roccia identifichiamo essenzialmente due grandi famiglie (G. Barla – 2001), di cui segue una breve spiegazione:

- L'analisi progettuale: caratterizzata da svariati approcci, la scelta è in funzione del tipo di opera, della sua importanza, del rapporto costi/benefici e dei tempi di realizzazione. Tra i principali si ricordano i *metodi empirici*, il *metodo dell'equilibrio limite (LEM)* ed il *metodo delle tensioni*
- Metodo osservazionale: nasce nel 1969 grazie al *Prof.re Peck* ed è prevista dalle attuali norme tecniche sulle costruzioni. Ha una natura profondamente differente dalla casistica precedente.

### 2.2.1. L'ANALISI PROGETTUALE

L'analisi progettuale può essere affrontata tramite tre differenti metodi (G. Barla – 2001):

- *Metodo empirico*;
- *Metodo dell'equilibrio limite*;
- *Metodo delle tensioni*.

Il Metodo empirico essenzialmente si basa sulle esperienze pregresse inerenti le costruzioni di strutture similari. Storicamente sono metodi adoperati per la realizzazione di gallerie e trovano il loro maggior impiego in ambito minerario. Due tra i metodi più utilizzati sono la classificazione *RMR* e l'indice *Q*. In generale sono caratterizzati da diagrammi o abachi settati in funzione della qualità dell'ammasso roccioso e della geometria dello scavo e restituiscono appunto, sulla base di una rac-

colta copiosa di casi di studio, delle indicazioni progettuali quali, per esempio, il rinforzo da adoperare. Ovviamente, essendo un metodo di natura empirica è consigliabile sempre fare una verifica tramite metodi più accurati, come gli altri due, basati su informazioni relative al caso in esame e non soltanto similari.

Metodo dell'equilibrio limite meglio noto con l'acronimo *LEM (limit equilibrium method)* è un approccio risolutivo che negli anni ha avuto molto seguito, poiché restituisce ottimi risultati con un buon rapporto tra affidabilità e facilità di applicazione del metodo. È fondato essenzialmente sulla definizione dell'equilibrio statico globale, sulla base del quale si esplicita un fattore di sicurezza relativo al caso di studio e si verifica con un fattore limite. Tale valore di guardia viene stabilito a seconda del fenomeno oggetto di verifica.

Il Metodo delle tensioni sicuramente rappresenta la via di calcolo più complessa ma, allo stesso tempo, è anche la più completa poiché offre l'opportunità di poter valutare e considerare differenti condizioni. Dovrebbe di norma essere impiegato ogni qual volta l'opera da realizzare sia di una certa importanza e pertanto il budget disponibile è sufficiente per giustificare l'impiego di tale metodo così oneroso.

Effettivamente vari criteri seguono questo approccio, criteri che si possono sinteticamente distinguere in:

- *Metodi analitici* (Teoria dell'elasticità, viscoelasticità ed elastoplasticità);
- *Metodi sperimentali* (Fotoelasticità piana e tridimensionale, Modelli analogici e equivalenti);
- *Metodi numerici* (Metodo delle differenze finite, dell'equazioni integrali e degli elementi finiti);

In generale, il metodo procede determinando il campo sollecitante e quello deformativo della struttura (dovuti ad una variazione tensionale indotta, per esempio l'opera di scavo da parte dell'uomo),

e confrontandoli con le caratteristiche di deformabilità e resistenza dell'ammasso roccioso di riferimento, si riesce ad individuarne così il comportamento.

### **2.2.2. METODO OSSERVAZIONALE**

Formulato da *Peck* nel 1969 è costituito essenzialmente dai seguenti punti (*M. Barla* – 2010):

1. Fissare delle grandezze che siano rappresentative del sistema struttura-terreno e determinarne dei valori limite di guardia oltre i quali i risultati ottenuti sono da considerarsi inaccettabili;
2. Comprovare le scelte fatte in riferimento ai valori limite precedentemente definiti;
3. Definire, a scopo cautelativo, ulteriori soluzioni alternative con relative valutazioni costi/benefici;
4. Stabilire un sistema di monitoraggio continuo tra i valori reali e quelli limite di modo che, raggiunti i valori di guardia, si possa intervenire attuando una delle soluzioni definite precedentemente in maniera provvidenziale.

Dei quattro punti appena descritti, sicuramente, l'ultimo costituisce il cuore di questo metodo, poiché monitora le eventuali discrepanze tra il modello ipotizzato e il sistema reale in modo rigoroso. Tali precauzioni vengono effettuate sia in fase costruttiva, costituendo un vero e proprio campanello di allarme e garantendo la piena riuscita dell'opera, sia in condizioni di esercizio. Questo avviene per garantire che la struttura svolga la funzione per cui è stata realizzata, mantenendo gli standard di sicurezza pattuiti, ma anche segnalare la necessità di un intervento manutentorio di tipo straordinario.

La realizzazione di un piano siffatto prevede, inevitabilmente, la scelta della strumentazione da impiegare e la definizione delle grandezze di riferimento da monitorare, come:

- variazioni delle pressioni neutre per terreno e/o roccia (piezometro a circuito idraulico chiuso o elettrici);
- deformazioni e spostamenti sia strutturali che naturali (stazione totale, laser scanner, GPS, fessurimetro, inclinometro);
- tensioni indotte sull'opera realizzata sia su elementi strutturali che portati (celle di carico e celle di pressione).

### **2.3. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE (*LEM*) NELLA VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEI BLOCCHI**

Il *LEM* (*limit equilibrium method*) può essere facilmente impiegato, con i dovuti accorgimenti, in diverse casistiche di scavo. In generale si procede secondo il seguente iter (*G. Barla* - 2001):

1. Si ipotizza a priori una superficie potenziale di scorrimento di cui viene definita la geometria. Questa assunzione parte dalla raccolta delle proprietà relative sia all'ammasso roccioso che alle discontinuità presenti;
2. Si calcola l'equilibrio statico globale dell'area racchiusa tra la superficie libera e il piano di scivolamento ipotizzato al punto 1, come mostra la Figura 2.10:

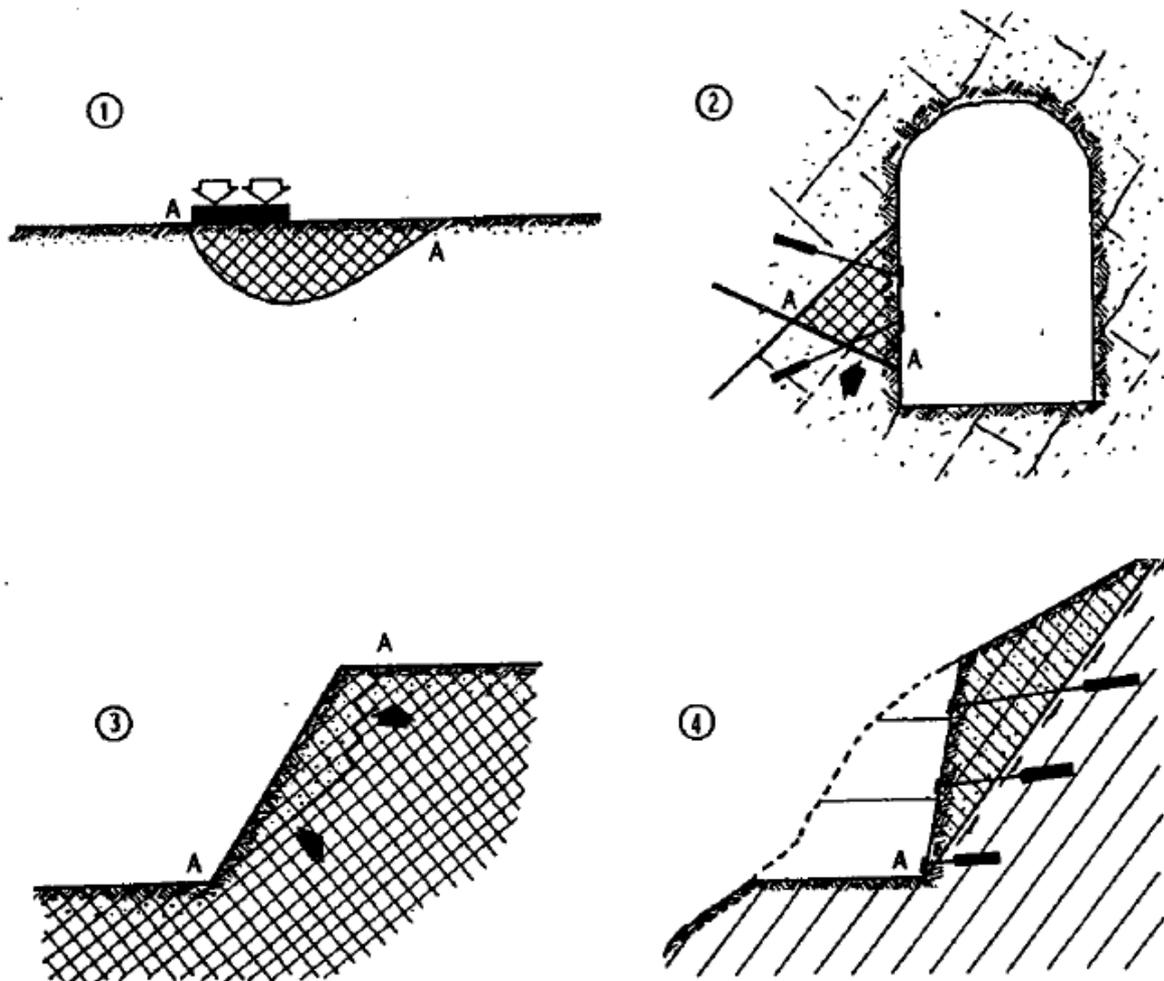


Figura 2.10 – Esempi differenti di superfici di scorrimento nel metodo LEM – 1) Fondazione; 2) Scavo sotterraneo; 3) Pendio; 4) Scavo (G. Barla - 2001).

3. Definizione delle *forze attive* (forza peso, carico idraulico, carico statico, forza statica equivalente);
4. Definizione delle *forze resistenti* (resistenza al taglio o forze esterne);

5. Valutazione del fattore di sicurezza,  $F_s$ ;
6. Confronto con il valore ammissibile,  $F_{s,lim}$ .

Fulcro del criterio è la determinazione del fattore di sicurezza, pertanto è di fondamentale importanza una corretta valutazione dello stesso. Identificare, quindi, in modo opportuno sia le forze attive che resistenti è di basilare importanza. Immaginando di valutare un sistema costituito da un piano inclinato ed un blocco di roccia indipendente, come quello mostrato nella *Figura 2.11*:

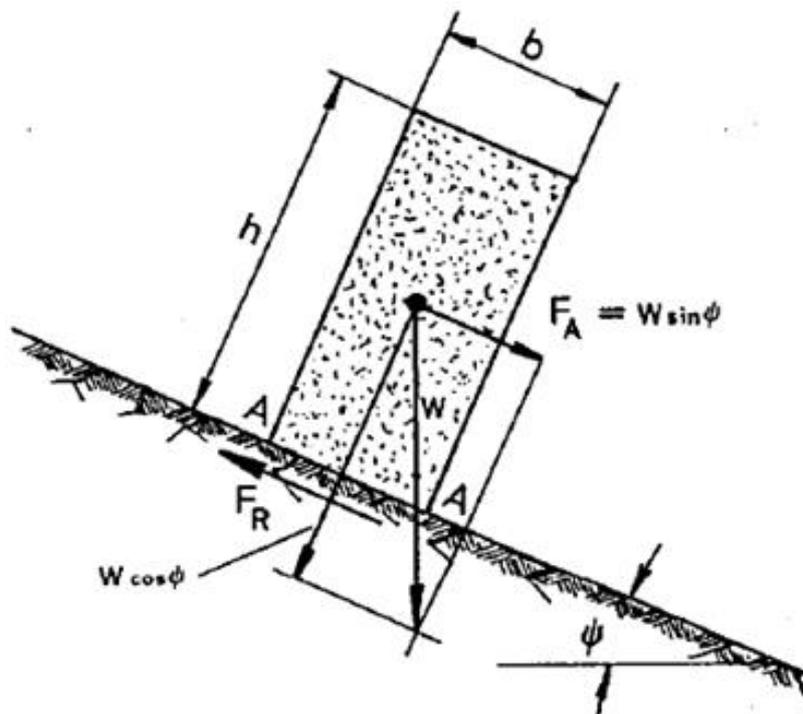


Figura 2.11 – Sistema ipotizzato per la valutazione della *Forza Attiva e Resistente* nel metodo *LEM* (G. Barla - 2001).

si può definire la *Forza Attiva* come:

$$F_A = W \cdot \sin \psi \quad (1)$$

dove:

- $\psi$  angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale;
- $W$  forza peso agente sul blocco;
- $F_A$  forza attiva che può generare lo scivolamento.

In riferimento alla stessa figura, possiamo definire anche la *Forza Resistente*, cioè quella che si oppone al cinematismo come:

$$F_R = cA + (W \cdot \cos \psi) \cdot \tan \phi \quad (2)$$

dove:

- $A$  rappresenta l'area di contatto tra blocco e piano inclinato;
- $W$  forza peso agente sul blocco;
- $c$  è la coesione del terreno costituente la superficie di scorrimento;
- $\phi$  è l'angolo di attrito che si sviluppa sul piano di appoggio

Si può facilmente notare come  $F_A$  e  $F_R$  siano state esplicitate avvalendosi di un'analogia con il criterio di resistenza di *Coulomb* che lega le tensioni normali  $\sigma_n$  a quelle tangenziali  $\tau_n$ , secondo *Coulomb* infatti:

$$\tau_n = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (3)$$

adeguando il criterio al nostro caso:

$$(\tau_n)_R = c + (\sigma_n)_A \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (4)$$

$$(\sigma_n)_A = (W \cdot \cos \psi) \setminus A \quad (5)$$

passando dal campo delle tensioni al campo delle forze, ricordando la relazione:

$$\sigma = F \setminus A \quad (6)$$

si giunge facilmente alla definizione delle due forze  $F_A$  e  $F_R$  secondo la (1) e la (2):

$$F_A = (\sigma_n)_A \cdot A = W \cdot \sin \psi \quad (7)$$

$$F_R = (\tau_n)_R \cdot A = cA + (W \cdot \cos \psi) \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (8)$$

Nella condizione di scivolamento imminente, cioè posta la *condizione di equilibrio limite*, si ha:

$$W \cdot \sin \psi = cA + (W \cdot \cos \psi) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (9)$$

Secondo il principio dell'analisi *LEM*, questa è proprio la configurazione da evitare, perché rappresenta la condizione a partire dalla quale avviene lo scivolamento e viene così a mancare l'equilibrio globale del sistema.

Si può allora definire il fattore di sicurezza, alla luce della dissertazione appena fatta, come:

$$F_s = \frac{F_{resistente}}{F_{attiva}} = \frac{F_R}{F_A} = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi) \cdot \operatorname{tg} \phi}{W \cdot \sin \psi} \quad (10)$$

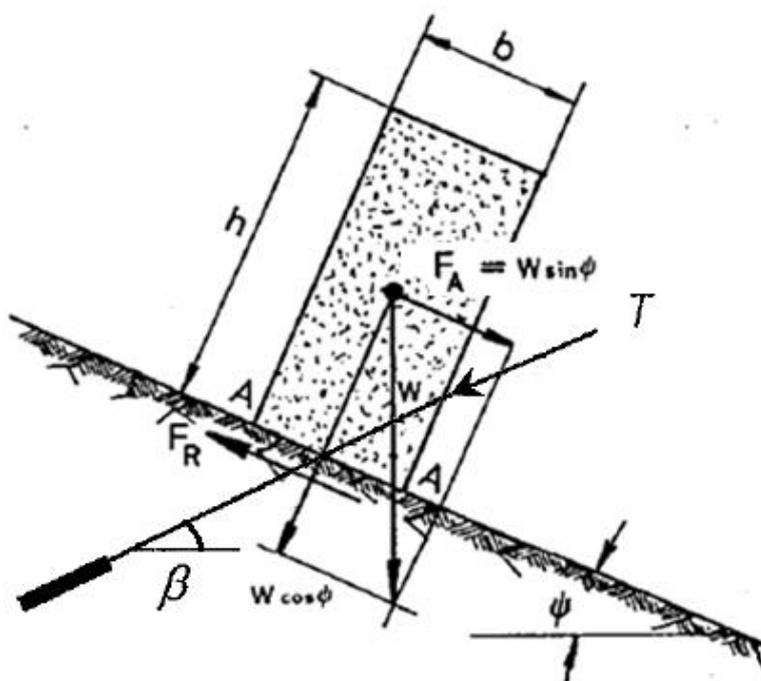
dove:

- per  $F_s = 1$  → condizione di *equilibrio limite*;
- per  $F_s > 1$  → condizione di *stabilità*;
- per  $F_s < 1$  → condizione di *instabilità*.

Il fattore di sicurezza così definito a partire dal quale si impone la condizione  $F_s > 1$  resta comunque di dubbia affidabilità. Quindi, solitamente, si pone un  $F_s$  di riferimento maggiore dell'unità che varia di caso in caso e prende il nome di  $F_{s,lim}$ . Se il fattore di sicurezza calcolato secondo la (10) supera questo nuovo valore limite la verifica viene considerata soddisfatta. Questa scelta di non adoperare un  $F_s$  unitario, ma superiore avviene per l'impossibilità di lavorare con dei parametri caratterizzanti

il cinematismo come coesione  $c$  e angolo di resistenza al taglio  $\Phi$ , di veridicit  certa. Infatti, i risultati che si ottengono tramite le campagne d'indagine, sono solo una stima di quelli reali, da qui l'esigenza di porre dei valori di guardia superiori (G. Barla - 2001).

Ponendo per ipotesi di avere a che fare con un tirante  $T$  che contribuisce alla stabilit  dell'opera secondo la *Figura 2.12*:



**Figura 2.12 – Sistema ipotizzato per la valutazione della Forza Attiva e Resistente in presenza di Tirante con il metodo LEM (G. Barla – 2001 - rimaneggiato).**

si giunge facilmente alla ridefinizione delle due forze  $F_A$  e  $F_R$ :

$$F_A = (\sigma_n)_A \cdot A = W \cdot \sin \psi - T \cdot \cos \beta \quad (11)$$

$$F_R = (\tau_n)_R \cdot A = cA + (W \cdot \cos \psi + T \cdot \sin \beta) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (12)$$

Quindi, il nuovo Fattore di sicurezza in presenza di supporto sarà dato dalla:

$$F_s = \frac{F_{resistente}}{F_{attiva}} = \frac{F_R}{F_A} = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi + T \cdot \sin \beta) \cdot \operatorname{tg} \Phi}{W \cdot \sin \psi - T \cdot \cos \beta} \quad (13)$$

### 2.3.1. METODO LEM NEL CASO DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE

Per ciò che concerne, invece, gli scavi sotterranei l'approccio è simile, ma con i dovuti accorgimenti in virtù della differente natura del sistema analizzato. L'applicazione del *metodo dell'equilibrio limite* nel caso delle cavità sotterranee può essere sintetizzata in quattro passi fondamentali (G. Barla - 2001):

1. Impiego dei *metodi di proiezione stereografica*, per via analitica o in forma grafica, per determinare e visualizzare i potenziali blocchi di roccia lungo il contorno dello scavo che potrebbero risultare instabili individuandone il tipo di cinematismo (caduta per gravità o scivolamento).
2. Analisi con il metodo *LEM* per valutare l'equilibrio globale del blocco in questione e confronto con il *fattore di sicurezza* di riferimento in *assenza di rinforzo*.
3. Sulla base dei punti precedenti, definire il *rinforzo* più adatto con le *fasi di scavo e di posa* per garantire che i blocchi critici non vengano completamente esposti dallo scavo prima di averli messi in sicurezza.
4. Infine, il ricalcolo del *fattore di sicurezza* in *presenza di rinforzo* (generalmente bullonatura puntuale o sistematica) può essere:

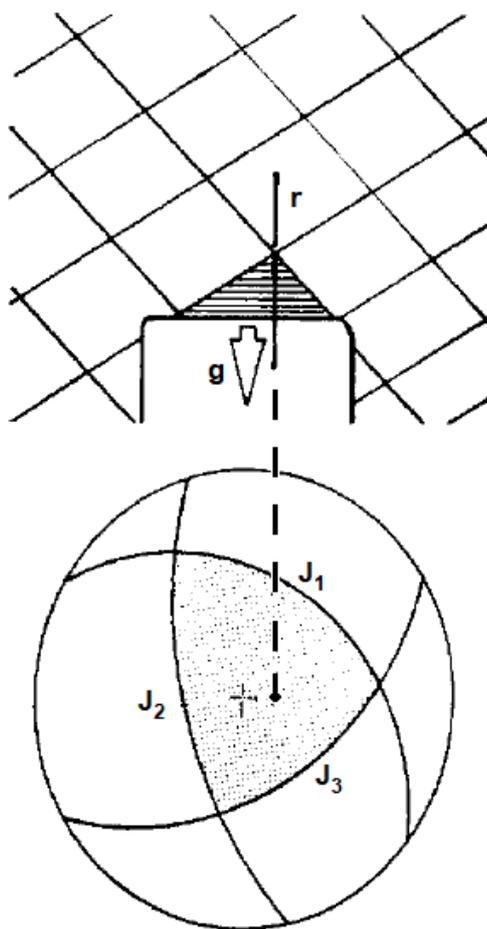
> **1.5** per *scivolamento*

> **2.0** per *caduta libera*

### 2.3.1.1. MECCANISMI DI ROTTURA NEGLI SCAVI SOTTERRANEI

A seguire i meccanismi di rottura verificabili in fase di scavo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980):

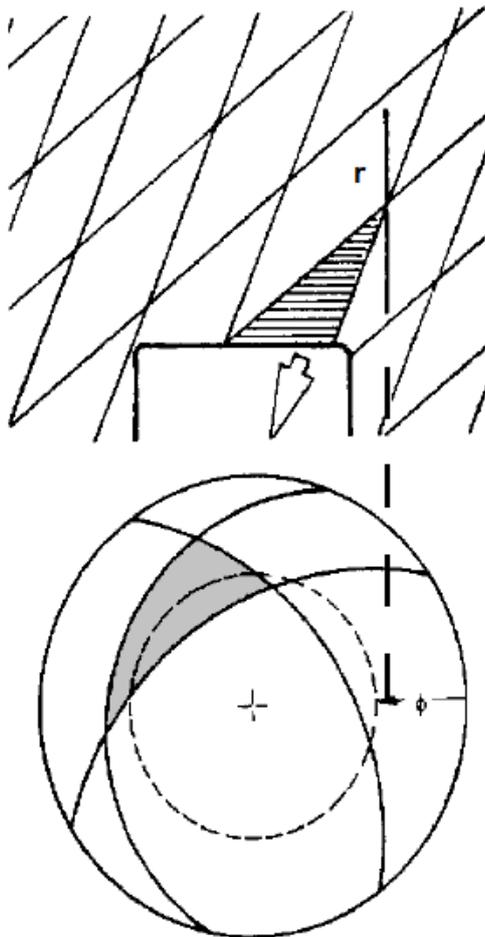
- CADUTA BLOCCO PER GRAVITÀ DAL TETTO DELLO SCAVO



L'immagine rappresenta un blocco di roccia la cui caduta libera, evidenziata dalla freccia  $g$ , avviene dal tetto di uno scavo. Risulta abbastanza evidente che l'ammasso roccioso è fratturato. La relativa rappresentazione stereografica è caratterizzata da tre curve, detti grandi cerchi,  $J_1, J_2, J_3$  che rappresentano le differenti orientazioni delle discontinuità e insieme contribuiscono a rappresentare la base del cuneo presente in sezione. La linea verticale  $r$  passante per il vertice del cuneo evidenziato deve ricadere all'interno del triangolo sferico  $J_1J_2J_3$  della stereografia o almeno lungo uno dei tre lati, affinché ci sia il cinematisimo.

Figura 2.13 – Caduta gravitazionale di un cuneo sul tetto dello scavo e relativa rappresentazione stereografica (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

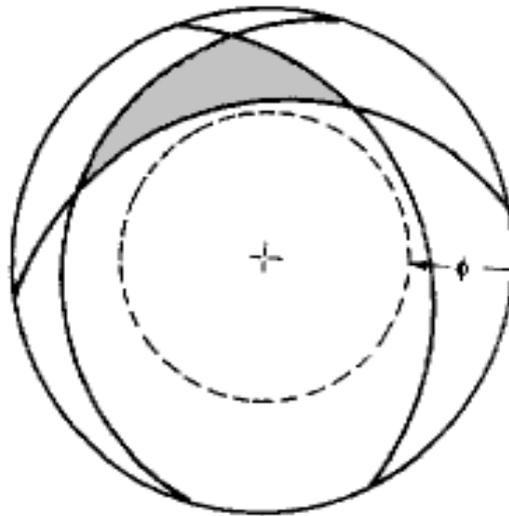
- CADUTA BLOCCO PER SCIVOLAMENTO



Quando la retta  $r$  passante per il vertice del cuneo ricade al di fuori del triangolo sferico stereografico, rappresentante la base del blocco, allora non si ha una caduta, ma uno scivolamento. Esso può avvenire su di un piano preferenziale oppure lungo la linea d'intersezione di due dei tre piani. Stereograficamente si verifica quando, il cuneo in grigio, ricade da un lato rispetto al centro del sistema. Inoltre occorre che il piano o la linea d'intersezione lungo cui avviene il cinematismo sia comunque maggiore dell'angolo di resistenza al taglio illustrato con il cerchio tratteggiato. Tale condizione è soddisfatta se almeno parte del triangolo ricade all'interno del cerchio la cui dimensione viene misurata dal cerchio esterno verso l'interno, come mostra la figura.

**Figura 2.14 – Scivolamento di un cuneo sul tetto dello scavo e relativa rappresentazione stereografica (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).**

- BLOCCO STABILE



**Figura 2.15 – Scivolamento di un cuneo sul tetto dello scavo e relativa rappresentazione stereografica (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).**

Quando, invece, nessuna delle precedenti condizioni si verifica e cioè la retta  $r$  ricade al di fuori della base del cuneo e il triangolo evidenziato risulta al di fuori del cerchio rappresentante l'angolo di resistenza al taglio  $\phi$ , allora, il blocco è considerato stabile nei confronti di entrambi i cinematismi. Per quel che riguarda lo scivolamento, in pratica, il peso del blocco non è abbastanza elevato da superare la resistenza al taglio che si sviluppa per attrito lungo la parete o le pareti potenziali per il meccanismo di innesco cinematico. Tale approccio, valutato in riferimento al tetto di uno scavo o in calotta su di una galleria è pressoché identico, fatta eccezione per alcuni opportuni accorgimenti nelle proiezioni stereografiche nel caso lungo la parete o i piedritti (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

### 2.3.1.2. PRESA IN CONTO DEI SUPPORTI NEL METODO LEM

Individuata la natura del blocco, la sua geometria ed il potenziale cinematicismo si procede con la valutazione del rinforzo da un punto di vista progettuale. La *Figura 2.16* raffigura il tipico esempio di rinforzo con chiodatura di un blocco libero di cadere sotto l'effetto della gravità.

- RINFORZO IN CALOTTA

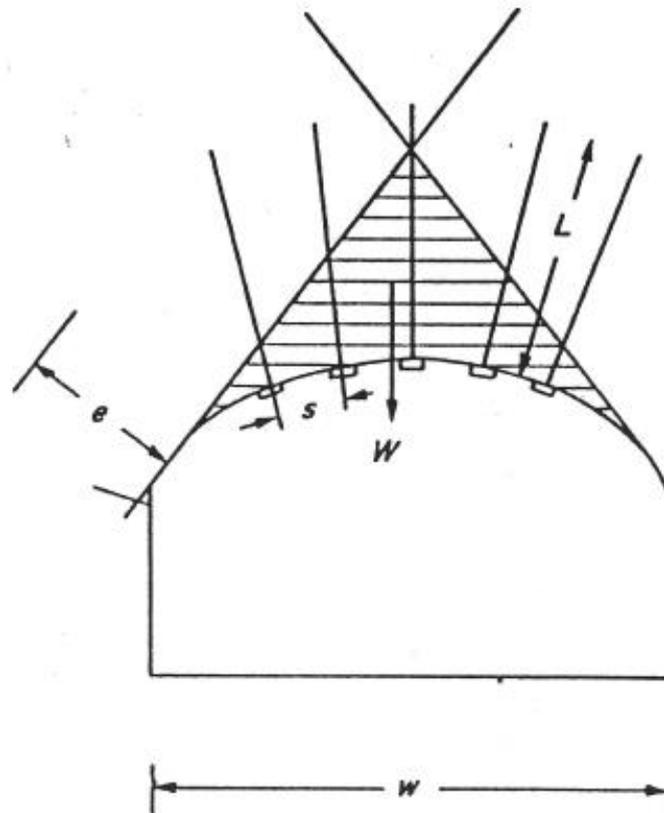


Figura 2.16 – Rinforzo di un cuneo libero di cadere sotto l'effetto della gravità (Pauli Syrjänen - 1997).

Il numero di chiodi passivi  $N$ , quindi privi di tesatura, necessari può essere calcolato utilizzando la formula (*Pauli Syrjänen* - 1997):

$$N = \frac{W \cdot \gamma_l}{A_s \cdot f_{yd}} \quad (11)$$

con:

- $N$  = numero di bulloni;
- $W$  = peso del blocco di roccia;
- $\gamma_l$  = coefficiente di carico per il peso del blocco (valori da 1,5 a 2,0);
- $A_s$  = area della sezione trasversale della bullonatura;
- $f_{yd}$  = tensione di snervamento di progetto dell'acciaio.

La lunghezza della bullonatura dipende dalla dimensione del blocco e dal tipo di supporto. Quando si utilizzano dei bulloni con malta iniettata, questi devono essere sufficientemente lunghi in modo tale che la lunghezza di ancoraggio  $l_p$  nel tratto di roccia stabile sia adeguata. Se non viene impiegata una piastra frontale la lunghezza dei due tratti  $l_a$  all'interno del blocco e  $l_p$  devono essere uguali. La rottura del chiodo può avvenire lungo l'interfaccia roccia-malta iniettata oppure malta-bullone (*Pauli Syrjänen* - 1997).

Tale lunghezza  $l_p$  può essere determinata tramite le formule:

$$l_p = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\pi \cdot d \cdot \tau_{bd}} \quad (12)$$

$$l_p = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{2.4 \cdot f_{ctd} d \cdot u_s}$$

dove:

- $d$  = diametro del foro di alloggiamento del rinforzo;
- $\tau_{bd}$  = tensione di aderenza di progetto dell'interfaccia roccia\malta;
- $f_{ctd}$  = resistenza a trazione di progetto della malta
- $u_s$  = circonferenza del bullone in acciaio.

A seguire, alcuni valori di  $\tau_{bd}$  in riferimento a casi ricorrenti come il granito, l'arenaria e la roccia calcarea. Quando si calcola tale valore il fattore di sicurezza parziale deve essere da 2 a 3. I più bassi valori di resistenza al taglio  $\tau_{bd}$  e i più alti fattori di sicurezza parziali  $\gamma$  devono essere usati per rocce fratturate (Bredenberg - 1984):

Rock type	Shear bond strength
Granite	2...5 MPa
Sandstone	0.5...2 MPa
Limestone	1...3 MPa

Figura 2.17 – (Pauli Syrjänen - 1997).

- RINFORZO IN PARETE

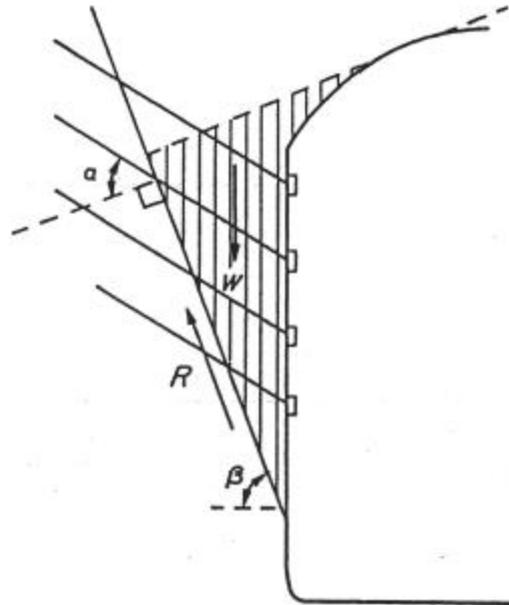


Figura 2.18 – Rinforzo di un cuneo libero di scivolare per effetto della gravità (Pauli Syrjänen - 1997).

Il rinforzo, nel caso di rinforzo attivo, si valuta a partire dalla formula (Pauli Syrjänen - 1997):

$$N = \frac{W (\gamma_l \sin \beta - \cos \beta \tan \phi_n) - c_n A}{T (\cos \alpha \tan \phi_n + \gamma_l \sin \alpha)} \quad (13)$$

con:

- $\beta$  = angolo d'inclinazione della superficie di scorrimento;
- $\phi_n$  = angolo di attrito di progetto;
- $c_n$  = coesione della superficie di scivolamento di progetto;
- $A$  = area della superficie di scorrimento;
- $T$  = tensione di trazione sul bullone, deve essere al massimo il 60% del carico di rottura del rinforzo o della capacità di ancoraggio;
- $\alpha$  = angolo compreso tra l'immersione del bullone e la normale alla superficie di scorrimento.

Il valore di progetto dell'angolo di attrito può essere valutato come segue:

$$\tan \phi_n = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} \quad (14)$$

con il coefficiente di sicurezza parziale nei confronti dell'*attrito* pari a:

- $\gamma_\phi \begin{cases} 1,1 & \text{per strutture temporanee} \\ 1,2 - 1,3 & \text{per strutture permanenti} \end{cases}$

mentre il coefficiente parziale di sicurezza nei confronti della *coesione* risulta:

- $\gamma_c \begin{cases} 1,3 & \text{per strutture temporanee} \\ 1,5 - 2,0 & \text{per strutture permanenti} \end{cases}$

Come già detto, la (13) è riferita al caso di *rinforzo attivo*, cioè con prevista tesatura, infatti, entrano in gioco attrito e coesione. In effetti la soluzione *attiva* è un'ottima soluzione per lo scivolamento perché incrementano la forza normale contro la superficie di scivolamento con conseguente aumento dell'attrito, mentre non vi sono contributi tangenziali (*Pauli Syrjänen* - 1997).

Nel caso di soluzione *passiva* con malta iniettata occorre considerare il carico tangenziale che viene trasmesso. La capacità del bullone passivo può essere valutata tramite le formule (*Pauli Syrjänen* - 1997):

$$Q_m = 5 \cdot 10^{-5} d^2 \sqrt{K}$$

$$Q_m = \frac{\pi d^2}{4} \cdot 10^{-6} R_m$$

con:

- $k$  = resistenza cubica caratteristica;
- $R_m$  = resistenza a rottura dell'acciaio.

Quando si valuta la capacità di progetto  $R_{md}$  il fattore di sicurezza è  $3 \div 6$  e l'asta deve estendersi nel tratto di lunghezza passiva  $l_p$  almeno per  $0,5 [m]$  nella roccia stabile.

In definitiva, il numero di bulloni passivi prendendo in considerazione il contributo tangenziale vale:

$$N = \frac{\tau - (c_n + \sigma_n \tan \phi_n)}{Q_{md}}$$

con:

- $\tau$  = tensione tangenziale lungo la superficie della discontinuità.

Si riporta una tabella esplicativa, su base empirica, dei vari meccanismi di collasso in calotta in funzione dei carichi agenti sul rinforzo e in funzione delle caratteristiche del giunto:

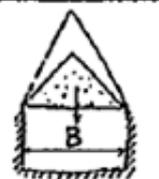
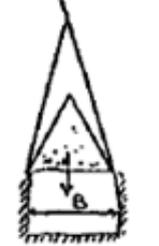
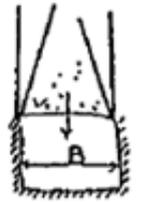
$\alpha$	Altezza del cunco instabile	Condizioni minime di collasso	
0 + 30	$(0 + 0.15)B$	entrambi i giunti irregolari o molto ondulati	
30 + 45	$(0.15 + 0.25)B$	1 giunto irregolare e 1 giunto regolare liscio	
45 + 60	$(0.25 + 0.45)B$	1 giunto piano e laminato 1 giunto lievemente ondulato	
60 + 75	$(0.45 + 1.0)B$	giunti piani continui e laminati	
75 + 90	$> B$	giunti piani e lisci più sforzi originari orizzontali bassi o fenomeni di rottura progressive	

Figura 2.19 – Meccanismi di collasso della calotta di una galleria e carichi agenti sul sistema di supporto in dipendenza delle caratteristiche del giunto – (G. Barla - 2001).

### 3. TIPOLOGIE DI CHIODI E BULLONI

#### 3.1. INTRODUZIONE

Ad oggi esistono centinaia di tipologie differenti di bulloni e chiodi nell'ambito dell'ingegneria degli scavi. Si procede ad una descrizione generale, soffermandosi su quelli più significativi dalle origini ai giorni nostri:

- I bulloni di legno (Fig. 3.1): venivano usati nel periodo delle guerre mondiali, specialmente nelle miniere di carbone per salvaguardare la strumentazione di estrazione e i nastri trasportatori. Tale tipologia non può essere tesata, è valida solo per carichi molto modesti e ad oggi non vengono più utilizzati, ma conservano una loro rilevanza storica (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).
- Bulloni in acciaio, non tesati, con ancoraggio meccanico o malta iniettata (Fig. 3.2; 3.3; 3.4; 3.5; 3.6;): per lo più impiegati dove è possibile effettuare una messa in opera molto rapida. Non applicano una forza diretta, ma si tesano attraverso la deformazione della roccia lungo il contorno dello scavo. Se vengono applicati ad una distanza eccessiva dal fronte, si rischia di non generare la tesatura, perché il fenomeno di convergenza si è quasi completamente sviluppato con il risultato di renderli completamente inefficaci (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).
- Bulloni tesati, meccanicamente ancorati (Fig. 3.7): tra i più comuni nel campo dell'ingegneria mineraria, hanno un'elevata efficienza solo nel caso di ammasso roccioso di buona qualità. Successivamente sono stati ampiamente sostituiti da una tipologia provvista di una conchiglia di espansione per l'ancoraggio meccanico. Un'eccessiva tensione sul bullone può comportare il raggiungimento della forza di snervamento nell'asta anche in un ammasso roccioso molto competente generando rotture locali sull'ancoraggio. Il verificarsi di tale condizione causerebbe lo stesso effetto di sfilamento che si avrebbe, invece su una roccia scadente (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

- Bulloni tesati e iniettati con malta (Fig. 3.8; 3.9; 3.10): nascono dall'esigenza di avere un rinforzo più efficace per terreni poco resistenti e per preservare la barra dalla corrosione. Tale fenomeno porterebbe alla riduzione del diametro con conseguente decadimento tecnologico dell'elemento e gravi rischi di crollo. Tale dispositivo, soprattutto la versione che prevede l'iniezione della resina è sicuramente uno dei più tecnologicamente avanzati. Infatti, nonostante i costi della resina siano elevate, globalmente quelli di messa in opera sono inferiori poiché prevedono meno fasi (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

### 3.2. TIPOLOGIE DI RINFORZI PUNTUALI

A seguire delle schede tecniche sui principali tipi di tecnologia impiegate (E. Hoek, E.T. Brown - 1980):

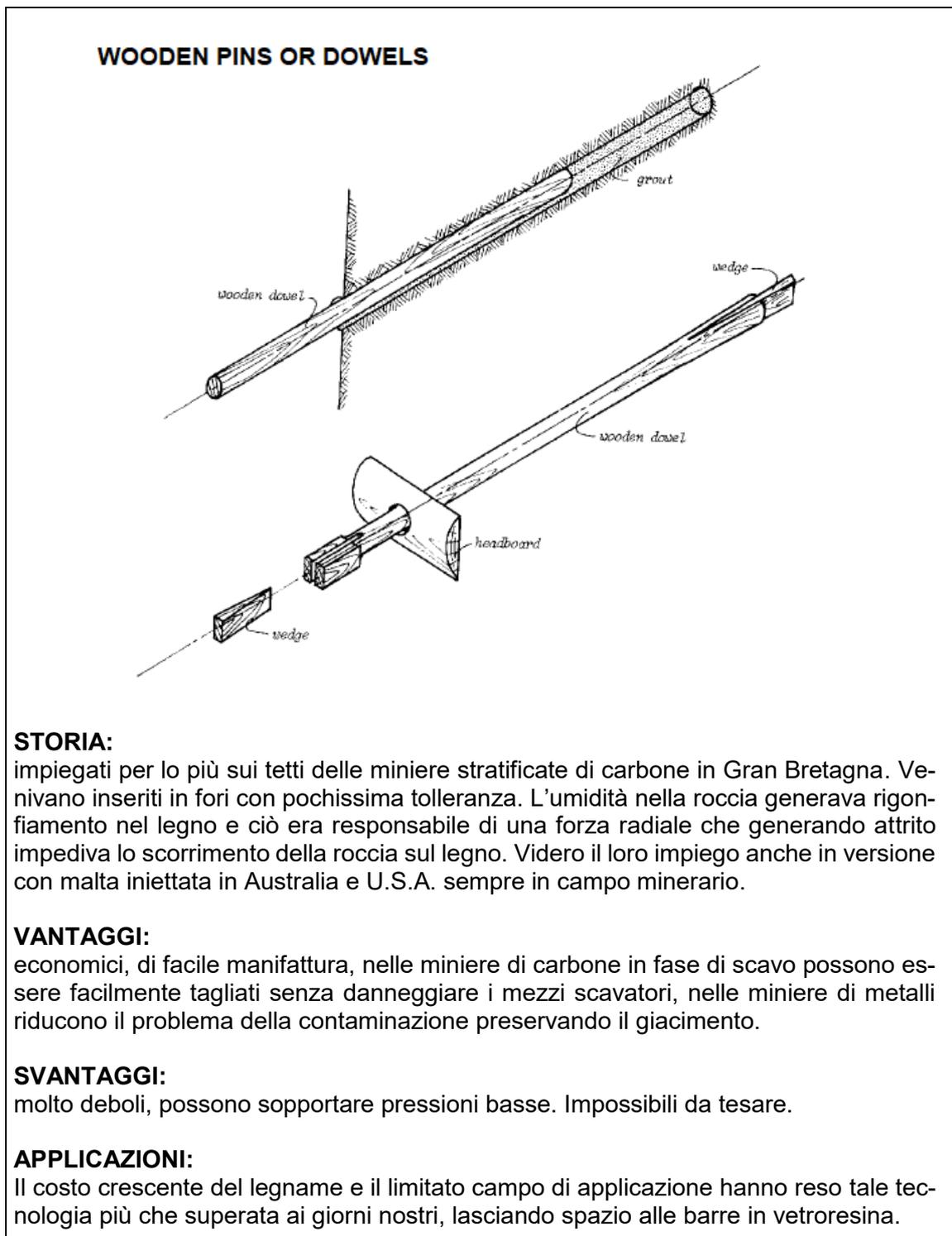


Figura 3.1 – Bullonatura in legno – (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

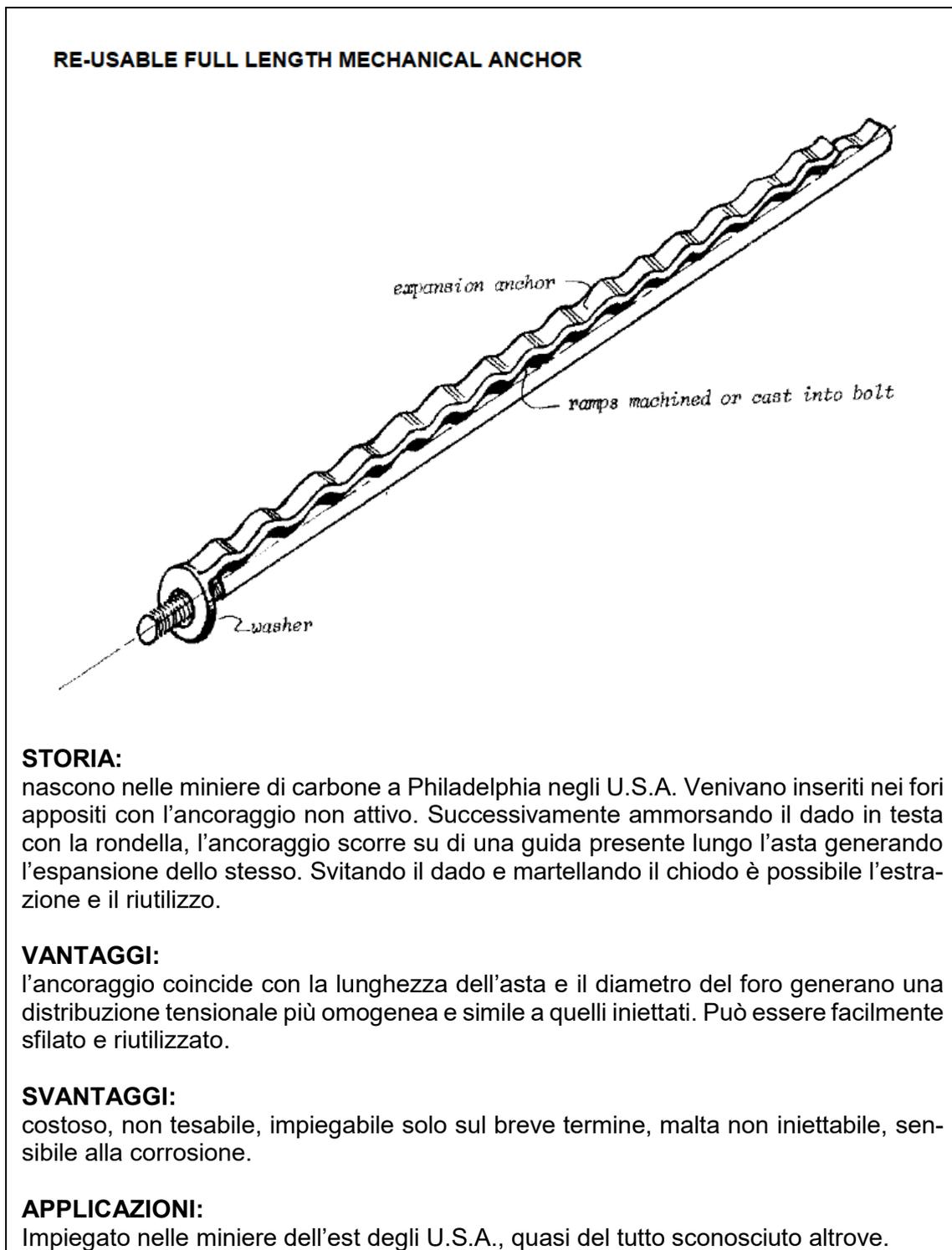


Figura 3.2 – Bullone con ancoraggio lungo tutta il tratto di asta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

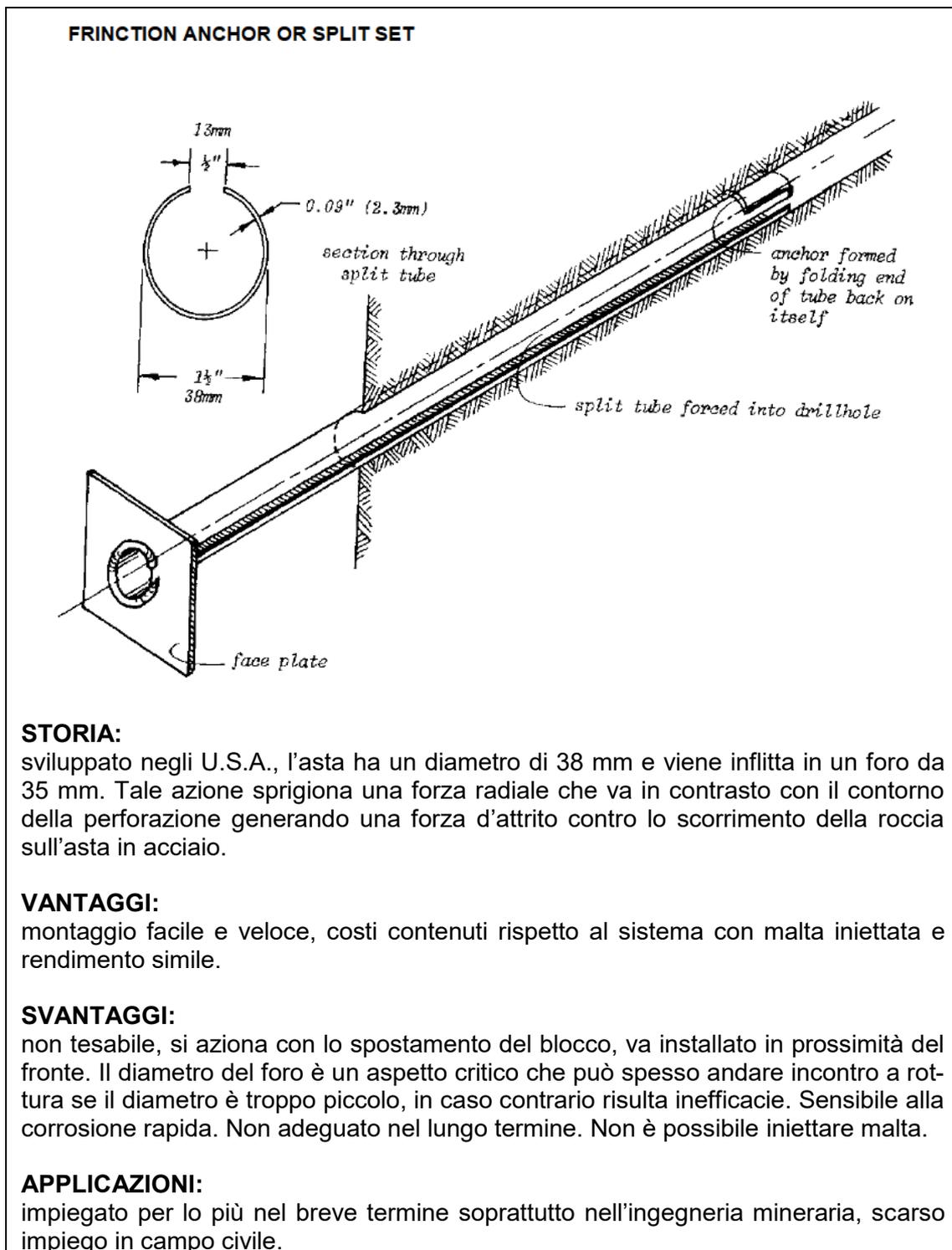


Figura 3.3 – Bullone con ancoraggio per attrito (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

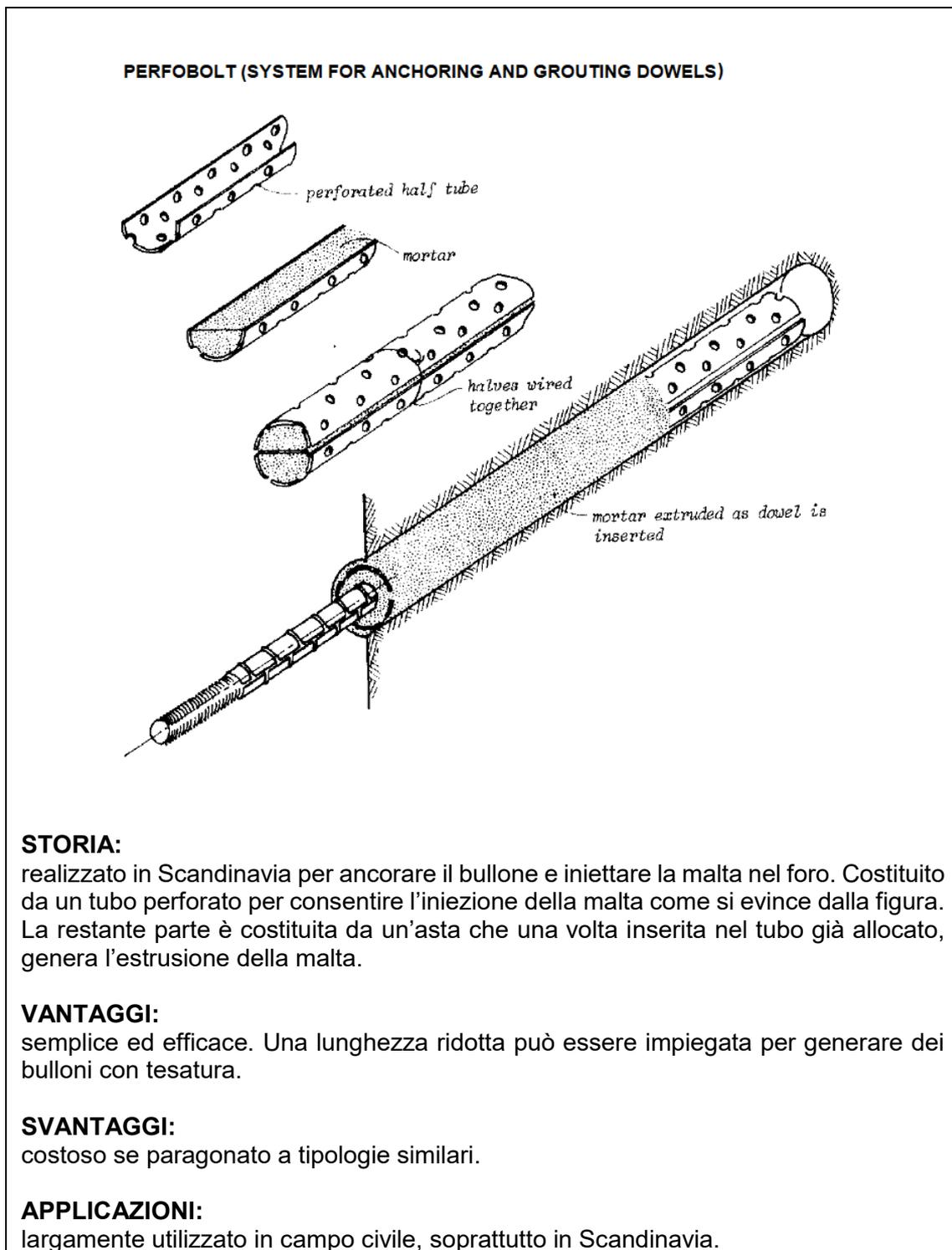


Figura 3.4 – Bullone con tubo di iniezione perforato (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

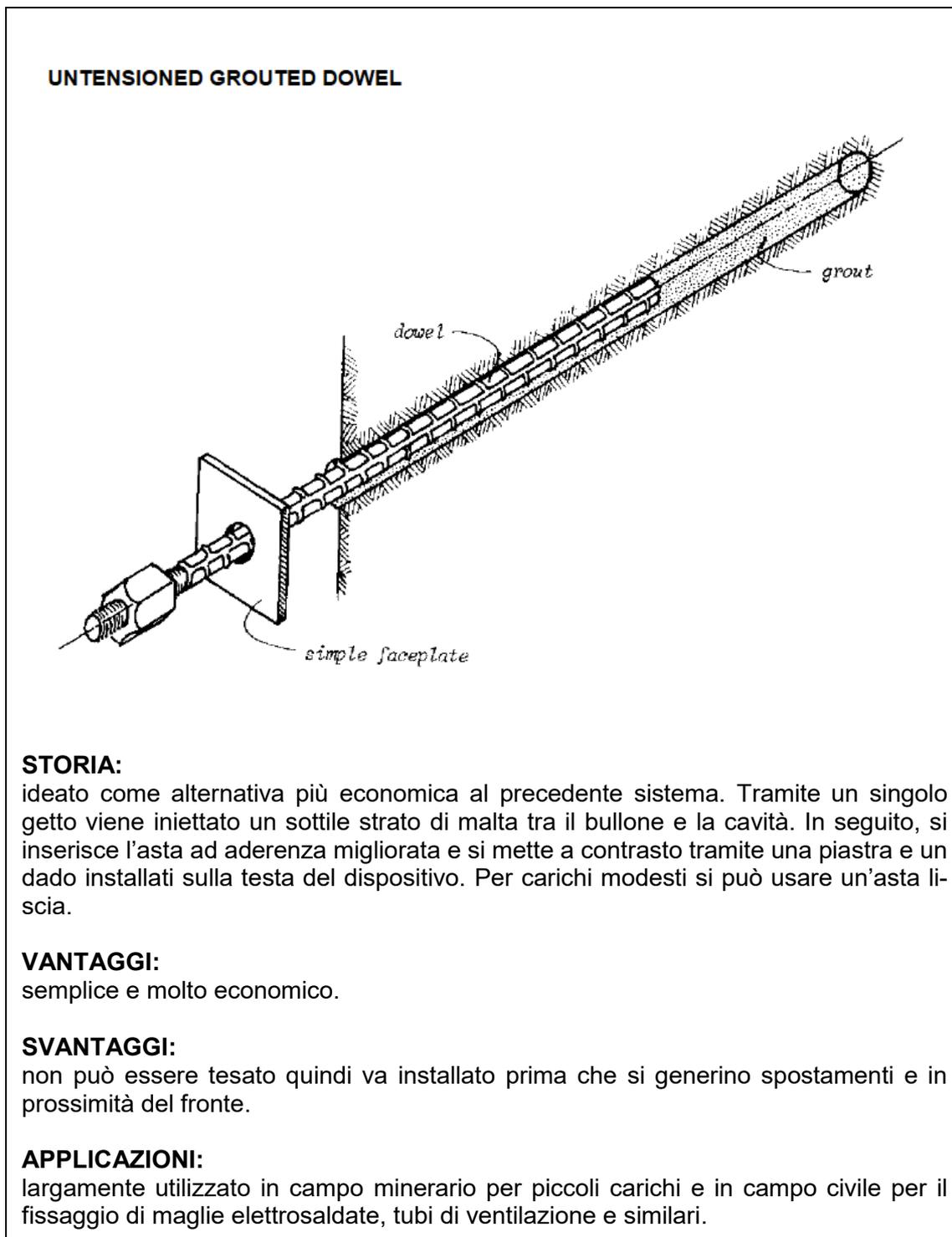


Figura 3.5 – Bullone non tesato, iniettato con malta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

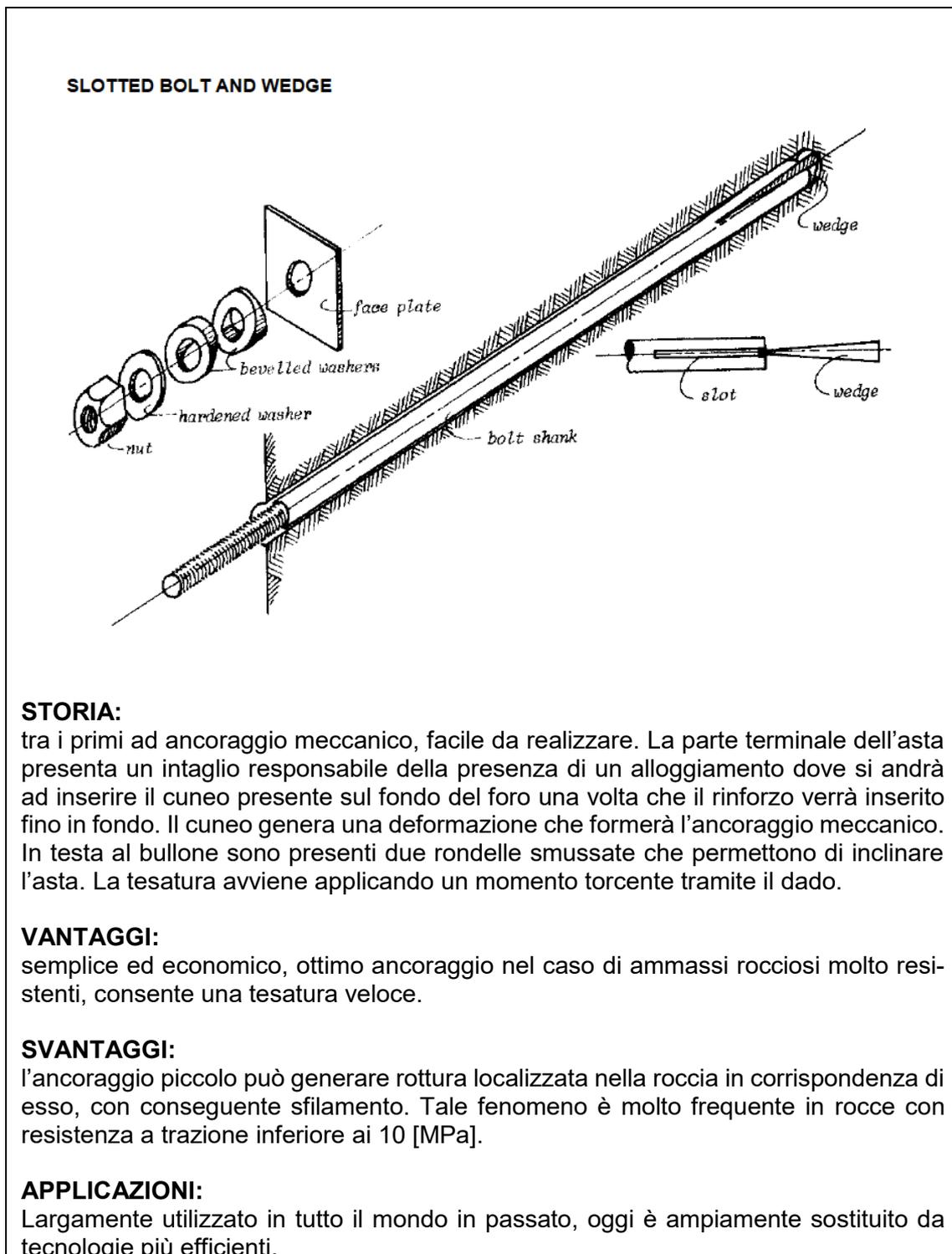


Figura 3.6 – Bullone con testa intagliata e cuneo (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

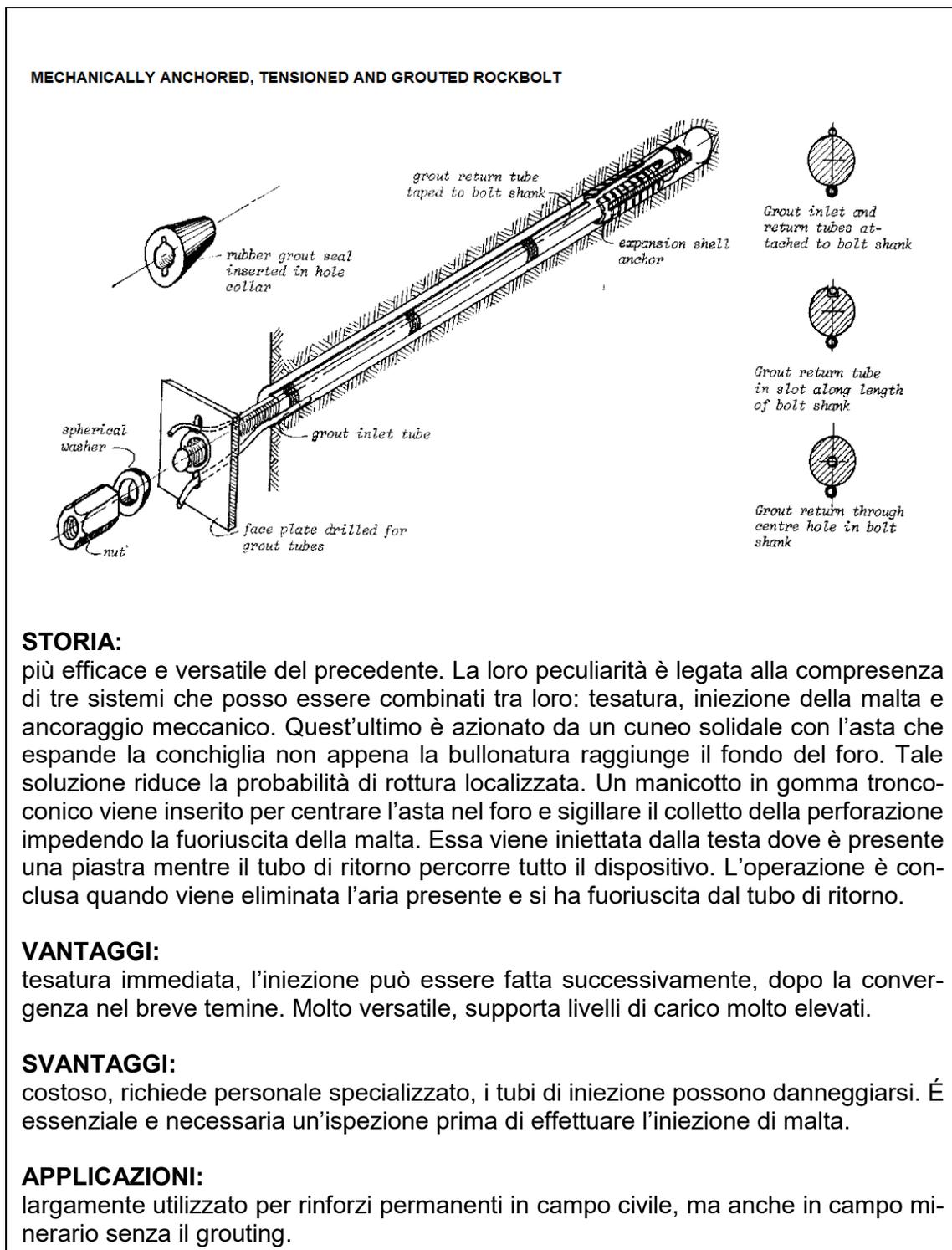


figura 3.7 – Bullone tesato, con malta e ancoraggio meccanico (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

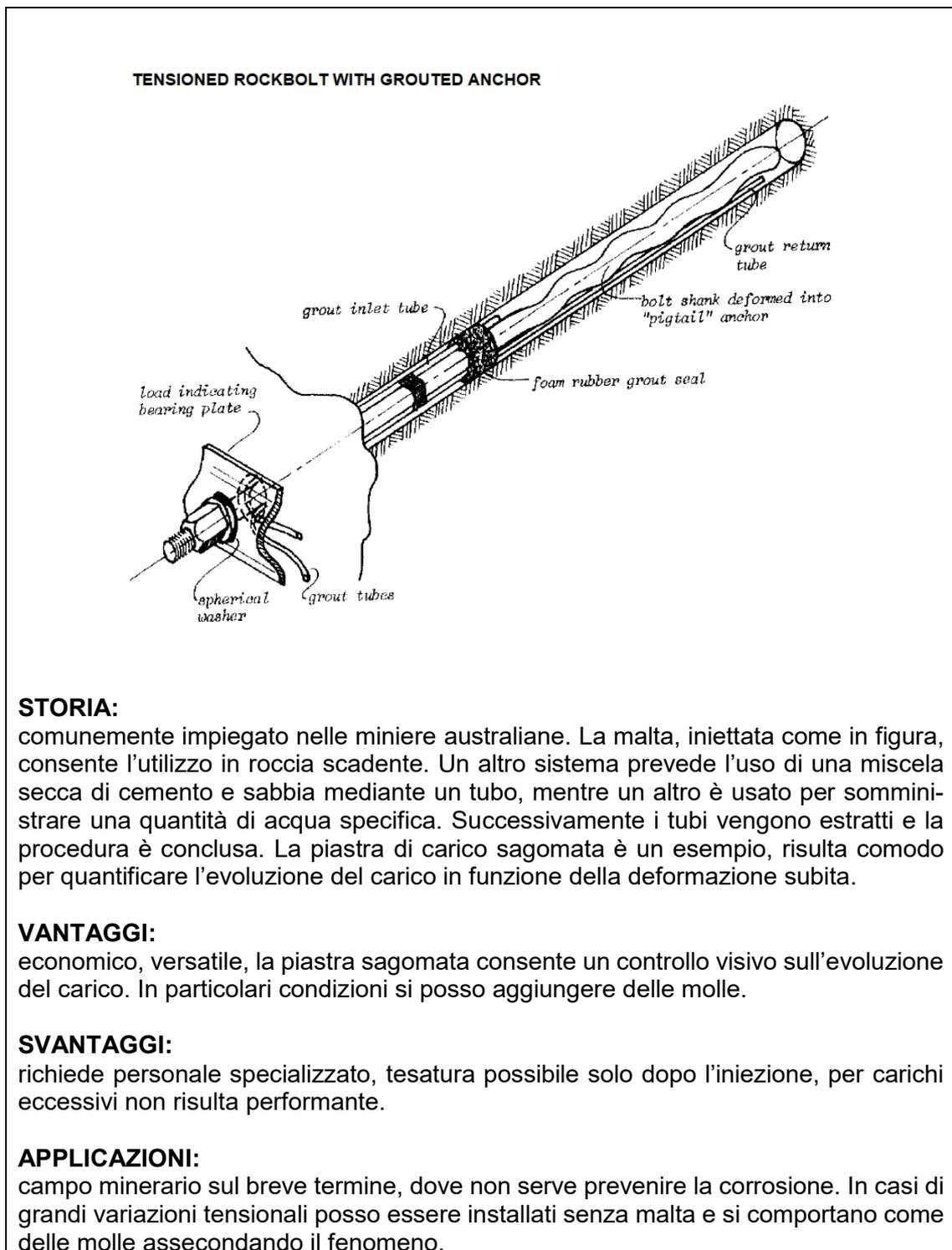


Figura 3.8 – Bullone tesato con malta (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

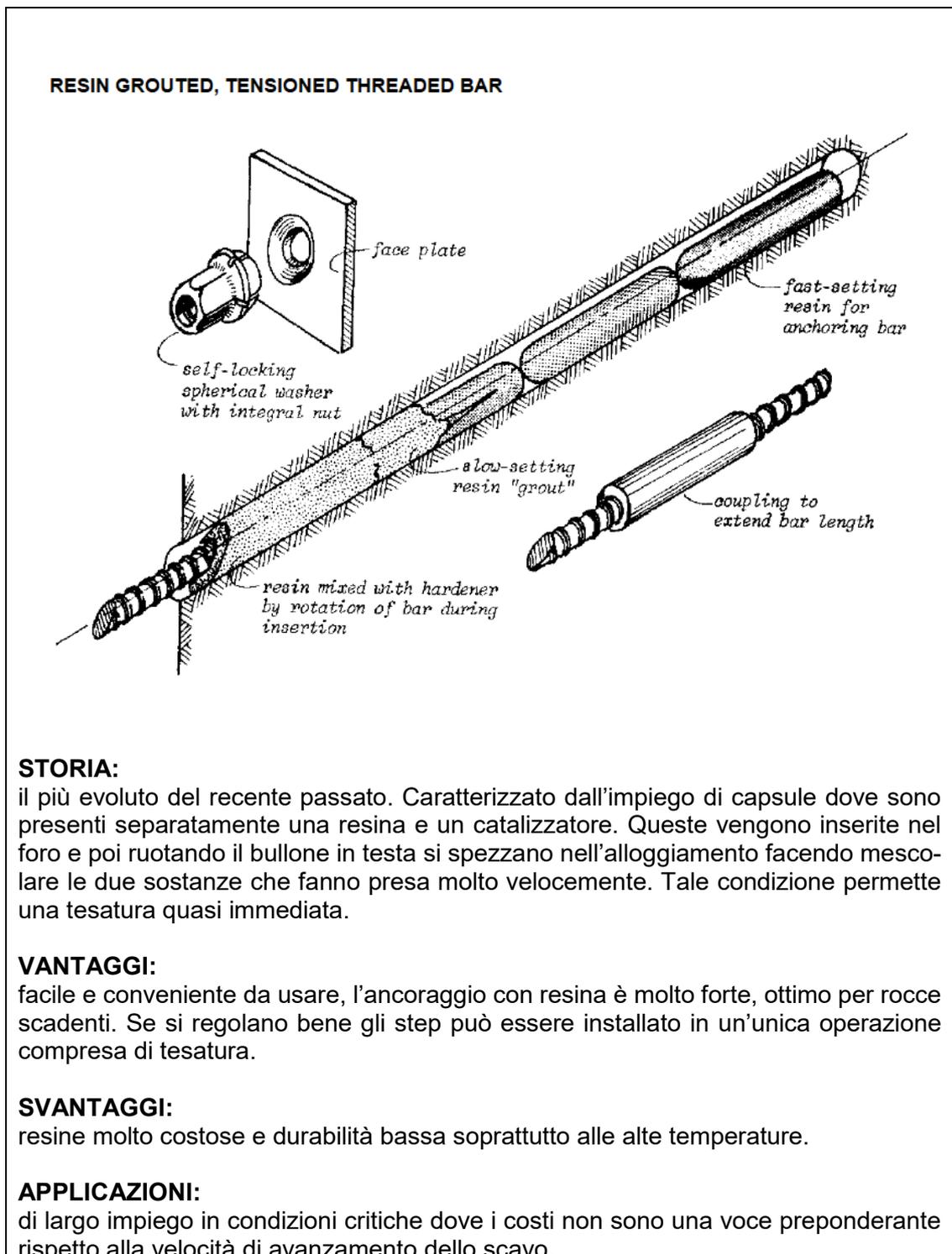
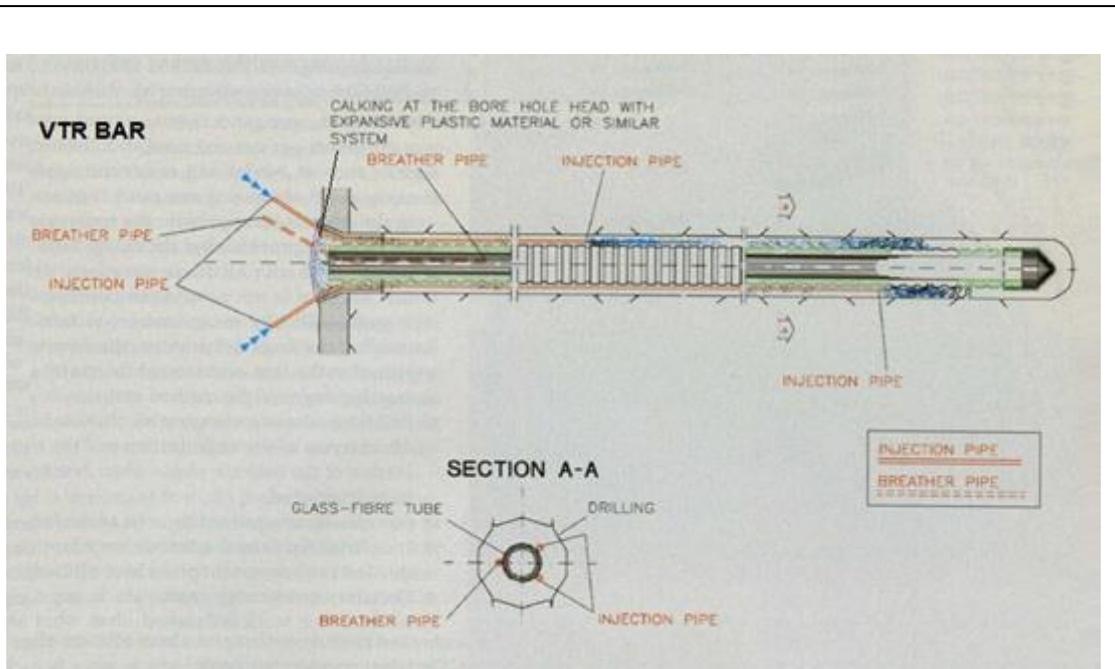


Figura 3.9 – Bullone con resina (E. Hoek, E.T. Brown - 1980).

**STORIA:**

di utilizzo comune sul fronte di scavo in condizioni critiche. Vengono inserite le barre in vetroresina su fori con asse longitudinale di poco divergente rispetto all'asse della galleria. Successivamente si inietta della malta cementizia nell'intercapedine tra la barra e il foro, assicurandone l'ancoraggio. Con l'avanzamento del fronte le barre si accorciano fino ad arrivare ad un valore limite, in corrispondenza del quale si procede con la posa di nuove barre. Si procede ciclicamente.

**VANTAGGI:**

facile da usare, non rovina i mezzi di scavo, consente un facile avanzamento in condizioni critiche generando confinamento in terreni poco coesivi

**SVANTAGGI:**

occorre calcolare bene quante barre disporre sul fronte, la loro lunghezza e la sovrapposizione con le barre degli step successivi per garantire l'effetto desiderato.

**APPLICAZIONI:**

adoperati sul fronte in condizioni critiche su terreni scadenti, ma anche su roccia.

Figura 3.10 – Barra in vetroresina (Lunardi e Bindi - 2004).

### 3.2.1. ULTERIORI CONSIDERAZIONI SUI RINFORZI

Alla luce di quanto visto sono possibili ulteriori considerazioni su tali sistemi di rinforzo. In definitiva possiamo distinguerli in tre grandi famiglie:

- Chiodi di ancoraggio: applicano un'azione stabilizzante soltanto se l'ammasso roccioso rinforzato è soggetto a spostamenti, infatti per questo motivo vengono detti anche elementi passivi, vedi *Figura 3.11*. In tal modo incrementano prevalentemente la resistenza al taglio mobile sulle discontinuità. Gli ancoraggi sono costituiti da barre interamente connesse al terreno. Tale rinforzo passivo lavora in un dominio di trazione e taglio e può essere realizzato sia in acciaio che in vetroresina o fibre di carbonio.

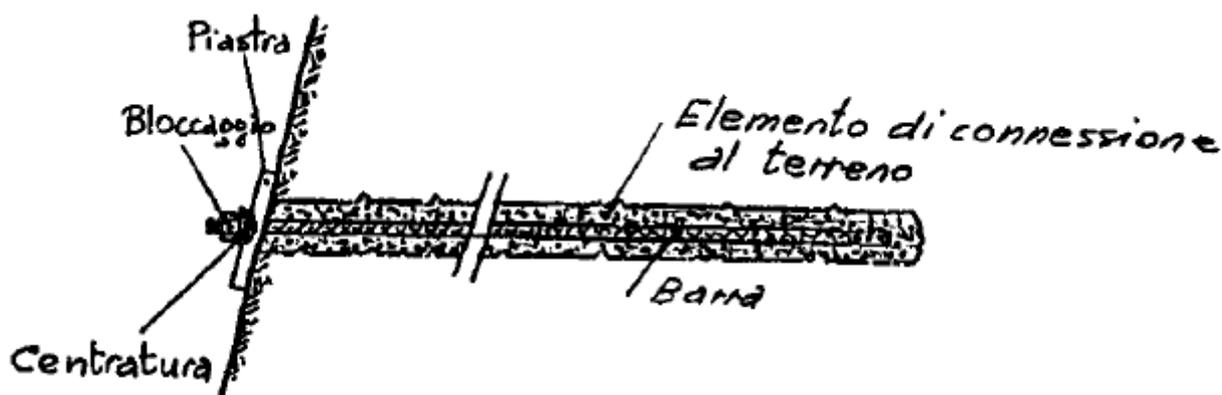
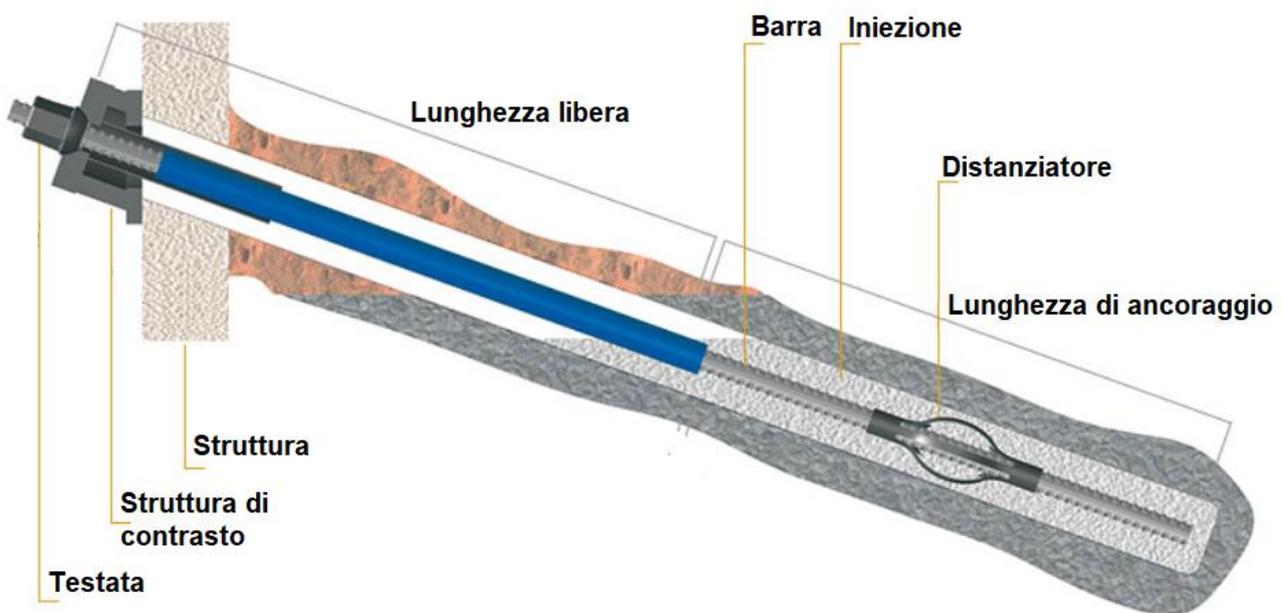


Figura 3.11 – Schema relativo ad un chiodo di ancoraggio, elemento passivo (G. Barla - 2001).

- Bulloni di ancoraggio: costituiscono un sistema attivo, trasmettono in modo diretto una forza all'elemento da stabilizzare e vengono tesi tramite momento torcente su un bullone. Il tensionamento attivo produce deformazioni anticipate del sistema e deformazioni strutturali minime o nulle. Tale sistema può essere impiegato sia per strutture provvisorie, come la stabilizzazione nel breve termine degli scavi, che per usi a lungo termine come la stabilizzazione

di un pendio. In *Figura 3.12*. vengono sintetizzate le sue parti principali. Anche qui esiste una lunghezza di ancoraggio dove la boiaccia di cemento consente di trasmettere la forza al terreno portante per aderenza e attrito. In corrispondenza della lunghezza libera è presente una guaina liscia che consente il libero allungamento della barra. In tal modo il sistema può essere messo in tensione. Infine, la testata di ancoraggio trasferisce la forza alla struttura di contrasto e conseguenzialmente anche al blocco instabile. Una volta indurita la boiaccia d'iniezione, la capacità portante di ogni tirante deve essere comprovata mediante un test di collaudo.



**Figura 3.12 – Schema bullone di ancoraggio, tesato tramite momento torcente applicato sul dado in testa (B. H. G. Brandy , E. T. Brown - 2005).**

- Tiranti di ancoraggio: costituiti principalmente da tre parti. La testata è l'insieme degli elementi terminali volti a trasmettere, o alla struttura ancorata o direttamente alla roccia, la forza di trazione del tirante. La lunghezza libera rappresenta la parte atta alla trasmissione della trazione dalla testata alla fondazione. La fondazione, invece, è deputata a trasmettere al terreno le forze di trazione del tirante. L'azione stabilizzante è responsabile di un incremento di sforzo normale e di una diminuzione dello sforzo di taglio. Il primo genera un aumento della resistenza a taglio mobilitabile lungo il piano di scivolamento, il secondo viene ottenuto quando la forza generata dal pretensionamento del bullone è orientata in modo da opporsi al momento di scivolamento

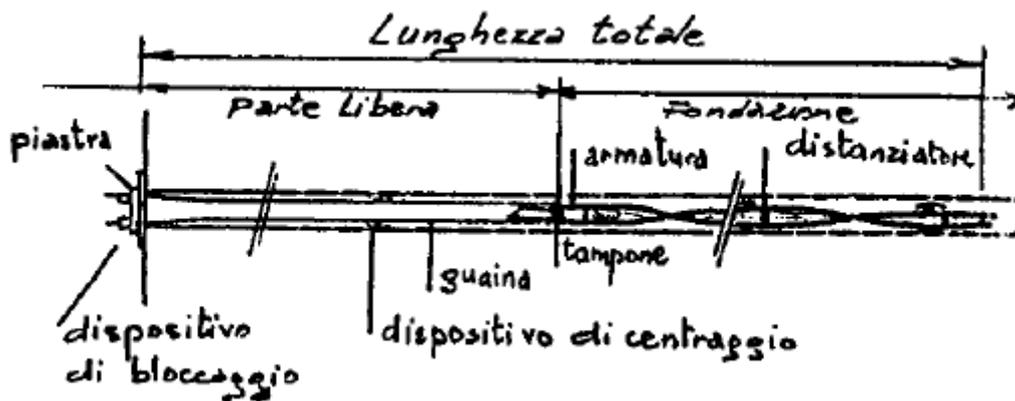


Figura 3.13 – Schema tirante di ancoraggio (G. Barla - 2001).

Generalmente, tutti questi elementi sono accomunati da tre differenti parti:

- Testa: mediante la quale avviene la tesatura o l'ancoraggio;
- Parte libera: elemento che collega la testa e la fondazione, atta alla trasmissione delle forze;
- Fondazione: elemento di ammorsamento e adibito alla trasmissione delle forze dal rinforzo al blocco di roccia o terreno.

Un altro modo di distinguerli può essere in base al tempo:

- Breve termine: per scopi temporanei, tecnologicamente meno avanzati e robusti, più impiegati in campo minerario che civile;
- Lungo termine: sono i rinforzi definitivi e pertanto tecnologicamente più complessi ed economicamente più costosi. Hanno maggiori capacità portanti e vengono impiegati in entrambi i campi sopracitati, soprattutto in ambito civile.

L'ancoraggio è un'altra caratteristica rispetto alla quale si effettuano ulteriori distinzioni:

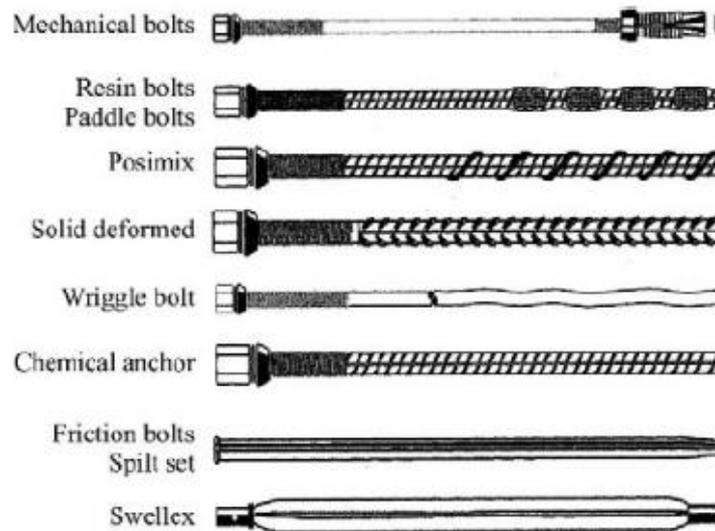
- Ancoraggio meccanico: l'adesione al terreno avviene tramite dispositivi meccanici che incrementano l'attrito, di solito localmente;
- Ancoraggio per iniezione: la fondazione dell'elemento avviene tramite malte cementizie resine o compositi che in funzione delle esigenze possono avere tempi di maturazione più o meno rapidi.

In base alla natura dell'asta o meglio dell'acciaio impiegato per realizzare l'elemento, si distinguono:

- Elementi a barre;
- Elementi a fili;
- Elementi a trefoli.

Ricadono nella prima categoria tutti i rinforzi trattati sino ad ora. Questi sono rinforzi caratterizzati dalla presenza di un'asta unica che ne costituisce il corpo centrale. A seguire un riepilogo delle

principali tipologie impiegate ad oggi, vedi *Figura 3.14*. In ordine: bullone con ancoraggio meccanico, ad aderenza migliorata contro lo sfilamento con resina, con molla elicoidale, con nervatura, con asta ondulata, ad ancoraggio chimico, cavo con sezione a C semplice e a doppia membratura.



**Figura 3.14 – Tipologie di chiodi e bulloni (dopo Hadjigeorgiou e Charette – 2001) (B. H. G. Brandy, E. T. Brown - 2005).**

Le altre due categorie ricadono sotto la stessa grande famiglia che possiamo genericamente definire come bullonatura con cavi. Ad oggi sono sempre più usati nella realizzazione degli scavi sotterranei, sia in campo minerario che civile, poiché superano la capacità dei tradizionali bulloni e dei chiodi. Tale tipologia è caratterizzata da aste molto lunghe, sistema di iniezione della malta cementizia ed elevata resistenza a trazione dei cavi. Possono essere usati come rinforzo provvisorio o definitivo in fase di scavo, possono essere non tesi, oppure pre-tesi o post-tesi (B. H. G. Brandy, E. T. Brown – 2005).

Nel dettaglio, si possono definire dei sottotipi associati a questa famiglia di bulloni come segue (*Windsor 2001*):

- Wire – un singolo filo costituisce l'asta e l'elemento è caratterizzato da una sezione piena;
- Strand – un set di fili elicoidali, chiamati trefoli, formano il corpo dell'asta;
- Cable – un mix di fili e trefoli;
- Tendon – fili o trefoli pre-tesi;
- Dowel – fili o trefoli non tesati.

Il primo impiego documentato di cavi, come rinforzo, avvenne nella miniera di Willroy in Canada (*Marshall, 1963*) e presso la miniera di Geduld in South Africa (*Thorn and Muller, 1964*). Ci fu poi un forte sviluppo tecnologico durante gli anni '70 da parte dell'ingegneria mineraria in Australia, Canada e Sud Africa (*Clifford - 1974; Brown - 1999*).

L'evoluzione delle componenti è stata accompagnata da miglioramenti in termini di approccio sia per il design degli elementi che nella fase operativa di messa in opera (*Windsor 2001*). Quindi aspetti come la scelta del rinforzo più adatto, l'orientazione, la lunghezza, la procedura d'installazione più appropriata, lo stabilire se adoperare la bullonatura nella fase di scavo provvisoria o definitiva e se pre-tesare o post-tesare hanno influito molto sullo sviluppo. Nella pratica, in campo minerario, queste decisioni sono influenzate soprattutto dalla logistica, dalla reperibilità della strumentazione, dall'esperienza pregressa in casi simili e, nel caso di messa in opera, dal livello di specializzazione della forza lavoro. La fase di posa influisce il futuro rendimento dell'elemento che, a sua volta, viene influenzata dall'elevata lunghezza dei cavi e dalla loro flessibilità trasversale, ma esistono anche ulteriori fattori. Le modalità di perforazione del foro di alloggiamento, la configurazione e lo stato del

cavo e ovviamente la presenza o meno di boiaccia da iniettare e il tensionamento sono alcuni di questi ulteriori fattori (*Hoek* – 1995; *Hutchinson e Diederichs* – 1996; *Windsor* - 1997, 2001).

La *Figura 3.15* riassume l'evoluzione tecnologica dei cavi, come rinforzo, nelle cavità sotterranee fino ad arrivare ai giorni nostri ed è stata realizzata da Windsor. Per primi abbiamo i cavi rettilinei, pre-tesi, con diametro di 7 [mm]. Venivano usati in Australia nella metà degli anni '70 e sono stati oggetto di studio di *Clifford* (1974) e *Jirovec* (1978). Successivamente, si passa all'uso di un trefolo costituito da sei cavi che vengono disposti in maniera elicoidale intorno ad un settimo cavo centrale. Il primo esempio lo si può trovare presso Broken Hill in Australia (*Hunt e Askew*, 1977). Negli anni a seguire tale sistema fu migliorato da *Fabjanczyk* (1982) e *Fuller* (1984). Venne dimostrato che quasi la totalità delle rotture verificatesi in esercizio erano associate alla perdita di adesione tra la roccia e i cavi. Pochi furono i casi in cui si registrarono rotture del cavo per superamento della resistenza a trazione, ciò suggerì che la peggior componente di questo sistema di supporto, era il legame tra cavo e malta. Un'ulteriore conferma ci è fornita da una campagna di prove effettuata dalla Queen's University e dalla Laurentian University in Canada (*Kaiser* 1992). In attesa di trovare una migliore soluzione a tale problematica, nuovi cavi con differenti tipi di ancoraggio furono posizionati lungo tutto il trefolo (Barrel and Wedge Anchor on Strand, *Matthews* - 1983), (Swaged Anchor on Strand, (*Schmuck* - 1979), (High Capacity Shear Dowel, *Matthews* - 1986). Segue lo sviluppo del più semplice ed economico "birdcaged cablebolt" presso Mount Isa Mines in Australia nel 1983 (*Hutchins* - 1990). Ad oggi nella maggior parte delle applicazioni minerarie i cavi modificati come "birdcage, ferruled, nutcase o bulbed strand" ((*Hutchins* – 1990, *Windsor* – 1990, *Garford* - 1990) sono usati come sistema di rinforzo tipico. Essi sono generalmente caratterizzati dall'iniezione di malta cementizia all'interno del foro di alloggiamento, o singolarmente o in coppia, e non vengono tesati fino a quando sono o installati prima che avvenga la fase di scavo per estrazione o di pari passo con lo scavo. In molte applicazioni nell'ambito dell'ingegneria civile, come la realizzazione di centrali elettriche sotterranee, tali dispositivi tendono ad essere iniettati in presenza di una guaina in plastica per prevenire la corrosione. Nella maggior parte dei casi si inietta malta affinché la lunghezza di ancoraggio a partire dal fondo del foro sia di circa 2÷3 [m] e si attende la maturazione. Successivamente, il bullone viene tesato e si completa la posa iniettando il resto della malta nell'intercapedine tra foro e cavo fino a giungere in corrispondenza del colletto (*E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden*).

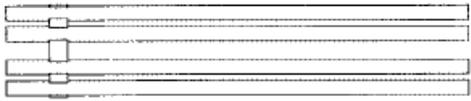
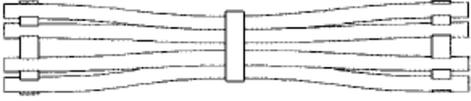
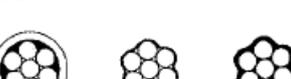
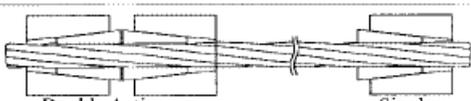
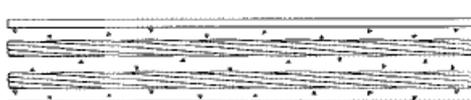
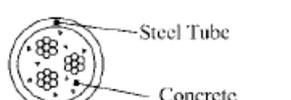
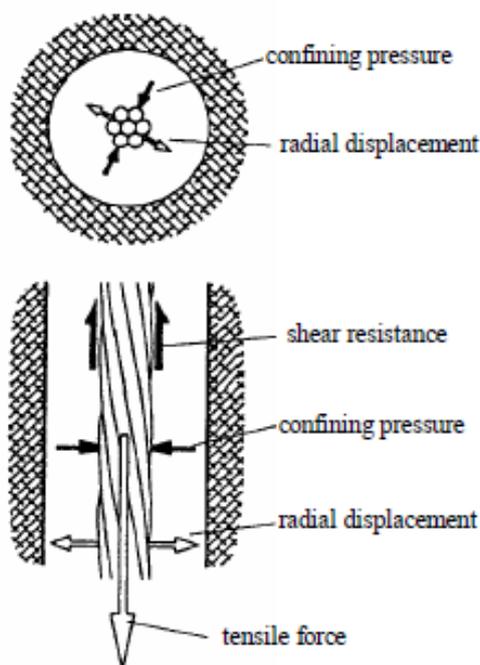
TYPE	LONGITUDINAL SECTION	CROSS SECTION
Multiwire Tendon (Clifford, 1974)		
Birdcaged Multiwire Tendon (Jirovec, 1978)		
Single Strand (Hunt & Askew, 1977)		
Coated Single Strand (VSL Systems, 1982) (Dorsten et al., 1984)		
Barrel and Wedge Anchor on Strand (Matthews et al., 1983)		
Swaged Anchor on Strand (Schmuck, 1979)		
High Capacity Shear Dowel (Matthews et al., 1986)		
Birdcaged Strand (Hutchins et al., 1990)		
Bulbed Strand (Garford, 1990)		
Ferruled Strand (Windsor, 1990)		

Figura 3.15 – Sviluppo tecnologico dei cavi dopo Windsor 2001 (B. H. G. Brandy, E. T. Brown - 2005).

Quello che accade, più nello specifico, in termini di forze e spostamenti associati alla tesatura di un cavo all'interno del foro di alloggiamento viene mostrato in *Figura 3.16*. La tesatura genera un'interferenza risultante tra i fili di acciaio disposti in modo elicoidale che formano delle nervature e la malta. Ciò può provocare o uno spostamento radiale o la dilatazione dell'interfaccia tra la malta e il cavo. Tale configurazione induce una pressione di confinamento che è proporzionale alla rigidità combinata data dal sistema malta-roccia che costituisce il riempimento dell'intercapedine. Lo sforzo di taglio si genera dal prodotto della pressione di confinamento con il coefficiente di attrito tra l'acciaio e la malta. La resistenza al taglio, quindi, aumenta con il crescere della resistenza della malta, del suo spessore e della rigidità della roccia. È responsabile dell'incremento delle sollecitazioni di confinamento nella roccia dopo l'installazione del cavo. Viceversa, si può ipotizzare una caduta di resistenza al taglio se uno qualsiasi di questi fattori diminuisce o se la malta eccede in fenomeni di fessurazione legati alla maturazione nelle ore successive all'installazione (E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden).



**Figura 3.16 – Forze e spostamenti associati alla tensione sviluppata da un cavo tesato all'interno del foro di posa (E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden).**

In base alla messa in opera possiamo distinguere gli interventi in:

- Puntuali: cioè installati in modo indipendente l'uno dall'altro, ogni elemento ha la sua piastra ed applica una forza puntuale in corrispondenza del punto di messa in opera.

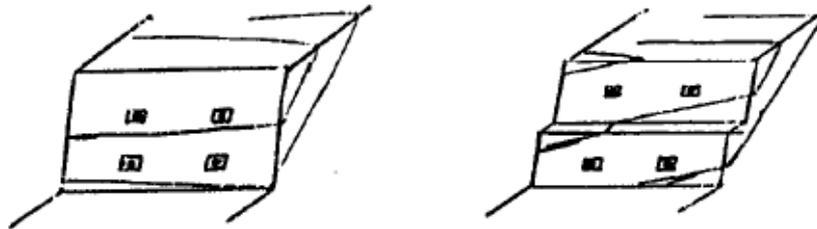


Figura 3.17 – Interventi con ancoraggi puntuali (G. Barla - 2001).

- Ripartiti: installati singolarmente ma collegati tra di loro tramite una o più piastre. L'effetto è quello di generare una redistribuzione, come se fosse un carico distribuito dato dalla somma degli elementi aventi lo stesso elemento di ripartizione.



Figura 3.18 – Interventi con elementi di ripartizione (G. Barla - 2001).

A seguire un grafico carico-deformazione nella *Figura 3.19* mostra le differenti risposte per svariati tipi di supporto ottenuto da *Stillborg* presso la *Luleå University* in Svezia. È stato impiegato per le prove del calcestruzzo rinforzato con una resistenza a compressione monoassiale di 60 [MPa] e per i fori una perforatrice a percussione con il fine di simulare al meglio le condizioni della roccia in situ:

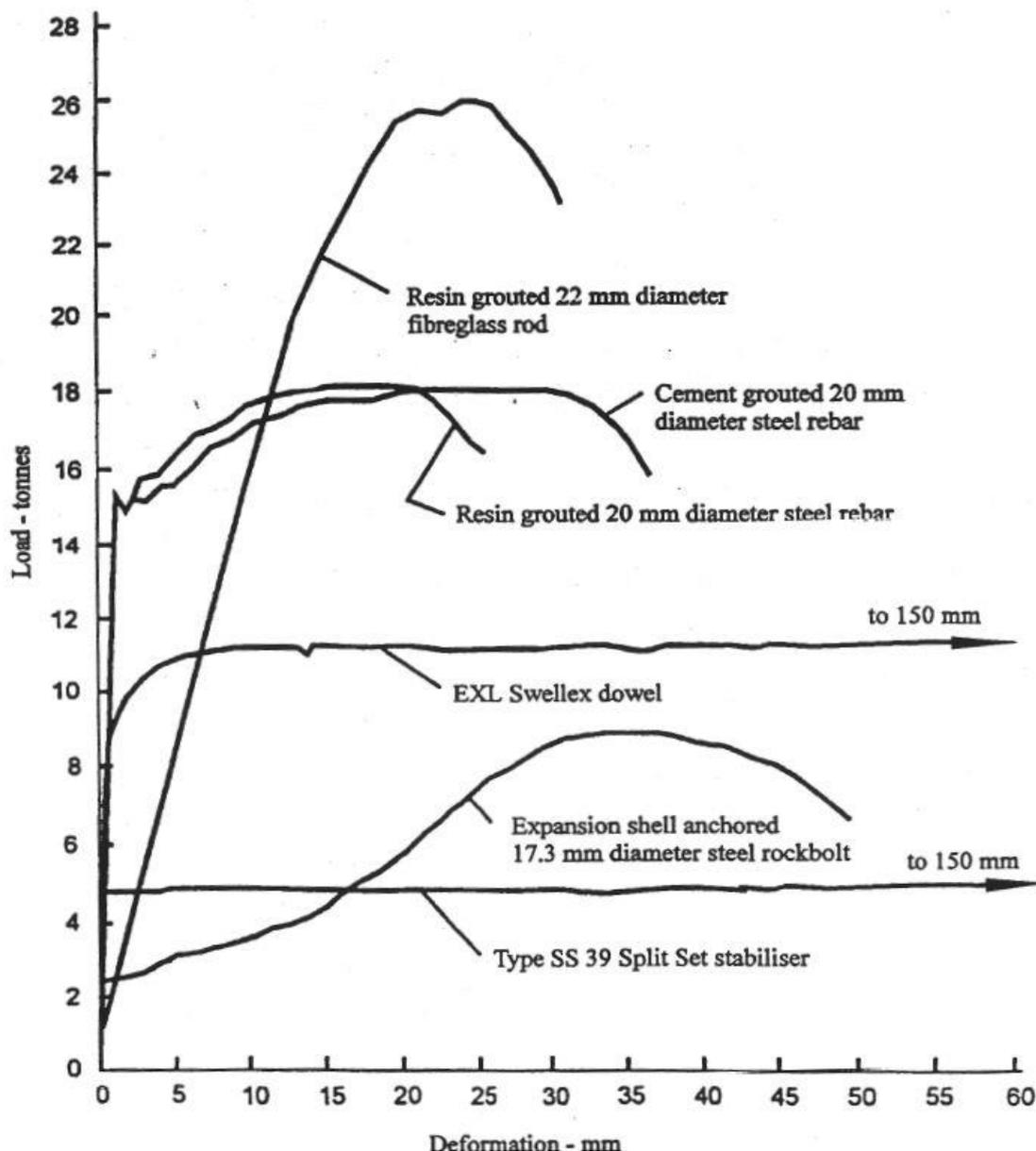


Figura 3.19 – Interventi con elementi di ripartizione (Pauli Syrjänen - 1997).

## 4. BRP METHOD

### 4.1. INTRODUZIONE

La bullonatura passiva è una soluzione tecnologica molto diffusa nell'ambito della stabilizzazione dei blocchi sia in ambito minerario che civile. Essenzialmente è caratterizzato da un complesso meccanismo di funzionamento il quale si attiva, generando una forza di applicazione puntuale, con il conseguente spostamento della roccia oggetto dell'intervento di stabilizzazione. Tale tecnica può essere indistintamente impiegata sia in corrispondenza della calotta che sui piedritti in galleria, o in condizioni equivalenti nel caso di scavi minerari, vedi *Figura 4.1*. La differenza tra i due punti lungo il contorno dello scavo consta nel meccanismo di innesco della caduta del blocco.

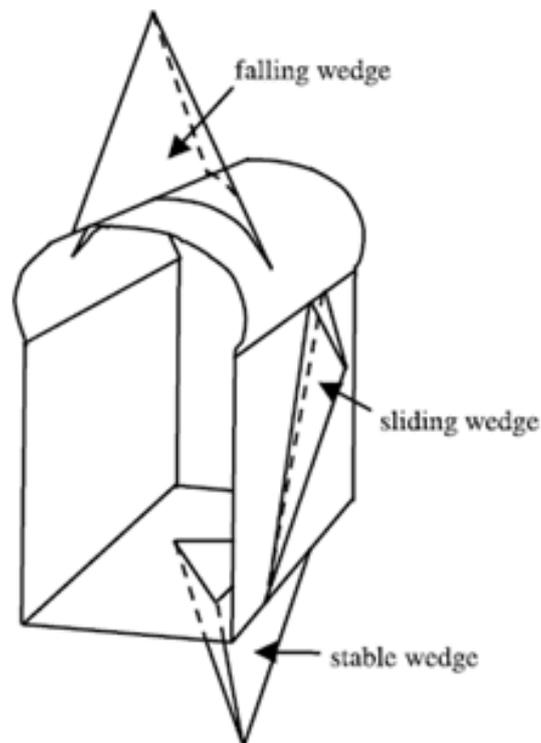


Figura 4.1 – Schema blocchi potenzialmente instabili (Hoek – 2000).

Questi tende a cadere in calotta per effetto del proprio peso se non vi è un campo tensionale sufficientemente alto da generare confinamento, cosa altamente improbabile per scavi superficiali, ma più veritiera per scavi profondi. Nel secondo caso, il cinematismo si attiva per il superamento della forza di attrito che si sviluppa lungo un piano di scivolamento o di una retta di intersezione generata da due di essi. In condizioni di esercizio, la forza stabilizzante che il sistema di rinforzo applica al blocco può idealmente essere scomposta in due componenti in riferimento alla direzione assiale e a quella trasversale. Purtroppo, non è semplice valutare né le componenti né la risultante in sé vista la natura incerta che sta alla base dell'innescò del meccanismo e cioè lo spostamento del blocco incognito. Questo può essere definito solo su base predittiva. Tale valutazione, non può essere affrontata in modo del tutto esaustivo tramite una metodologia di calcolo semplificata, basata, per esempio, sul metodo dell'equilibrio limite (*LEM*). Questa teoria può essere facilmente applicata per l'analisi dell'instabilità del blocco e per la valutazione approssimata della forza di stabilizzazione, ma non tiene conto dell'interazione che si genera tra i due elementi: chiodo passivo e blocco instabile. Per alcuni elementi l'analisi non può essere effettuata senza tener conto di tale interazione legata allo spostamento del blocco. A tal proposito, esiste una nuova procedura semplificata nel caso specifico di blocchi di parete potenzialmente instabili, soggetti a scivolamento e in presenza di chiodi passivi. Tale metodo prende il nome di *Block Reinforcement Procedure (BRP)*. Si basa sull'assunzione che l'interazione è governata esclusivamente da un piccolo spostamento e si trascura l'aliquota relativa al rilascio tensionale che subisce il blocco per effetto dello scavo. Come procedura consente un rapido dimensionamento del bullone, considerando la forza stabilizzante massima che può essere applicata al blocco senza raggiungere le due condizioni critiche, cioè rottura del bullone o sfilamento dalla sede. Tale forza non è nota a priori e dipende dall'interazione. I parametri che influenzano il fenomeno non sono soltanto la geometria del chiodo passivo, ma anche l'orientazione spaziale del vettore, lo spostamento del blocco e le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso di riferimento. L'analisi consente di valutare la forza nelle sue componenti assiali e trasversali del chiodo in corrispondenza del piano di discontinuità.

## 4.2. METODO BRP

Scopo dell'analisi è valutare il comportamento di un singolo bullone che attraversa la superficie di scorrimento di un blocco instabile e permettere un veloce dimensionamento del rinforzo pur mantenendo la semplicità che contraddistingue i metodi analitici. Le incognite del problema sono le forze globali agenti lungo l'asta del chiodo, ossia: Sforzo Normale  $N$ , Taglio  $T$  e Momento  $M$ , in funzione dello spostamento del blocco instabile. Il bullone viene progettato per tentativi, ipotizzando differenti schemi di rinforzo fino a quando si ottiene un fattore di sicurezza relativo al blocco, di poco superiore al minimo valore consentito ai fini dell'equilibrio. Una volta definito questo valore di forza critica, si procede considerando il contributo statico del bullone per via analitica semplificata. Verificata la necessità di un intervento tramite un supporto che incrementi il fattore di sicurezza del blocco instabile, possiamo riassumere i principali step del metodo *BRP* come segue (*P. P. Oreste & M. Cravero – 2008*):

1. Stabilito lo schema del rinforzo in termini di numero di elementi impiegati, posizione, orientazione spaziale, si prosegue calcolando la lunghezza del tratto di chiodo ancorato nell'ammasso, *lunghezza passiva*, e dentro il blocco, *lunghezza attiva*, come si evince dalla *Figura 4.2*. Il calcolo, infatti, avviene basandosi sulla geometria del blocco, l'orientazione del bullone e posizione lungo la parete;

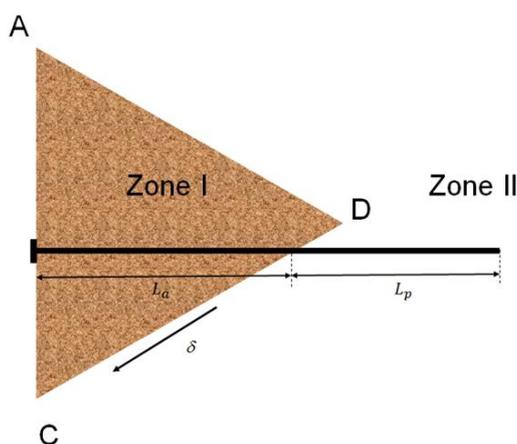
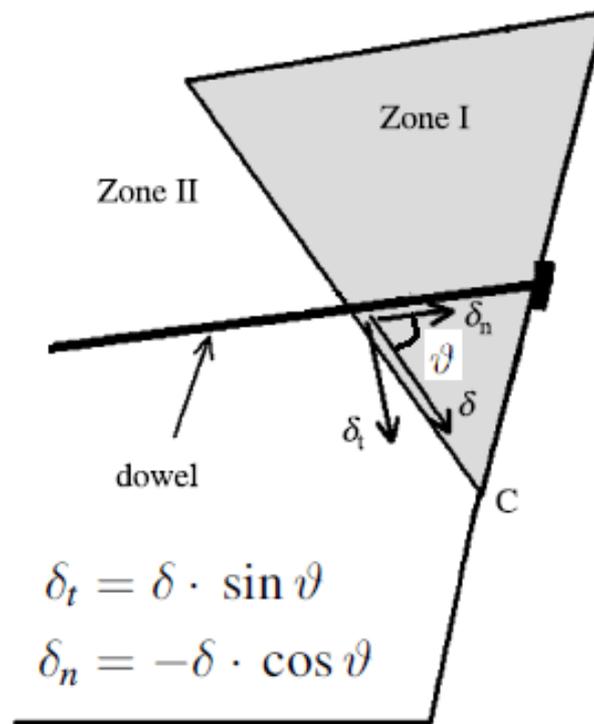


Figura 4.2 – Schema fuori scala del tratto attivo e passivo del chiodo in funzione del blocco instabile.

2. Si assegna uno spostamento arbitrario unitario,  $\delta = 1 [mm]$ , al blocco instabile lungo la direzione di scivolamento e si esplicitano le componenti lungo la direzione trasversale,  $\delta_t$ , e assiale,  $\delta_n$ , rispetto al chiodo, vedi *Figura 4.3*;



**Figura 4.3 – Schema rimaneggiato, fuori scala - interazione bullone-cuneo con vettore spostamento  $\delta$  e sue componenti  $\delta_t$  e  $\delta_n$  (Oreste, Cravero - 2008).**

3. Sulla base di  $\delta_t$  e  $\delta_n$ , si calcolano la forza di taglio  $T$ , il momento flettente  $M$ , lo sforzo normale  $N$ , e lo spostamento relativo tra il blocco e il chiodo  $v_r$ , indotto lungo ogni chiodo. I valori di  $T$ ,  $N$  e  $M$  sul piano di scivolamento, dove si hanno i massimi valori di taglio e trazione, sono di importanza rilevante ai fini della progettazione della bullonatura e della stabilità della roccia;

4. Si calcolano i fattori di sicurezza locali a rottura sull'asta del bullone e sulla connessione bullone-blocco per ogni rinforzo presente nel sistema. La procedura avviene a partire dai valori ottenuti al punto precedente, ossia,  $T$ ,  $N$  e  $M$ ;
5. Si esplicita il rapporto tra i fattori di sicurezza al punto 4. e quelli minimi consentiti imposti inizialmente. Il minimo tra tali rapporti, valutato per ogni bullone del sistema, moltiplicato per lo spostamento unitario  $\delta$  del blocco, restituisce il massimo spostamento consentito dal cuneo,  $\delta_{MAX}$ , prima che il fattore di sicurezza raggiunga il minimo valore limite ammesso. Occorre precisare che  $\delta_{MAX}$  è indipendente da  $\delta$ , poiché da un lato, ipotizzando un comportamento elastico del chiodo passivo, le caratteristiche delle sollecitazioni valutate al punto 3. sono linearmente dipendenti da  $\delta$ . Dall'altro, i fattori di sicurezza locale ottenuti al punto 4. e i loro rapporti rispetto ai corrispettivi fattori di sicurezza minimi consentiti, precedentemente definiti, sono inversamente dipendenti da  $\delta$ . Concludendo, moltiplicando queste due quantità,  $\delta_{MAX}$  risulta indipendente da  $\delta$ ;
6. Si definiscono i valori di  $N$  e  $T$ , per ognuno dei bulloni, in corrispondenza della discontinuità attraversata, per un valore di spostamento pari a quello massimo consentito, cioè  $\delta_{MAX}$ . Tali forze rappresentano i massimi valori generabili dal chiodo passivo ai fini della stabilità;
7. Si conclude determinando il *fattore di sicurezza globale* del blocco tenendo conto del contributo del chiodo passivo e confrontandolo con il *fattore di sicurezza minimo* consentito. Nel caso in cui *l'Fs globale* sia minore o eccessivamente maggiore *dell'Fs minimo*, si ripete il ciclo partendo dal punto 1. variando lo schema di partenza fino a quando si ottiene un valore corretto per la stabilità.

#### 4.2.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL SISTEMA (STEP 1)

Si ipotizza un primo schema per il rinforzo definendo il numero di chiodi, la posizione, l'inclinazione, la lunghezza, il diametro e la dimensione del foro da applicare al blocco, in modo da ottenere per differenza lo spessore della malta da predisporre. In riferimento alla *Figura 4.4*

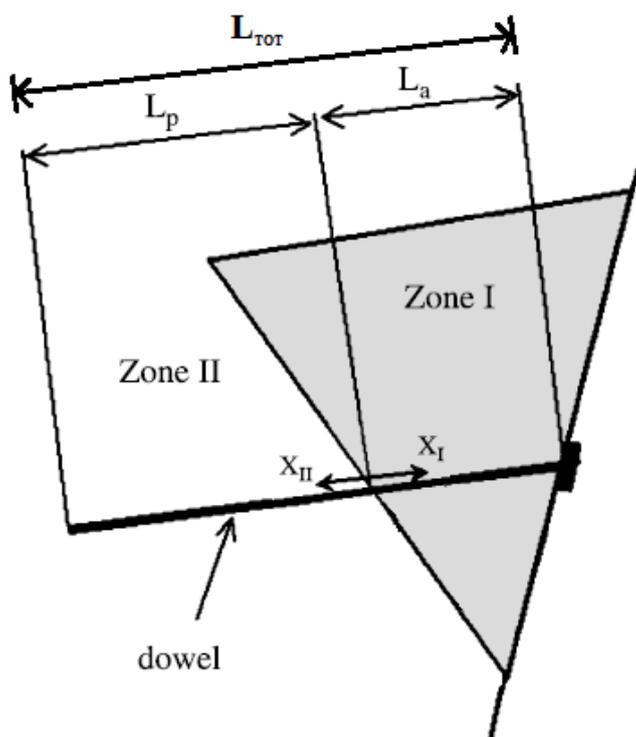


Figura 4.4 – Schema fuori scala - lunghezza attiva e passiva del bullone (Oreste, Cravero - 2008).

si possono facilmente distinguere due differenti aree: *Zona I*, blocco instabile, rispetto al quale si identifica il tratto attivo,  $L_a$  del chiodo e *Zona II*, ammasso stabile, mediante cui si individua il tratto passivo,  $L_p$ . Questi valori di input del problema vengono valutati sulla base della geometria del

blocco, del piano di scivolamento e dell'inclinazione della bullonatura. Solitamente il tratto attivo è compreso tra  $1/3$  e  $2/3$  della lunghezza complessiva,  $L_{TOT}$ .

Ai fini dell'applicazione del metodo è indispensabile definire un sistema di riferimento che avrà due assi,  $x_I$  e  $x_{II}$  origine in corrispondenza dell'intersezione tra chiodatura e superficie di scorrimento.

#### 4.2.2. VALUTAZIONE DELLE COMPONENTI ASSIALE E TRASVERSALE DELLO SPOSTAMENTO UNITARIO IMPOSTO (STEP 2)

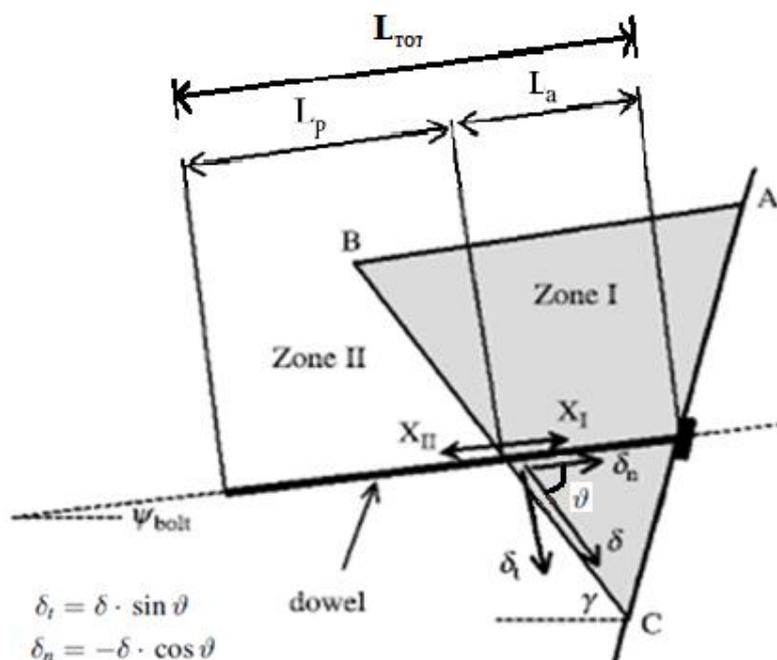
Lo spostamento arbitrario unitario  $\delta$  viene applicato al blocco instabile lungo la direzione corrispondente al piano di scivolamento. Questo accade, perché la geometria è tale da consentire solo quel tipo di spostamento. Valutata la suddetta quantità, si scompone il vettore di riferimento lungo le sue due direzioni, assiale e trasversale, secondo le:

$$\begin{aligned}\delta_t &= \delta \cdot \sin \vartheta \\ \delta_n &= -\delta \cdot \cos \vartheta\end{aligned}\tag{1}$$

con:

- $\theta$  = angolo compreso tra il bullone e la direzione di scivolamento, come mostrato nella *Figura 4.3*

Le sollecitazioni di Taglio  $T$ , Momento flettente  $M$  e sforzo normale di trazione  $N$ , presenti in ogni chiodo facente parte dello studio sono indotte dalla mobilitazione dello spostamento unitario  $\delta$ ; più nello specifico, sono da attribuire separatamente alle sue due componenti  $\delta_n$  e. In forza a quanto affermato, l'analisi prevede di studiare gli effetti dei due spostamenti separatamente. Si assume il comportamento del rinforzo di tipo elastico lineare. Per completezza, si riporta nella figura sottostante lo schema completo con tutte le grandezze chiamate in causa sino ad ora:



**Zona I** = blocco instabile;  
**Zona II** = roccia stabile;  
 $L_{TOT}$  = lunghezza totale del chiodo;  
 $L_a$  = tratto attivo lungo il blocco instabile (Zona I);  
 $L_p$  = tratto passivo lungo la roccia stabile (Zona II);  
 $x_I$  = asse di riferimento tratto attivo;  
 $x_{II}$  = asse di riferimento tratto passivo;  
 $\delta$  = spostamento lungo il piano di scivolamento;  
 $\delta_n$  = componente assiale;  
 $\delta_t$  = componente trasversale;  
 $\theta$  = angolo compreso tra il chiodo e discontinuità;  
 $\Psi_{bolt}$  = angolo compreso tra orizzontale e chiodo;  
 $\gamma$  = angolo compreso tra orizzontale e discontinuità;

Figura 4.5 – Schema rimaneggiato, fuori scala – Riepilogo grandezze (Oreste, Cravero - 2008).

### 4.2.3. VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI E DELLE DEFORMAZIONI LUNGO LE DUE COMPONENTI (STEP 3)

#### 4.2.3.1. EFFETTO LEGATO ALLO SPOSTAMENTO $\delta_t$

Tale spostamento del blocco instabile genera una deformazione sul bullone del tipo mostrato in *Figura 4.6*, dove le coordinate in  $x$  si riferiscono allo sviluppo del bullone, mentre quelle in  $y$  allo spostamento trasversale. I valori  $y_{II0}$  e  $y_{I0}$  rappresentano l'aliquota di spostamento nelle due zone in corrispondenza dell'interfaccia:

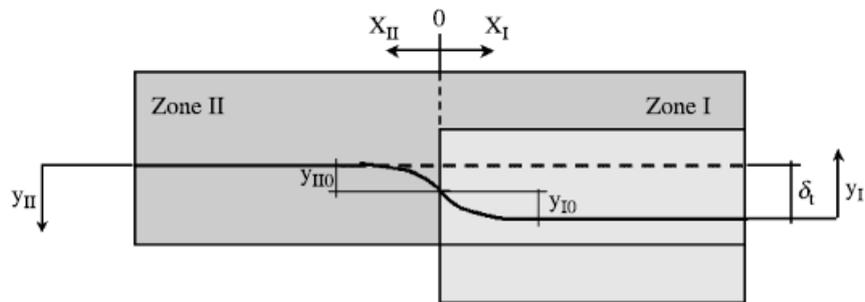


Figura 4.6 – Schema rimaneggiato, fuori scala – Effetto deformativo sul chiodo dovuto allo spostamento trasversale  $\delta_t$  (Oreste, Cravero - 2008).

Questo fenomeno può essere esplicitato attraverso l'equazione differenziale della linea elastica relativa al caso monodimensionale di un elemento connesso alla sottostante roccia tramite una serie di molle alla Winkler (Lancellotta e Calavera - 1999):

$$E J \cdot \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P(y) = 0 \quad (2)$$

dove:

- $E$  = modulo elastico del materiale costituente il chiodo passivo  $[F/L^2]$ ;
- $J$  = momento d'inerzia della sezione del supporto  $[L^4]$ ;
- $y$  = spostamento in direzione normale al chiodo  $[L]$ ;
- $P$  = forza trasversale, ortogonale al chiodo, per unità di lunghezza  $[F/L]$  ed è funzione lineare di  $y$ . Rappresenta la reazione della roccia che si oppone a tale spostamento.

La forza lineare  $P$  può essere esplicitata come segue:

$$P = p \cdot \phi_{hole} = E_s \cdot y = (k \cdot \phi_{hole}) \cdot y \quad (3)$$

dove:

- $p$  = pressione di contatto agente sulla superficie laterale del chiodo [F/L<sup>2</sup>];
- $\phi_{hole}$  = diametro del foro [L];
- $E_s = k \cdot \phi_{hole}$  è il modulo di reazione della roccia [F/L<sup>2</sup>];
- $k = p/y$  è il coefficiente di fondazione della roccia [F/L<sup>3</sup>].

Sostituendo la (3) nella (2) l'equazione della linea elastica valida per la *Zona I* e la *Zona II* diventa:

$$EJ \cdot \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + E_s \cdot y = 0 \quad (4)$$

La cui soluzione è data da:

$$y = e^{\beta x} \cdot (B_1 \cdot \cos \beta x + B_2 \cdot \sin \beta x) + e^{-\beta x} (B_3 \cdot \cos \beta x + B_4 \cdot \sin \beta x) \quad (5)$$

con:

- $\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4 \cdot EJ}}$  = inversa della lunghezza caratteristica del chiodo;

- $B_1, B_2, B_3, B_4$  costanti d'integrazione da determinare a partire dalle condizioni al contorno adeguate.

L'equazione che governa il fenomeno è valida per entrambe le due zone, quindi le costanti d'integrazione saranno 4 per ognuna di esse, cioè un totale di 8. Saranno, pertanto, indispensabili definire 8 condizioni al contorno per calcolare la deformazione del chiodo dovuta allo spostamento imposto del blocco  $\delta_t$ .

A seguire le otto cc:

1. Congruenza dello spostamento normale  $y$  sulla superficie di scorrimento ( $x_I = x_{II} = 0$ ):

$$y_{I_o} + y_{II_o} = \delta_t$$

2. Continuità del valore assoluto del momento flettente  $M$  sulla superficie di scorrimento ( $x_I = x_{II} = 0$ ):

$$M_{I_o} = -M_{II_o}$$

3. Continuità delle derivate prime  $y'$  all'interfaccia ( $x_I = x_{II} = 0$ ):

$$y'_{I_o} = y'_{II_o}$$

4. Continuità delle forze di taglio  $T$  all'interfaccia ( $x_I = x_{II} = 0$ ):

$$T_{I_o} = T_{II_o}$$

5. Derivate prime  $y'$  nulle alla fine del bullone in *Zona I* ( $x_I = L_a$ ):

$$y'_{I,xI=L_a} = 0$$

6. Momento flettente nullo  $M$  alla fine del chiodo in *Zona II* ( $x_{II} = L_p$ ):

$$M_{II,xII=L_p} = 0$$

7. Spostamento normale  $y$  nullo alla fine del bullone in *Zona I* ( $x_I = L_a$ ):

$$y_{I,xI=L_a} = 0$$

8. Forza di taglio  $T$  nulla alla fine del chiodo in *Zona II* ( $x_{II} = L_p$ ):

$$T_{II,xII=L_p} = 0$$

Siano:

$$\bullet \quad M = EJ \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \quad ; \quad T = EJ \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} \quad ; \quad y' = \frac{dy}{dx}$$

Si esplicitano le precedenti *otto condizioni al contorno* come funzione delle altrettante costanti incognite d'integrazione:

$$1. \quad B_{1,I} + B_{3,I} + B_{1,II} + B_{3,II} = \delta_t$$

$$2. \quad B_{2,I} - B_{4,I} + B_{2,II} - B_{4,II} = 0$$

$$3. B_{1,I} + B_{2,I} - B_{3,I} + B_{4,I} - B_{1,II} - B_{2,II} + B_{3,II} - B_{4,II} = 0$$

$$4. -B_{1,I} + B_{2,I} + B_{3,I} + B_{4,I} + B_{1,II} - B_{2,II} - B_{3,II} - B_{4,II} = 0$$

$$5. B_{1,I} \cdot [e^{\beta \cdot L_a} \cdot (\cos \beta L_a - \sin \beta L_a)] + B_{2,I} \cdot [e^{\beta \cdot L_a} \cdot (\sin \beta L_a + \cos \beta L_a)] + \\ + B_{3,I} \cdot [-e^{-\beta \cdot L_a} \cdot (\sin \beta L_a + \cos \beta L_a)] + B_{4,I} \cdot [e^{-\beta \cdot L_a} \cdot (\cos \beta L_a - \sin \beta L_a)] = 0$$

$$6. B_{1,II} \cdot [-e^{\beta \cdot L_p} \cdot \sin \beta L_p] + B_{2,II} \cdot [e^{\beta \cdot L_p} \cdot \cos \beta L_p] + B_{3,II} \cdot [e^{-\beta \cdot L_p} \cdot \sin \beta L_p] + B_{4,II} \cdot [-e^{-\beta \cdot L_p} \cdot \cos \beta L_p] = 0$$

$$7. B_{1,I} \cdot [e^{\beta \cdot L_a} \cdot \cos \beta L_a] + B_{2,I} \cdot [e^{\beta \cdot L_a} \cdot \sin \beta L_a] + B_{3,I} \cdot [e^{-\beta \cdot L_a} \cdot \cos \beta L_a] + B_{4,I} \cdot [e^{-\beta \cdot L_a} \cdot \sin \beta L_a] = 0$$

$$8. B_{1,II} \cdot [-e^{\beta \cdot L_p} \cdot (\sin \beta L_p + \cos \beta L_p)] + B_{2,II} \cdot [e^{\beta \cdot L_p} \cdot (\cos \beta L_p - \sin \beta L_p)] + \\ + B_{3,II} \cdot [e^{-\beta \cdot L_p} \cdot (\cos \beta L_p - \sin \beta L_p)] + B_{4,II} \cdot [e^{-\beta \cdot L_p} \cdot (\sin \beta L_p + \cos \beta L_p)] = 0$$

Risolviendo il sistema lineare si ottengono le *otto costanti d'integrazione* che ci permettono di esprimere a pieno lo spostamento  $y$ , il momento flettente  $M$ , la forza di taglio  $T$  su entrambe le zone della chiodatura passiva. Si ricorda che il momento è massimo dove il taglio è nullo e che entrambi sono linearmente dipendenti dallo spostamento unitario arbitrario  $\delta$ .

Il parametro  $\beta$  è di difficile stima, per questo motivo può essere valutato tramite una prova in situ.

Sia:

- $T_{test}$  la forza applicata sulla testa del chiodo;
- $\delta_{t, test}$  lo spostamento normale misurato sullo stesso punto di applicazione della forza

Si può stimare il parametro  $\beta$  come segue:

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{1}{2 \cdot EJ} \cdot \frac{T_{test}}{\delta_{t, test}}} \quad (6)$$

#### 4.2.3.2. EFFETTO LEGATO ALLO SPOSTAMENTO $\delta_n$

La tensione di trazione è associata alla componente longitudinale di  $\delta$  imposta sul blocco. Il metodo impiegato per calcolare tale tensione fa riferimento agli studi di *Frank and Zhao* (1982). All'equilibrio, in direzione assiale, come mostra la *Figura 4.7*, si ha:

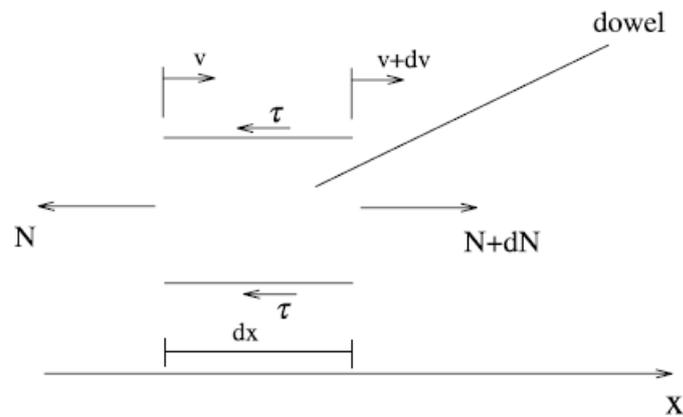


Figura 4.7 – Equilibrio assiale su tratto infinitesimo lungo il chiodo (Oreste, Cravero - 2008).

Per tanto è lecito poter scrivere:

$$N + dN = N + \tau \cdot P_{hole} \cdot dx \quad (7)$$

dove:

- $N$  = forza assiale lungo la bullonatura (trazione positiva);
- $P_{hole} = \pi \cdot \Phi_{hole}$  perimetro della sezione trasversale del rinforzo;
- $T$  = tensione di taglio sull'interfaccia roccia-bullone.

Quindi:

$$dN = \tau \cdot P_{hole} \cdot dx \quad (8)$$

La tensione di taglio può essere espressa come dipendenza lineare dallo spostamento relativo,  $v_r$ , tra blocco e bullone:

$$\tau = \beta_c \cdot v_r \quad (9)$$

con:

- $\beta_c$  = rigidezza di taglio sull'interfaccia roccia-chiodo passivo.

Posto la (8) nella (9) ed esplicitando la variazione dello sforzo normale lungo l'ascissa  $x$ :

$$\frac{dN}{dx} = \beta_c \cdot v_r \cdot P_{hole} \quad (10)$$

Inoltre, per la continuità deformativa tra bullone e interfaccia, si ha:

$$\varepsilon_x = \frac{dv_r}{dx} = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{N}{EA} \quad (11)$$

con:

- **A** = sezione trasversale del chiodo passivo;
- **E** = modulo elastico del chiodo passivo.

Derivando  $N$  rispetto alla  $x$  si ha:

$$\frac{dN}{dx} = EA \cdot \frac{d^2v_r}{dx^2} \quad (12)$$

Uguagliando la (10) con la (12) si ottiene un'equazione differenziale che descrive lo spostamento relativo chiodo-blocco:

$$\frac{d^2v_r}{dx^2} - \frac{\beta_c \cdot P_{hole}}{EA} \cdot v_r = 0 \quad (13)$$

con:

- $\alpha = \sqrt{\frac{\beta_c \cdot P_{hole}}{EA}}$  (14)

La soluzione dell'equazione (13) sarà:

$$v_r = H_1 \cdot e^{\alpha x} + H_2 \cdot e^{-\alpha x} \quad (15)$$

dove:

- $H_1$  e  $H_2$  sono costanti d'integrazione per *Zona I* e *Zona II* determinabili a partire da *quattro condizioni al contorno*, se ben poste.

Le quattro condizioni al contorno:

1. Lo spostamento sull'interfaccia  $v_r$  nullo ( $x_I = L_a$ ):

$$v_{r,I}(x_I = L_a) = 0$$

2. Sforzo Normale  $N$  nullo sulla fine del chiodo ( $x_{II} = L_p$ ):

$$N_{II}(x_{II} = L_p) = 0$$

3. Continuità dello sforzo normale  $N$  sulla discontinuità attraversata ( $x_I = x_{II} = 0$ ):

$$N_{Io} = N_{Iio} = N_{0,\delta}$$

4. Continuità deformativa in corrispondenza del piano di scivolamento, vedi *Figura 4.8*:

$$v_{r,Io} + v_{r,IIo} = \delta_n$$

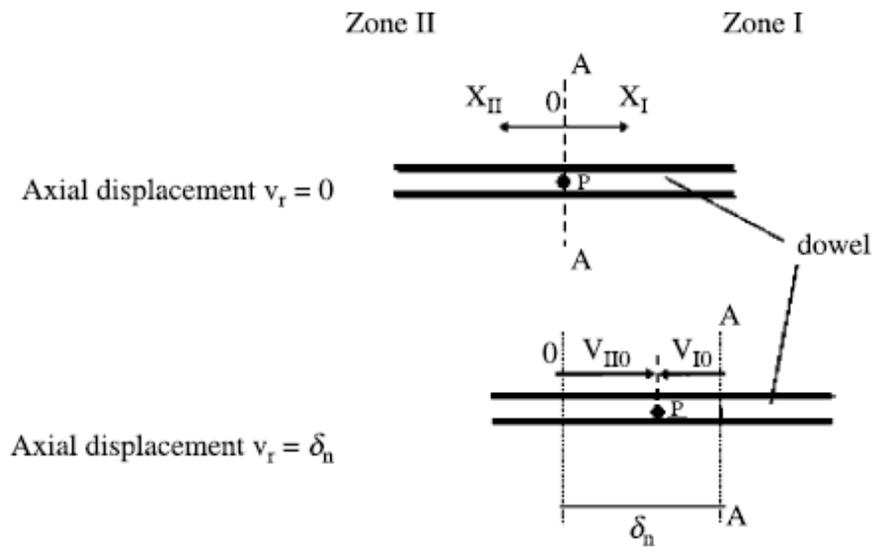


Figura 4.8 – Condizione di continuità nel bullone, sull'interfaccia (Oreste, Cravero - 2008).

Risolvendo la (13) otteniamo le costanti d'integrazione lineare:

$$H_{1,I} = -\delta_n \cdot \frac{(1 - e^{-2\alpha L_p}) \cdot e^{-2\alpha L_a}}{2 \cdot [1 + e^{-2\alpha(L_a + L_p)}]}$$

$$H_{2,I} = \delta_n \cdot \frac{(1 - e^{-2\alpha L_p})}{2 \cdot [1 + e^{-2\alpha(L_a + L_p)}]} \quad (16)$$

$$H_{1,II} = \delta_n \cdot \frac{(1 + e^{-2\alpha L_a}) \cdot e^{-2\alpha L_p}}{2 \cdot [1 + e^{-2\alpha(L_a + L_p)}]}$$

$$H_{2,II} = \delta_n \cdot \frac{(1 + e^{-2\alpha L_a})}{2 \cdot [1 + e^{-2\alpha(L_a + L_p)}]} \quad (16)$$

Tramite le quali, andandole a sostituire nelle formule opportune, si possono ottenere lo spostamento relativo chiodo-roccia  $v_r$ , la tensione tangenziale sull'interfaccia  $\tau$  e la forza assiale  $N$  agente sul chiodo, in entrambe le due zone:

ZONA I:

$$v_{r,I} = H_{1,I} \cdot e^{\alpha \cdot x_I} + H_{2,I} \cdot e^{-\alpha \cdot x_I} \quad (17)$$

$$\tau_I = \beta_c \cdot (H_{1,I} \cdot e^{\alpha \cdot x_I} + H_{2,I} \cdot e^{-\alpha \cdot x_I}) \quad (18)$$

$$N_I = EA \cdot \alpha \cdot (H_{1,I} \cdot e^{\alpha \cdot x_I} - H_{2,I} \cdot e^{-\alpha \cdot x_I}) \quad (19)$$

ZONA II:

$$v_{r,II} = H_{1,II} \cdot e^{\alpha \cdot x_{II}} + H_{2,II} \cdot e^{-\alpha \cdot x_{II}} \quad (20)$$

$$\tau_{II} = \beta_c \cdot (H_{1,II} \cdot e^{\alpha \cdot x_{II}} + H_{2,II} \cdot e^{-\alpha \cdot x_{II}}) \quad (21)$$

$$N_{II} = EA \cdot \alpha \cdot (H_{1,II} \cdot e^{\alpha \cdot x_{II}} - H_{2,II} \cdot e^{-\alpha \cdot x_{II}}) \quad (22)$$

Il massimo valore di  $N$  si ha nel punto dove la discontinuità attraversa il chiodo, quindi si determina imponendo la condizione  $x_I = x_{II} = 0$  nella (19) e nella (22) ottenendo:

$$N_{0,\delta} = EA \cdot \alpha \cdot (H_{1,I} - H_{2,I}) = EA \cdot \alpha \cdot (H_{1,II} - H_{2,II}) \quad (23)$$

Posti  $x_I^*$  e  $x_{II}^*$  i valori di  $x$  tale per cui si ha il momento massimo, il corrispettivo contributo di  $N$  sarà dato dalle:

ZONA I:

$$N_{I,\delta}^* = EA \cdot \alpha \cdot \left[ H_{1,I} \cdot e^{(\alpha \cdot x_I^*)} - H_{2,I} \cdot e^{-(\alpha \cdot x_I^*)} \right] \quad (24)$$

ZONA II:

$$N_{II,\delta}^* = EA \cdot \alpha \cdot \left[ H_{1,II} \cdot e^{(\alpha \cdot x_{II}^*)} - H_{2,II} \cdot e^{-(\alpha \cdot x_{II}^*)} \right] \quad (25)$$

Il parametro  $\alpha$  può essere valutato sperimentalmente, tramite una prova in situ: si applica una trazione  $N_{test}$  sulla testa del bullone e si misura lo spostamento relativo  $v_{r, test}$  in riferimento al medesimo punto di applicazione della forza:

$$\alpha = \frac{N_{test} (e^{-2\alpha \cdot L_{test}} + 1)}{EA \cdot v_{r, test} (e^{-2\alpha \cdot L_{test}} - 1)} \quad (26)$$

con:

- $L_{test}$  = lunghezza bullone testato.

Questo valore, nel caso di bullonatura in acciaio connessa con la superficie laterale del foro tramite malta iniettata, dovrà essere valutato a partire da un chiodo equivalente. Questo dovrà avere rigidità assiale e flessionale equivalente al rinforzo di riferimento. Pertanto l'area della sezione trasversale  $A$  e il momento d'inerzia  $J$  del chiodo equivalente, possono essere calcolati ponendo il modulo della malta uguale a quello del chiodo ( $E = E_{grout}$ ), ottenendo così:

$$A = \frac{E_{st} \cdot A_{bar} + E_{grout} \cdot (A_{hole} - A_{bar})}{E_{grout}} = \frac{E_{st} \cdot \left( \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{bar}^2 \right) + E_{grout} \cdot \left[ \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{hole}^2 - \phi_{bar}^2) \right]}{E_{grout}} \quad (27)$$

$$J = \frac{E_{st} \cdot J_{bar} + E_{grout} \cdot (J_{hole} - J_{bar})}{E_{grout}} = \frac{E_{st} \cdot \left( \frac{\pi}{64} \cdot \phi_{bar}^4 \right) + E_{grout} \cdot \left[ \frac{\pi}{64} \cdot (\phi_{hole}^4 - \phi_{bar}^4) \right]}{E_{grout}}$$

dove:

- $\phi_{rod}$  è il diametro dell'asta;
- $E_{st}$  è il modulo elastico dell'acciaio;
- $A_{rod}$  e  $J_{rod}$  area trasversale e momento d'inerzia dell'asta;
- $A_{hole}$  e  $J_{hole}$  area trasversale e momento d'inerzia del foro.

#### 4.2.4. CALCOLO DEI FATTORI DI SICUREZZA LOCALI (STEP 4)

Note le caratteristiche delle sollecitazioni e delle deformazioni, si possono calcolare i fattori di sicurezza locali a rottura e sull'interfaccia (sfilamento) bullone-roccia relativi allo spostamento arbitrario  $\delta$  applicato al cuneo piramidale. Tali fattori di sicurezza  $F_{s,fail,1,\delta}$  e  $F_{s,fail,2,\delta}$  relativi alle due zone, posso esprimerli come il rapporto tra la tensione limite agente sulla superficie laterale del chiodo e la tensione tangenziale massima che esiste in corrispondenza della discontinuità attraversata.

Si ottiene:

$$F_{s,fail,1,\delta} = \frac{\tau_{lim}}{\beta_c \cdot v_{r,Io,\delta}} \quad (28)$$

$$F_{s,fail,2,\delta} = \frac{\tau_{lim}}{\beta_c \cdot v_{r,IIo,\delta}} \quad (29)$$

dove:

- $\tau_{lim}$  è la tensione di taglio limite lungo la superficie laterale del bullone. Tale limite è funzione delle proprietà dell'ammasso roccioso e della malta impiegata. Può essere valutata tramite formulazione empirica e poi validata tramite prova in situ;
- $v_{r,Io,\delta}$  spostamento relativo tra bullone e roccia in corrispondenza della *zona I*, calcolata nella discontinuità in riferimento allo spostamento  $\delta$ ;
- $v_{r,IIo,\delta}$  spostamento relativo tra bullone e roccia in corrispondenza della *zona II*, calcolata nella discontinuità in riferimento allo spostamento  $\delta$ .

La verifica del chiodo passivo deve avvenire:

1. Sulla discontinuità attraversata dal chiodo, dove si ha  $T_{MAX}$  e  $N_{MAX}$ ;
2. Per  $x_i^*$  e  $x_{ii}^*$  dove si ha il momento  $M_{MAX}$  ( $T=0$ ) e gli sforzi normali  $N_{i,\delta}^*$  nella *zona I* e  $N_{ii,\delta}^*$  per la *zona II*.

Per quanto riguarda la verifica al punto 1., la tensione ideale sull'asse del bullone in corrispondenza della discontinuità, secondo la teoria di *Von Mises*, vale:

$$\sigma_{id,\delta} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{\left(\frac{N_{0,\delta}}{A_{bar}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{T_{0,\delta} \cdot S_{bar}}{\phi_{bar} \cdot J_{bar}}\right)^2}$$

con:

- $S_{rod}$  momento statico della semi-sezione del bullone, valutato per un asse baricentrale:

$$S_{rod} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{\phi_{rod}}{2}\right)^3$$

Il *fattore di sicurezza* relativo alla rottura del bullone, in corrispondenza del centro dell'asta, sempre in corrispondenza del piano di scivolamento è:

$$F_{s,\text{fail},3,\delta} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{id,\delta}}$$

con:

- $\sigma_y$  tensione di snervamento dell'acciaio

Il *fattore di sicurezza* relativo alla rottura del bullone, in corrispondenza del contorno dell'asta, sempre in corrispondenza del piano di scivolamento, è:

$$F_{s,\text{fail},4,\delta} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{xo,\delta}}$$

con:

- $\sigma_{xo,\delta}$  tensione assiale in corrispondenza del contorno dell'asta:

$$\sigma_{xo,\delta} = \frac{M_{o,\delta}}{W} + \frac{N_{o,\delta}}{A_{bar}} = \frac{M_{o,\delta}}{J_{bar}} \cdot \frac{\phi_{bar}}{2} + \frac{N_{o,\delta}^*}{A_{bar}}$$

Invece, le verifiche al punto 2. Relative alla rottura per flessione sono:

$$F_{s,fail,5,\delta} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{max,I,\delta}}$$

$$F_{s,fail,6,\delta} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{max,II,\delta}}$$

con:

- $\sigma_{max,I,\delta}$  tensione di trazione massima in *zona I*:

$$\sigma_{max,I,\delta} = \frac{M_{max,I,\delta}}{W} + \frac{N_{I,\delta}^*}{A_{rod}} = \frac{M_{max,I,\delta}}{J_{rod}} \cdot \frac{\phi_{rod}}{2} + \frac{N_{I,\delta}^*}{A_{rod}}$$

- $\sigma_{max,II,\delta}$  tensione di trazione massima in *zona II*:

$$\sigma_{max,II,\delta} = \frac{M_{max,II,\delta}}{W} + \frac{N_{II,\delta}^*}{A_{rod}} = \frac{M_{max,II,\delta}}{J_{rod}} \cdot \frac{\phi_{rod}}{2} + \frac{N_{II,\delta}^*}{A_{rod}}$$

Visto che  $M$ ,  $N$  e  $T$  sono linearmente dipendenti rispetto a  $\delta$ , tutti i fattori di sicurezza locali sono inversamente proporzionale allo spostamento arbitrario  $\delta$ .

#### 4.2.5. CALCOLO DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO AMMISSIBILE (STEP 5)

Valutati i sei fattori di sicurezza per l'i-esimo chiodo facente parte del sistema, si procede allo step successivo, il quale prevede di dividerli ognuno per il corrispettivo valore minimo consentito, come segue:

$$\eta_{\min,i} = \min \left[ \frac{F_{s,fail,1,\delta}}{F_{s,fail,1,adm}}; \frac{F_{s,fail,2,\delta}}{F_{s,fail,2,adm}}; \frac{F_{s,fail,3,\delta}}{F_{s,fail,3,adm}}; \frac{F_{s,fail,4,\delta}}{F_{s,fail,4,adm}}; \frac{F_{s,fail,5,\delta}}{F_{s,fail,5,adm}}; \frac{F_{s,fail,6,\delta}}{F_{s,fail,6,adm}} \right]_i$$

Si individua il minimo tra questi rapporti:

$$\eta_{\min} = \min[\eta_{\min,i}]$$

Moltiplicando tale valore per lo spostamento arbitrario  $\delta$  si ottiene il massimo spostamento consentito:

$$\delta_{\max} = \eta_{\min} \cdot \delta$$

- Rappresenta il valore massimo di spostamento per cui nessun fattore di sicurezza locale sia superiore al massimo consentito;
- Per questo valore si ha la massima forza stabilizzante in relazione allo schema ipotizzato inizialmente;
- È indipendente da  $\delta$  perché  $\eta_{\min}$  è anche inversamente dipendente da  $\delta$ .

#### 4.2.6. CALCOLO DELLA FORZA RISULTANTE $R_{TOT}$ E SUE COMPONENTI (STEP 6)

Ci sono due differenti contributi stabilizzanti che il chiodo può applicare al blocco instabile:

- *Forza assiale*, diretta lungo la direzione del bullone e verso l'ammasso stabile,  $N_{0,\delta,MAX}$
- *Forza trasversale*, in direzione ortogonale al bullone e verso l'alto,  $T_{0,\delta,MAX}$

Queste due forze,  $N_{0,\delta}$  e  $T_{0,\delta}$  valutate al punto 3. a partire dallo spostamento arbitrario  $\delta$  sono linearmente dipendenti da  $\delta$  allora possiamo semplicemente dire:

$$N_{0,\delta_{max}} = N_{0,\delta} \cdot \frac{\delta_{max}}{\delta} = N_{0,\delta} \cdot \eta_{min}$$

$$T_{0,\delta_{max}} = T_{0,\delta} \cdot \frac{\delta_{max}}{\delta} = T_{0,\delta} \cdot \eta_{min}$$

Le forze totali agenti sul blocco saranno quindi:

$$N_{tot} = \sum_i N_{0,\delta_{max},i}$$

$$T_{tot} = \sum_i T_{0,\delta_{max},i}$$

Esprimendo la risultante complessiva in termini vettoriali si ha:

$$\vec{R}_{tot} = N_{tot} \cdot \vec{v}_d + T_{tot} \cdot \vec{v}_T$$

dove:

- $\vec{v}_d$  versore parallelo al chiodo e diretto contro il muro;
- $\vec{v}_T$  versore ortogonale al chiodo della forza di taglio, diretto verso l'alto.

Si può calcolare  $\vec{v}_T$  a partire da  $\vec{v}_d$  e il vettore unitario  $\vec{v}_s$  relativo allo spostamento del blocco che in forma cartesiana risultano:

$$\vec{v}_d = u_1 \cdot \vec{x} + v_1 \cdot \vec{y} + w_1 \cdot \vec{z}$$

$$\vec{v}_s = u_2 \cdot \vec{x} + v_2 \cdot \vec{y} + w_2 \cdot \vec{z}$$

Ottenendo così:

$$\vec{v}_T = \vec{v}_d \wedge (\vec{v}_d \wedge \vec{v}_s) = \frac{[v_1 \cdot (u_1 \cdot v_2 - v_1 \cdot u_2) + w_1 \cdot (u_1 \cdot w_2 - w_1 \cdot u_2)]}{\lambda} \cdot \vec{x} +$$

$$+ \frac{[u_1 \cdot (v_1 \cdot u_2 - u_1 \cdot v_2) + w_1 \cdot (v_1 \cdot w_2 - w_1 \cdot v_2)]}{\lambda} \cdot \vec{y} + \frac{[u_1 \cdot (w_1 \cdot u_2 - u_1 \cdot w_2) + v_1 \cdot (w_1 \cdot v_2 - v_1 \cdot w_2)]}{\lambda} \cdot \vec{z}$$

con:

$$\lambda = \sqrt{[v_1(u_1v_2 - v_1u_2) + w_1(u_1w_2 - w_1u_2)]^2 + [u_1(v_1u_2 - u_1v_2) + w_1(v_1w_2 - w_1v_2)]^2 + [u_1(w_1u_2 - u_1w_2) + v_1(w_1v_2 - v_1w_2)]^2}$$

La risultante della forza stabilizzante, per ogni chiodo, sarà quindi:

$$\vec{R}_{tot} = R_{tot} \cdot \vec{v}_{R_{tot}}$$

dove:

- $R_{TOT}$  modulo del vettore  $\vec{R}_{tot}$  :

$$R_{tot} = \sqrt{N_{tot}^2 + T_{tot}^2}$$

- $\vec{v}_{R_{tot}}$  versore di  $\vec{R}_{tot}$  :

$$\vec{v}_{R_{tot}} = \frac{N_{tot}}{R_{tot}} \cdot \vec{v}_d + \frac{T_{tot}}{R_{tot}} \cdot \vec{v}_T$$

#### 4.2.7. CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA GLOBALE (*STEP 7*)

Si conclude valutando il fattore di sicurezza globale tramite il metodo all'equilibrio limite, *LEM*, prendendo in considerazione la forza stabilizzante totale generata dal sistema di bulloni analizzato. Va da sé che l'impiego di tale sistema genera un incremento del *fattore di sicurezza* in funzione dello schema di chiodatura scelto. Se lo schema scelto non produce l'incremento desiderato, oppure risulta eccessivo, allora, sarà necessario apportare modifiche al sistema di chiodi scelto allo *STEP 1* e procedere con gli *STEP* successivi fino alla fine del ciclo computazionale.

## **5. STUDIO PARAMETRICO DELL'INFLUENZA DELLA MALTA CEMENTIZIA SUL COMPORTAMENTO DEL BULLONE**

### **5.1. INTRODUZIONE**

Il metodo esposto nel capitolo precedente costituisce la base analitica di partenza per la parametrizzazione svolta. Il metodo su cui si fonda l'analisi, BRP procedure, è un metodo analitico che affronta il fenomeno in modo semplificato, ma non semplicistico; in questo modo riesce a mantenere un buon grado di precisione nei risultati ottenuti dall'analisi.

Si valuta l'interazione tra un bullone passivo, con malta iniettata per tutta la lunghezza dell'asta, e il blocco di roccia potenzialmente instabile presente lungo la parete dello scavo. L'effetto stabilizzante del bullone avviene poiché il rinforzo attraversa tutto il blocco, oltrepassa la discontinuità lungo cui avviene lo scivolamento e prosegue nel tratto di ammasso roccioso stabile per una certa quantità detta lunghezza di ancoraggio o lunghezza passiva.

L'analisi viene condotta al variare dei parametri che regolano tale fenomeno. Ciò avviene con lo scopo di valutare l'incidenza e la variabilità delle quantità in gioco, ma anche con il fine di realizzare degli abachi che possano avere pure una valenza progettuale.

## 5.2. L'ANALISI PARAMETRICA

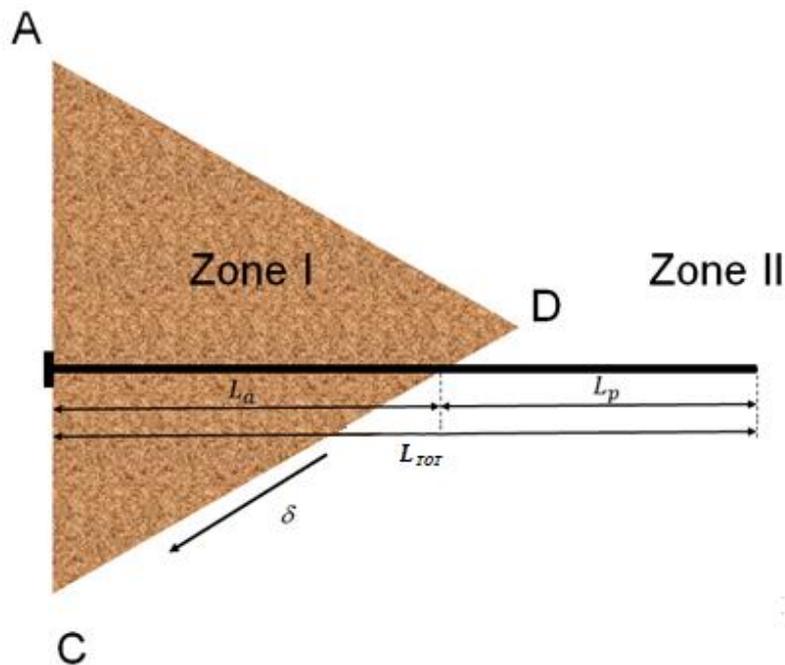


Figura 5.1 – Schema d'interazione blocco-bullone con i relativi tratti.

La *Figura 5.1* rappresenta schematicamente il sistema *blocco di roccia-chiodo passivo* fuori scala.  $L_a$  rappresenta il tratto di asta lungo il blocco instabile che rappresenta la *Zona I*.  $L_p$  è il tratto attraverso l'ammasso stabile che costituisce la *Zona II*. I vertici *A*, *C*, e *D* identificano il blocco di roccia potenzialmente instabile. Il vettore  $\delta$  rappresenta la direzione del cinematismo relativo al cuneo. Si ridefiniscono ora i nuovi valori di  $N$  e  $T$ , indicati con la nomenclatura  $N_0$  e  $T_0$  per ognuno dei bulloni in corrispondenza della discontinuità attraversata. Questi nuovi valori sono calcolati in relazione allo spostamento massimo consentito, cioè  $\delta_{MAX}$ . Tali forze rappresentano i valori massimi mobilitabili dal chiodo passivo ai fini della stabilità del blocco.

Partendo dai nuovi valori calcolati, si definisce il *fattore di sicurezza globale* relativo al blocco. Tale procedura, effettuata per un prefissato schema *blocco potenzialmente instabile lungo la parete-chiodo passivo*, viene ripetuta variando la geometria e l'orientazione spaziale della bullonatura passiva fino a quando si ottiene una configurazione del sistema tale che si ottenga il superamento di ciascuna delle verifiche di stabilità relative al cuneo oggetto della parametrizzazione.

Ai fini della valutazione delle due forze  $N_0$  e  $T_0$ , gli effetti delle componenti assiale e trasversale dello spostamento massimo  $\delta_{MAX}$  vengono analizzate separatamente per ognuno dei bulloni facenti parte dell'analisi.

Quindi, a partire dalla valutazione della componente assiale  $\delta_{n,MAX}$  si determina la forza  $N$  lungo la medesima componente e lo spostamento assiale relativo  $v_r$  lungo l'asta. Contestualmente l'analisi in riferimento allo spostamento trasversale  $\delta_{t,MAX}$  consente il calcolo della forza trasversale  $T$ , del momento  $M$  e lo spostamento trasversale  $y$  lungo la bullonatura.

I valori di  $N_0$  e  $T_0$  corrispondenti allo spostamento massimo sono stati così ottenuti:

$$N_0 = EA \cdot \alpha \cdot \left( -\frac{(1 - e^{-2 \cdot \alpha \cdot L_p}) \cdot e^{-2 \cdot \alpha \cdot L_a}}{2 \cdot [1 + e^{-2 \cdot \alpha \cdot (L_a + L_p)}]} + \frac{(1 - e^{-2 \cdot \alpha \cdot L_p})}{2 \cdot [1 + e^{-2 \cdot \alpha \cdot (L_a + L_p)}]} \right) \cdot \delta_{n, \max} \quad (1)$$

$$T_0 = EJ \cdot \beta^3 \cdot \delta_{t, \max} \quad (2)$$

dove:

- $EA$  rigidezza assiale del chiodo passivo;

- $EJ$  rigidezza flessionale del bullone;
- $L_a$  tratto di asta lungo il blocco instabile, *Zona I*;
- $L_p$  tratto di asta lungo l'ammasso stabile corrispondente alla lunghezza di ancoraggio, *Zona II*;
- $\alpha$  rappresenta l'interazione nella direzione assiale tra bullone e roccia:

$$\alpha = \sqrt{\frac{\beta_c \cdot P_{hole}}{EA}}$$

- $P_{hole}$  è il perimetro della sezione trasversale del chiodo passivo;
- $\beta_c$  è il parametro che lega lo spostamento relativo lungo la direzione assiale  $v_r$  e la tensione tangenziale  $\tau$  che si sviluppa lungo la superficie laterale del chiodo. Tale valore, che rappresenta la rigidezza di taglio all'interfaccia roccia-bullone, dipende in generale dalle caratteristiche del materiale che circonda l'asta e dal modulo elastico della roccia:

$$\beta_c = \frac{E_{grout}}{2s \cdot (1 + \nu_{grout})}$$

- $\beta$  invece esplicita l'interazione tra il bullone e la roccia nella direzione trasversale:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \Phi_{hole}}{4 \cdot EJ}}$$

- $k$  è il parametro che lega lo spostamento trasversale del bullone  $y$  e la pressione normale  $p$  sulla superficie laterale del chiodo dovuta al confinamento della roccia circostante:

$$k = \frac{p}{y}$$

- $\Phi_{hole}$  è il diametro corrispondente al foro di alloggiamento dove verrà posizionato il rinforzo.

Per valori sufficientemente elevati, maggiori o uguali a 1 [m], di  $L_a$  e  $L_p$  l'equazione (2) è valida. Il legante impiegato per connettere il rinforzo con la roccia solitamente è una malta cementizia o una resina. Le proprietà di tali materiali incidono sul comportamento del bullone, nello specifico sulla rigidezza assiale  $EA$ , la rigidezza flessionale  $EJ$ , il coefficiente d'interazione  $\alpha$  lungo la direzione assiale e il parametro  $k$  che permette di relazionare lo spostamento trasversale  $y$  alla pressione  $p$  agente lungo la superficie laterale dell'asta. Inoltre, la malta incide anche sul meccanismo di funzionamento del bullone, in special modo nella valutazione delle forze di stabilizzazione che il bullone trasmette al blocco di roccia instabile.

Le due rigidezze, assiale e trasversale, si possono esplicitare tramite le seguenti espressioni (Oreste 2009):

$$EA = E_{st} \cdot \left( \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{bar}^2 \right) + E_{grout} \cdot \left[ \frac{\pi}{4} \cdot (\Phi_{hole}^2 - \Phi_{bar}^2) \right] \quad (3)$$

$$EJ = E_{st} \cdot \left( \frac{\pi}{64} \cdot \Phi_{bar}^4 \right) + E_{grout} \cdot \left[ \frac{\pi}{64} (\Phi_{hole}^4 - \Phi_{bar}^4) \right] \quad (4)$$

dove:

- $\Phi_{bar}$  indica il diametro della barra costituente il corpo centrale della bullonatura passiva;
- $E_{st}$  modulo elastico dell'acciaio impiegato per la bullonatura, si può esprimere come segue:

$$E_{st} = \frac{E_{grout}}{s} \cdot \Phi_{hole}$$

- $E_{grout}$  modulo elastico del legante, malta o resina, che circonda l'asta all'interno del foro e ne garantisce l'aderenza con l'ammasso roccioso stabile.

L'analisi è stata svolta ipotizzando l'impiego di una malta cementizia, ma con i dovuti accorgimenti è possibile condurla nel caso di un legante chimico di differente natura, come la resina per esempio. Quindi ci troviamo nel caso in cui il modulo elastico della roccia è nettamente più elevato rispetto a quello del legante. In tali condizioni è lecito avallare un'ipotesi semplificativa, cioè considerare la roccia indeformabile.

Ciò consente di stimare  $\beta_c$  (quindi anche  $\alpha$ ) e  $k$  (quindi anche  $\beta$ ) come segue:

$$\beta_c \cong \frac{1}{t_{grout}} \cdot \frac{E_{grout}}{2 \cdot (1 + \nu_{grout})} \quad (5)$$

$$k \cong \frac{E_{grout}}{t_{grout}} \quad (6)$$

dove:

- $t_{grout}$  indica lo spessore del legante posto nell'intercapedine tra il bullone e il foro di alloggiamento del rinforzo;
- $\nu_{grout}$  rappresenta il coefficiente di *Poisson* della malta.

Il modulo elastico della malta cementizia ha una sua evoluzione nel tempo dovuta al processo di maturazione che inizia da quando la malta viene iniettata e si evolve nel tempo. Tale processo si esaurisce in qualche settimana (Spagnoli - 2018).

È possibile stimare l'evoluzione del modulo elastico nel tempo, vedi *Figura 5.2*, tramite la seguente equazione esponenziale negativa:

$$E_{grout} \cong E_{grout,\infty} \cdot (1 - e^{-\epsilon_E \cdot t}) \quad (7)$$

dove:

- $E_{grout,\infty}$  rappresenta il modulo elastico della malta cementizia ad un tempo  $t$  sufficientemente lontano;
- $\epsilon_E$  è una costante [ $1/t$ ] che da un punto di vista dimensionale è l'inversa del tempo. Indica un rapporto ed esprime il modo in cui il modulo elastico si evolve nel tempo dal valore di nullo a quello asintotico  $E_{grout,\infty}$ . La valutazione di tale costante avviene mediante uno o più valori noti di  $E_{grout,\infty}$  per diversi riferimenti temporali  $t$ .

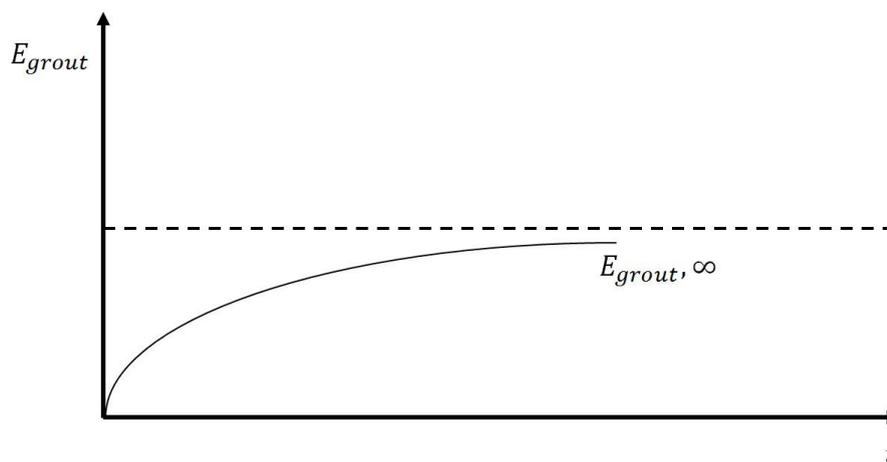


Figura 5.2 – Evoluzione nel tempo del modulo elastico della malta secondo la (7) (G. Spagnoli - 2018).

Dalla stima del tempo  $t$  in corrispondenza del quale si genera lo scivolamento del blocco, e quindi anche l'innescò del meccanismo del chiodo passivo, è possibile determinare il valore del modulo elastico  $E_{grout,t}$  dall'equazione (7). Quest'ultimo viene poi impiegato, successivamente, nell'analisi della rigidità assiale e flessionale del rinforzo tramite le equazioni (3), (4) e del fenomeno d'interazione roccia-chiodo lungo le due direzioni, assiale e trasversale, con la (5) e la (6).

### 5.2.1. I FATTORI SCELTI PER LA PARAMETRIZZAZIONE DELL'ANALISI.

Per studiare al meglio l'influenza delle proprietà meccaniche della malta cementizia adoperata per connettere l'asta della bullonatura completamente incapsulata alla roccia circostante è stata effettuata un'analisi parametrica. Essa prevede la valutazione di 729 casistiche differenti. Questo avviene facendo variare, all'interno di intervalli ragionevoli e perciò riscontrabili nella realtà, le principali sei grandezze che influenzano il fenomeno.

Nello specifico:

1. Il *diametro del chiodo* passivo in acciaio ( $\Phi_{bar} = 16$  [mm] , 24 [mm] , 32 [mm]);
2. La *lunghezza* del tratto passante attraverso il blocco instabile ( $L_a = 1$ [m] , 2 [m] , 3 [m]);
3. La *lunghezza* complessiva del bullone ( $L_{TOT} = 4$  [m] , 5 [m] , 6 [m]);
4. Lo *spessore dell'anello di malta* che avvolge l'asta ( $t_{grout} = 5$  [mm] , 10 [mm] , 15 [mm]);
5. Il *modulo elastico della malta* ( $E_{grout} = 5.000$  [MPa] , 10.000 [MPa] , 15.000 [MPa]);
6. L'*inclinazione*, rispetto all'orizzontale, dello spostamento ( $\gamma_{displ} = 30$  [°] , 45 [°] , 60 [°]).

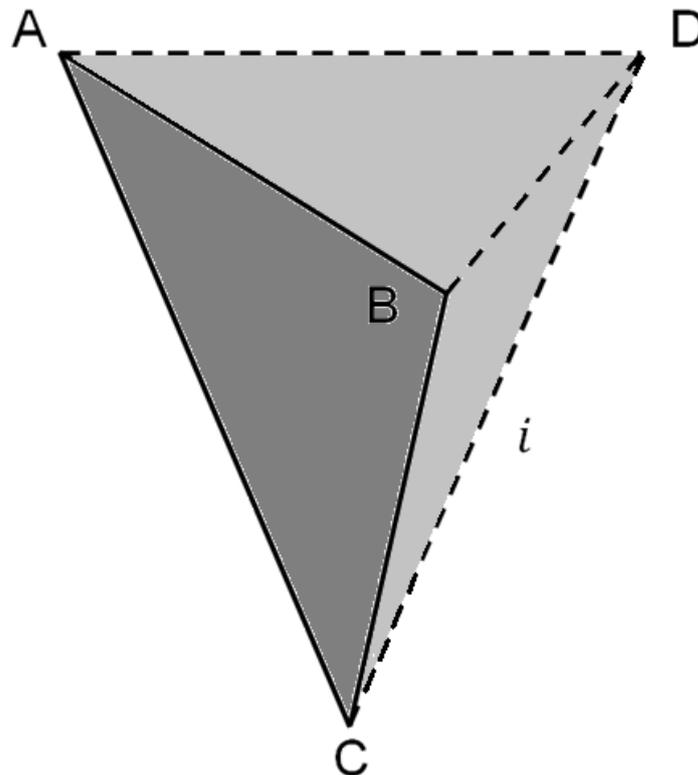
Quindi, avendo in gioco 6 grandezze e associando ad ognuna di esse 3 differenti valori, secondo le leggi del calcolo combinatorio si ottengono:

$$3^6 = 729 \text{ CASI ANALIZZATI}$$

Le prime quattro grandezze ( $\Phi_{bar}$ ,  $L_a$ ,  $L_{TOT}$ ,  $t_{grout}$ ) specificano la geometria del chiodo passivo sia longitudinalmente, indicandone lo sviluppo, sia trasversalmente, specificando le caratteristiche della sezione per entrambi i materiali, l'acciaio e la boiaccia.

Il quinto parametro ( $E_{grout}$ ) è legato alla rigidità della malta di allettamento in corrispondenza del tempo  $t$  per cui si ha lo scivolamento.

Infine, l'ultimo termine ( $\gamma_{displ}$ ) altro non è che l'orientamento spaziale del vettore spostamento  $\delta$  del blocco in corrispondenza della linea  $i$  formata dall'intersezione dei suoi due piani di scivolamento, vedi *Figura 5.3* del blocco instabile sottostante:



**Figura 5.3 – Blocco piramidale – A, B e C sono i vertici del cuneo lungo la parete a vista dello scavo – D è il vertice dentro l'ammasso roccioso – i indica la linea d'intersezione, tra i due piani di scivolamento, che coincide con la direzione del vettore spostamento  $\delta$  (Oreste, Spagnoli, Buccolieri - 2019).**

### 5.2.2. IPOTESI SEMPLIFICATIVE DI CALCOLO

La procedura di calcolo *BRP*, impiegata per valutare il comportamento del bullone, si fonda su alcune ipotesi semplificative che però garantiscono l'ottenimento di valori accettabili nello studio parametrico svolto:

1. Il blocco potenzialmente instabile è piramidale ed è posizionato lungo la parete verticale, risulta *simmetrico* rispetto al piano verticale passante per i vertici *C* e *D*, è *perpendicolare* rispetto alla faccia visibile del blocco come mostrato in *Figura 5.3*;
2. Il cinematismo del blocco avviene tramite traslazione lungo *la retta d'intersezione  $i$* ;
3. Il bullone viene installato in modo che risulti *ortogonale* e diretto *lungo l'orizzontale* rispetto alla faccia del blocco lungo la parete;
4. Il chiodo passivo viene considerato con un *comportamento elastico lineare* definito dalle due rigidezze: assiale *EA* e flessionale *EJ*;
5. L'interazione tra il bullone e la roccia circostante è analizzata attraverso delle *molle elastiche e lineari alla Winkler*, sia in direzione trasversale che longitudinale rispetto all'asta;
6. Si considera la *rigidezza* dell'ammasso roccioso sensibilmente più elevata di quella della malta cementizia, tale assunzione consente la semplificazione secondo cui si considera *infinitamente rigida* e ciò non influisce sui parametri d'interazione  $\alpha$  e  $\beta$ .

### 5.2.3. PARAMETRI COSTANTI ALL'INTERNO DELL'ANALISI

I restanti valori impiegati per lo studio parametrico, fissati arbitrariamente, sono da mantenere costanti per tutta l'analisi, poiché si vuole enfatizzare il peso del modulo elastico della malta sui risultati, essi sono:

1. *Coefficiente di Poisson* del legante:

$$\nu_{grout} = 0,15 [-]$$

2. *Modulo di Young* dell'acciaio:

$$E_{st} = 210.000 \text{ [MPa]}$$

3. *Tensione di snervamento* dell'acciaio:

$$\sigma_{yield} = 400 \text{ [MPa]}$$

4. *Tensione di taglio limite* all'interfaccia roccia-bullone:

$$\tau_{lim} = 1,2 \text{ [MPa]}$$

5. *Fattori di sicurezza locale* contro la *rottura* dell'acciaio e lo *sfilamento* lungo l'interfaccia:

$$F_{S,bar} = 1,5 [-]$$

$$F_{S,pullout} = 1,5 [-]$$

#### 5.2.4. RISULTATI OTTENUTI DALL'ANALISI

Concludendo, l'analisi viene eseguita in riferimento ai valori fissi, alternando ciclicamente i variabili all'interno di range realistici prestabiliti, valutando la variabilità del fenomeno in termini di risultati, rispetto ai termini variabili.

Inoltre i risultati ottenuti vengono valutati lungo tutta l'elongazione dell'asta, avendo cura di stabilire:

- Il valore massimo in corrispondenza del tratto  $L_a$ ;
- Il valore massimo in corrispondenza del tratto  $L_p$ ;
- Il valore in corrispondenza dell'interfaccia, cioè dove si ha lo scorrimento e conseguenzialmente la deformazione del chiodo passivo.

Operando in tal modo si possono esplicitare in funzione dei suddetti parametri, sia fissi che variabili, i 729 valori parametrici:

#### CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

- Momento  $M$  [ $MN \cdot m$ ];
- Taglio  $T$  [ $MN$ ];
- Sforzo Normale  $N$  [ $MN$ ].

Tali sollecitazioni, come detto precedentemente, vengono valutate in corrispondenza del tratto attivo  $L_a$  (blocco instabile), del tratto passivo  $L_p$  (ammasso roccioso stabile) per il momento e sull'interfaccia (dove avviene lo scorrimento planare) per quel che concerne taglio e sforzo normale.

### GLI SPOSTAMENTI

- Spostamento trasversale  $y$  [m];
- Spostamento assiale  $v_r$  [m].

Entrambi vengono valutati sull'interfaccia poiché è proprio lì che si verifica uno spostamento relativo tra *Zona I* (Blocco instabile) e *Zona II* (Ammasso roccioso stabile) con conseguente deformazione della bullonatura. I tratti  $L_a$  e  $L_p$  non vengono presi in considerazione poiché non avviene alcun tipo di spostamento. Lungo questi tratti l'asta resta solidale alla roccia in corrispondenza dell'alloggiamento e per tanto gli spostamenti sono assoluti e non relativi.

### FORZA APPLICATA

- Risultante della forza applicata dal bullone  $R$  [MN];
- Angolo  $\gamma_{Force}$  [°];
- Angolo  $\Psi_{Force}$  [°].

Si ottengono così tutte le informazioni utili sulla forza sviluppata dal chiodo e sulla sua orientazione spaziale, necessarie ai fini del superamento delle verifiche di stabilità.

Quindi secondo le formule si esplicitano, il modulo della forza  $F$  e la giacitura del vettore di riferimento  $R$  tramite i due angoli specifici:

- L'inclinazione rispetto all'orizzontale del vettore  $R$  si esprime tramite l'angolo  $\gamma_{Force}$  e risulta positivo verso il basso.
- $\psi_{Force}$ , invece, rappresenta la direzione sul piano orizzontale, dove il *Nord* è associato allo  $0$  [ $^{\circ}$ ], il *Sud* a  $180$  [ $^{\circ}$ ] e così per i restanti due punti cardinali, ossia, *Est*  $90$  [ $^{\circ}$ ] ed *Ovest*  $270$  [ $^{\circ}$ ].

## 6. VALUTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI PARAMETRICA SVILUPPATA

### 6.1. INTRODUZIONE

L'analisi parametrica, svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo, sull'interazione tra il blocco di parete soggetto a scivolamento e il bullone passivo che si attiva a partire dal cinematismo del blocco (*Figura 6.1*), come spiegato nei capitoli precedenti, consente di definire:

- La *forza stabilizzante*  $R$  generata dal chiodo lungo le sue due componenti  $N_0$  e  $T_0$ ;
- Le *caratteristiche delle sollecitazioni*, quindi *momento*  $M$ , *sforzo normale*  $N$  e *taglio*  $T$ ;
- Gli *spostamenti assiali*  $v_r$  e *trasversali*  $y$ .

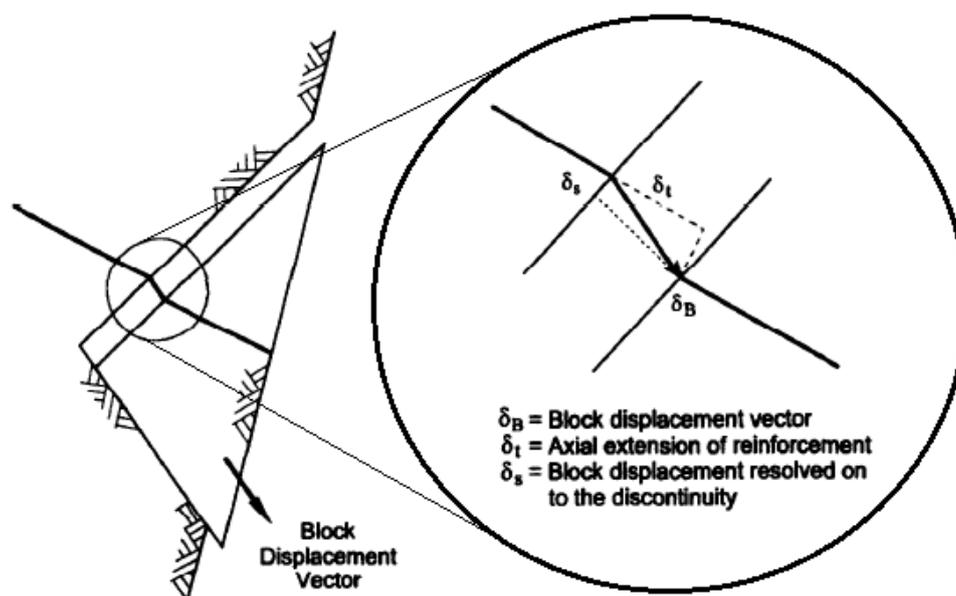


Figura 6.1 – Interazione Blocco di parete chiodo passivo (C. R. Windsor - 1997)

Tali quantità vengono valutate in ognuno dei 729 casi ottenuti dalla parametrizzazione e rappresentate tramite dei grafici che potremmo definire "abachi di pre-dimensionamento". Ciascun grafico ottenuto riassume 27 valori differenti della stessa grandezza scelta tra le otto sopracitate, al variare

del *modulo elastico* della malta cementizia  $E_{grout}$ , del suo *spessore*  $t_{grout}$  e per tre differenti valori di *diametro* del bullone, cioè  $\Phi_{bar}$ .

Nello specifico si analizzano quindi 3 diametri per volta  $\Phi_{bar}$ , per 3 diversi spessori di malta  $t_{grout}$ , per 3 differenti valori di modulo  $E_{grout}$ , ottenendo:

$$3^3 = 3 \Phi_{bar} \times 3 t_{grout} \times 3 E_{grout} = 27 \text{ punti}$$

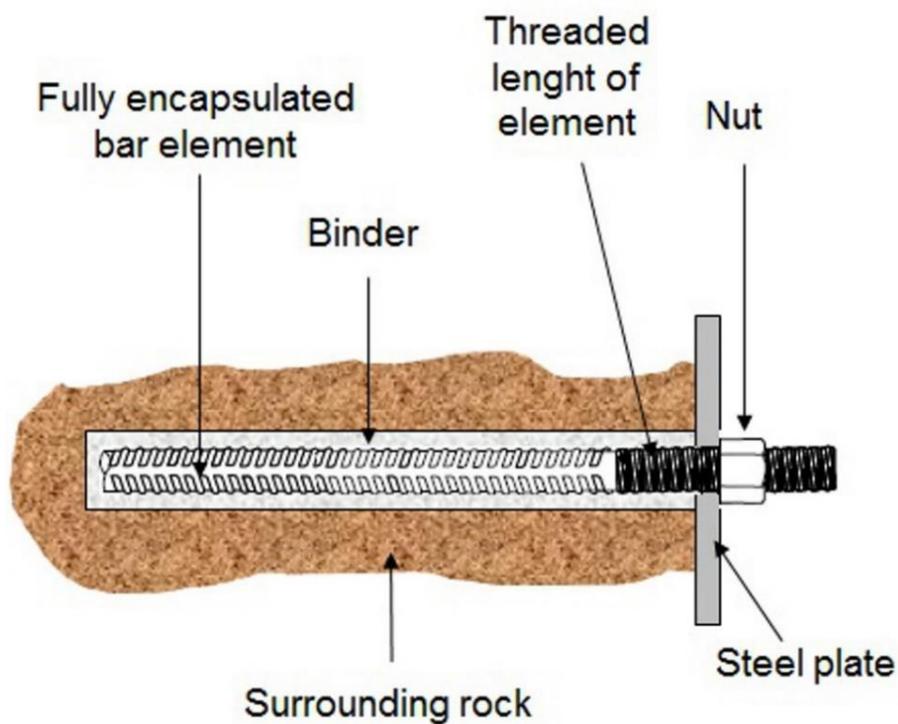


Figura 6.2 – Schema bullone oggetto dello studio parametrico.

## 6.2. VALUTAZIONE SU $N_0$

Dall'analisi dei grafici è evidente come la componente assiale della forza stabilizzante:

- $N_0$  aumenta con l'aumentare del diametro della barra  $\Phi_{bar}$
- $N_0$  aumenta con l'incremento del modulo elastico  $E_{grout}$  in modo quasi lineare;
- $N_0$  cresce al decrescere dello spessore della malta  $t_{grout}$ ;
- $N_0$  s'incrementa al decrementarsi dell'angolo d'inclinazione  $\gamma_{displ}$  del vettore spostamento  $\delta$ .

Inoltre, le lunghezze caratterizzanti  $L_a$  e  $L_{TOT}$  non influenzano la grandezza  $N_0$ . Questo accade per valori, superiori ad 1 [m], lungo il tratto nel blocco di roccia potenzialmente instabile e nell'ammasso roccioso stabile

Per tale motivo è lecito considerare solo tre grafici rappresentativi.

Si è scelto di esaminare i casi con i seguenti parametri di input:

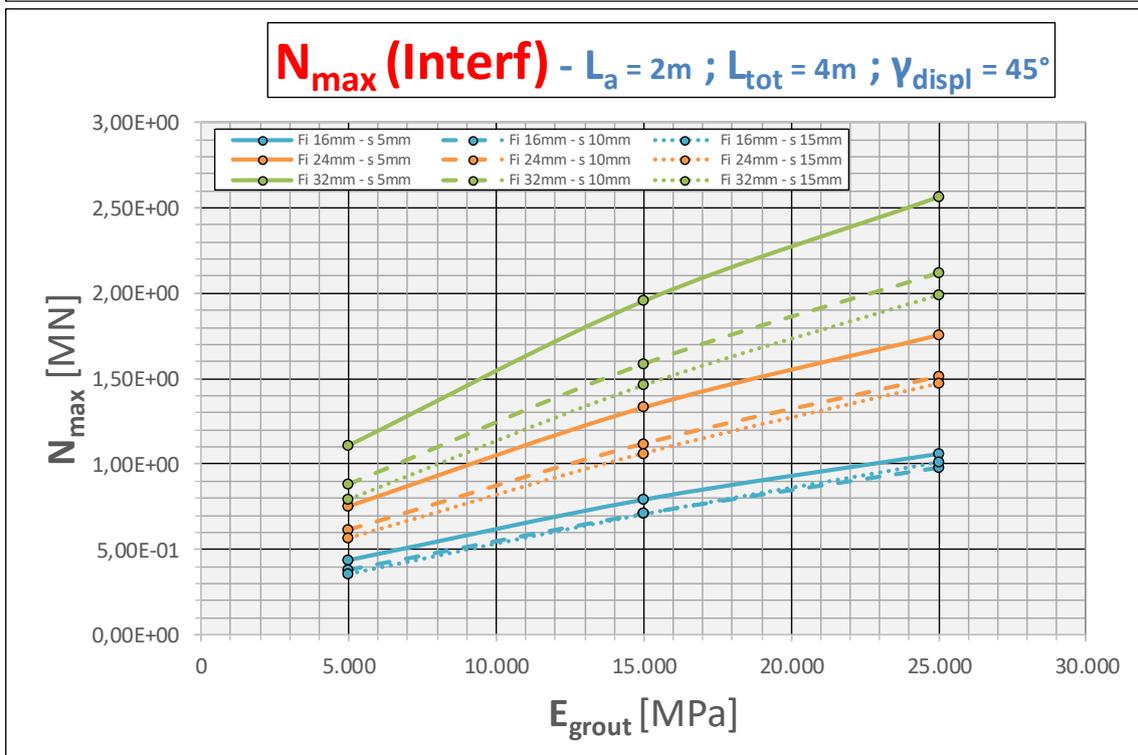
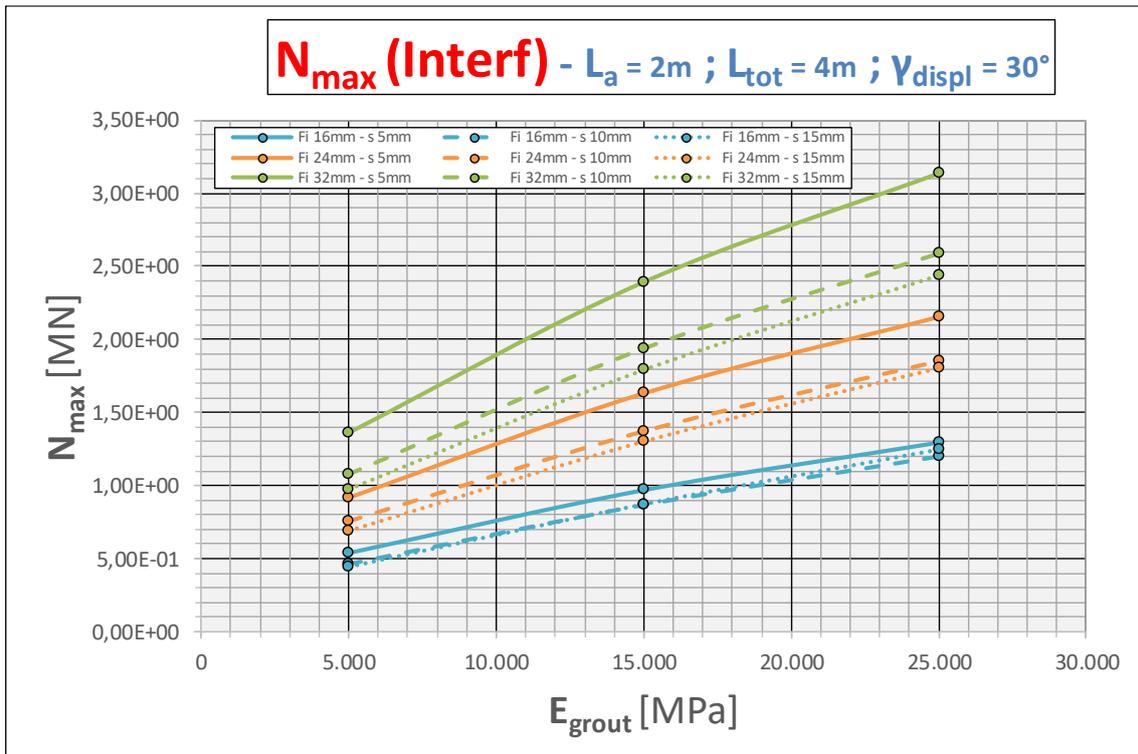
- $L_a = 2$  [m];
- $L_{TOT} = 4$  [m];

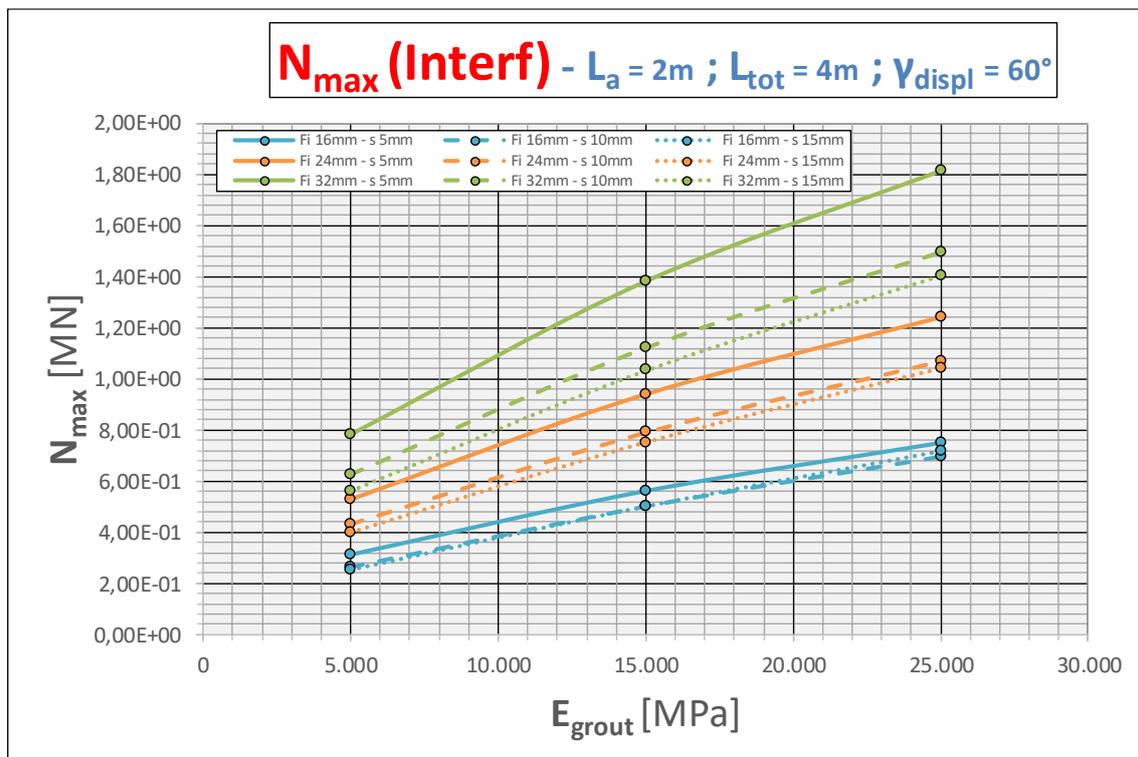
valutati però per tre valori distinti di  $\gamma_{displ}$ :

- $\gamma_{displ} = 30$  [°];
- $\gamma_{displ} = 45$  [°];
- $\gamma_{displ} = 60$  [°];

Come già detto  $L_a$  e  $L_{TOT}$ , non influenzano la grandezza  $N_0$  e i tre grafici sopracitati sono appresentativi per le rimanenti casistiche esaminate, e cioè per le restanti altre 8 coppie  $L_a$ - $L_{TOT}$  oggetto di studio.

A seguire, vedi *Grafico 6.1*, i tre abachi ottenuti:





**Grafico 6.1 – Sforzo Normale sull'interfaccia per tre differenti valori di  $\gamma_{\text{displ}}$ .**

Il *Grafico 6.1* mostra l'andamento della forza assiale  $N_0$  al variare dei seguenti fattori:

- modulo elastico della malta  $E_{\text{grout}}$ ;
- diametro della barra di acciaio  $\Phi_{\text{bar}}$ ;
- spessore del legante cementizio  $t_{\text{grout}}$ ;

per tre differenti angoli d'inclinazione del vettore spostamento  $\gamma_{displ}$ :

- 30 [°] caso A,
- 45 [°] caso B e
- 60 [°] caso C

con:

- $L_a = 2 [m]$
- $L_{TOT} = 4[m]$ .

Dall'analisi del grafico si vede, anche, come i parametri caratterizzanti la malta cementizia, ossia, modulo elastico  $E_{grout}$  e spessore  $t_{grout}$ , influenzano di molto la forza assiale  $N_0$ . Infatti, questa può subire un incremento addirittura del 300% sulla base della variazione in termini di spessore e modulo.

Tali risultati sono in accordo con la scoperta sperimentale di *Kilic* (2002) o *Aziz* (2005). Per esempio *Kilic* (2002) osserva una relazione di dipendenza lineare tra il carico di sfilamento e la resistenza della malta con l'incremento del modulo  $E_{grout}$ , ma anche con la resistenza a compressione monoassiale.

É possibile notare come i valori di  $N_0$  tendono a decrescere con l'incremento dello spessore del legante  $t_{grout}$ , nell'analisi da 5 [mm] fino a 15 [mm].

Nell'articolo pubblicato da *Mark* nel 2000 si osserva come i fori troppo grandi rispetto al diametro del bullone  $\Phi_{bar}$  possano generare problemi di capacità di trasferimento della forza.

In effetti, *Wagner* (1985) suggerisce che il diametro del foro  $\Phi_{hole}$  debba essere da 6 a 8 [mm] maggiore del diametro della barra  $\Phi_{bar}$ , mentre altre ricerche suggeriscono una differenza tra i due  $\Delta\Phi$  dell'asta e del foro non superiore a 6 [mm] (*Fairhurst e Singh*, 1974; *Karabin e Debevec*, 1976).

### 6.3. VALUTAZIONE SU $T_0$

Riguardo la componente trasversale  $T_0$  della forza stabilizzante, essa cresce non soltanto con il diametro della barra  $\Phi_{bar}$ , ma anche con:

- L'incremento del modulo elastico della malta secondo una relazione di dipendenza non lineare;
- L'aumento in spessore della malta  $t_{grout}$ ;
- Il crescere dell'angolo  $\gamma_{displ}$  del blocco.

Anche in questo caso per  $T_0$  non si registrano influenze per via di  $L_a$  o  $L_{TOT}$ . È lecito, per tale motivo, considerare solo tre grafici rappresentativi. Si è scelto di esaminare i casi con i seguenti parametri di input:

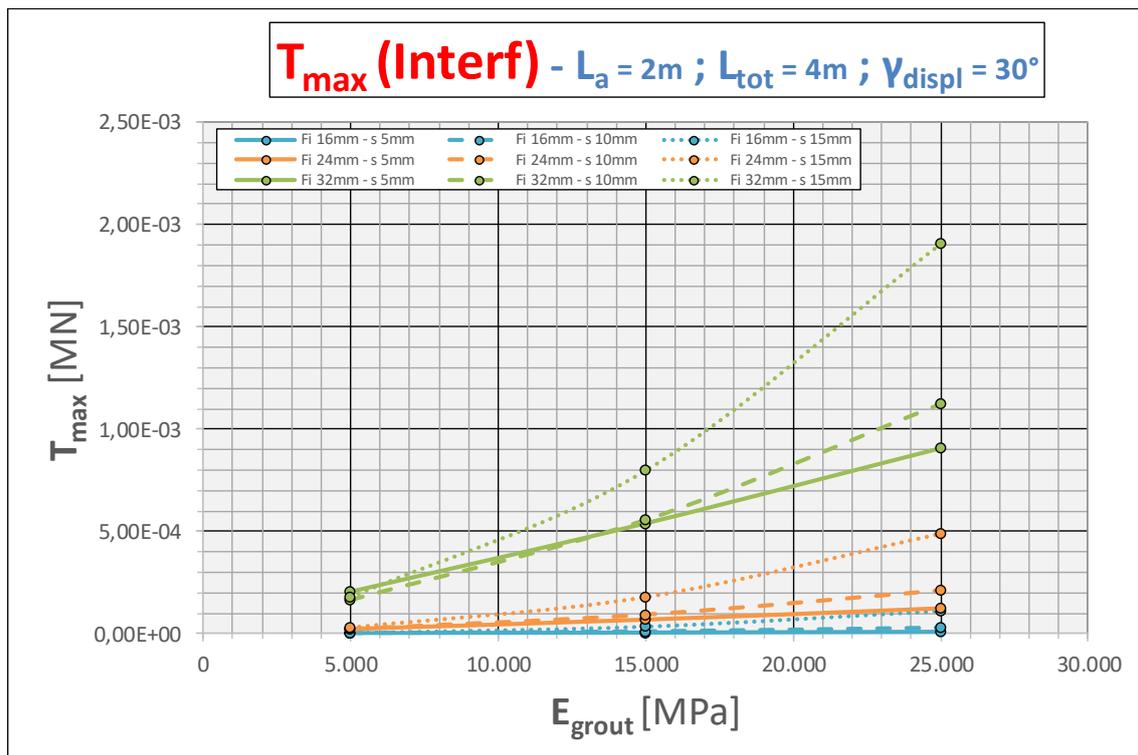
- $L_a = 2$  [m];
- $L_{TOT} = 4$  [m];

valutati però per tre valori distinti di  $\gamma_{displ}$ :

- $\gamma_{displ} = 30$  [°];
- $\gamma_{displ} = 45$  [°];
- $\gamma_{displ} = 60$  [°];

come già detto  $L_a$  e  $L_{TOT}$ , non influenzano la grandezza  $T_0$  e i tre grafici sopracitati sono appresentativi per le rimanenti casistiche esaminate, e cioè per le restanti altre 8 coppie  $L_a$ - $L_{TOT}$  oggetto di studio.

A seguire, vedi *Grafico 6.2*, i tre abachi ottenuti:



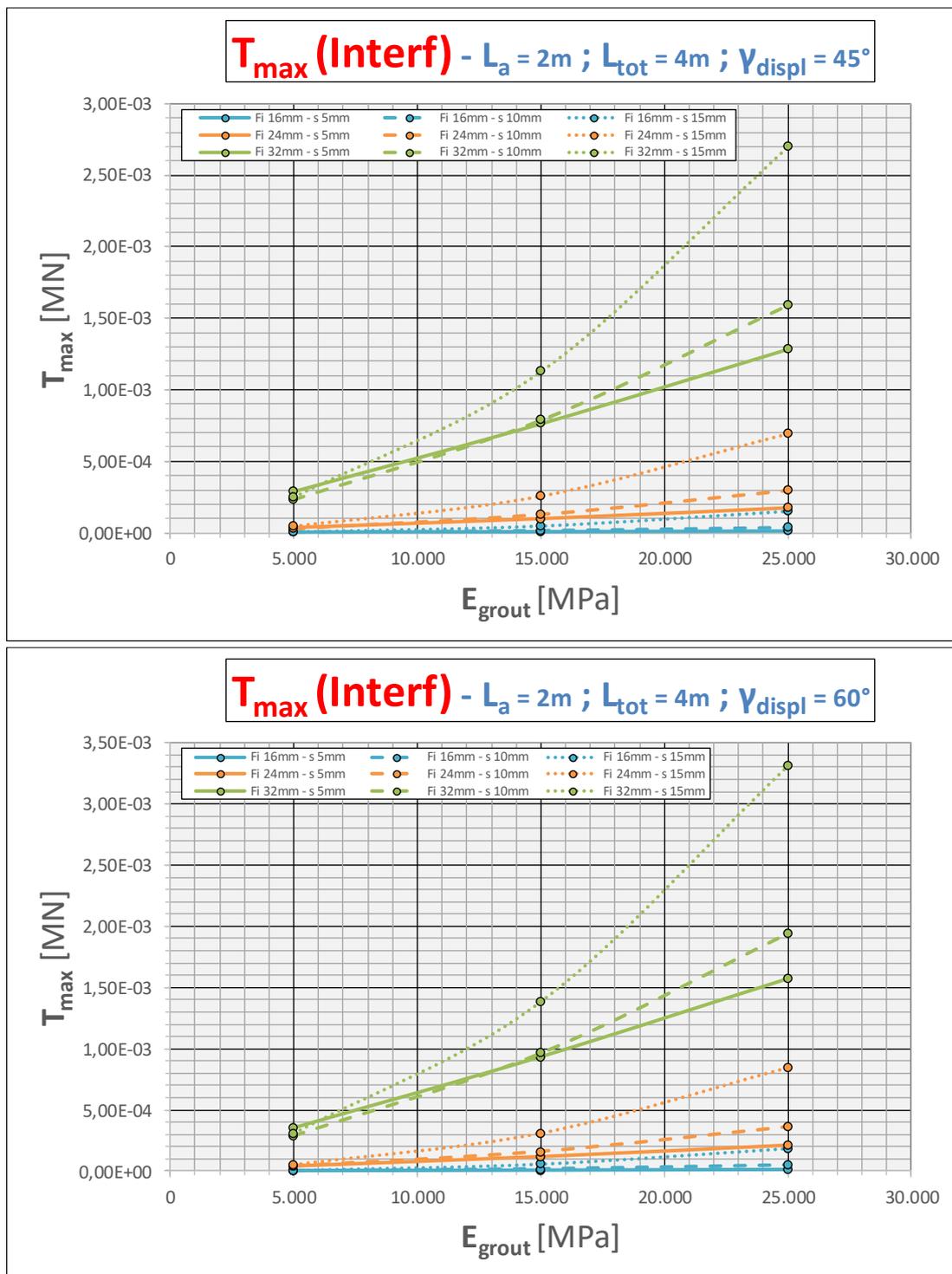


Grafico 6.2 – Sforzo di Taglio sull'interfaccia per tre differenti valori di  $\gamma_{displ}$ .

Il *Grafico 6.2* rappresenta l'andamento della componente trasversale  $T_0$  della forza stabilizzante al variare dei seguenti parametri:

- modulo elastico del legante  $E_{grout}$ ;
- diametro della barra in acciaio  $\Phi_{bar}$ ;
- spessore del legante  $t_{grout}$ ,

Il tutto per tre differenti angoli d'inclinazione  $\gamma_{displ}$ :

- $30 [^\circ]$  caso A;
- $45 [^\circ]$  caso B;
- $60 [^\circ]$  caso C;

E del vettore spostamento  $\delta$  per valori di:

- $L_a = 2 [m]$ ;
- $L_{TOT} = 4 [m]$ .

Nel caso di diametri di barre piccoli, come il caso in cui  $\Phi_{bar} = 16 [mm]$  e valori di spessore della malta bassi, cioè  $t_{grout} = 5\div 10 [mm]$  la quantità  $T_0$  è trascurabile al variare di  $E_{grout}$ .

D'altro canto, quando invece, sia le barre in acciaio che lo spessore della malta hanno valori elevati,  $T_0$  può variare considerevolmente in funzione della variazione del modulo  $E_{grout}$ .

Aziz (2005) osserva che con l'incremento dello spessore della malta  $t_{grout}$  la deformazione plastica perpendicolare all'asse del bullone lungo l'anello del legante viene ridotta.

Inoltre è tuttavia possibile verificare che lo spessore crescente della boiaccia che riempie il foro insieme al bullone crea un sistema più rigido, aumentandone la resistenza laterale e diminuendone lo spostamento laterale come osservato da Mishra (2015). Infatti, in ambiti simili, sempre nel campo dell'ingegneria geotecnica, è una pratica usuale quella di incrementare lo spessore dei muri palificati e della malta tra i pali e il terreno in corrispondenza dei punti dove ci si aspettano valori tensionali lungo la direzione orizzontale maggiori. Tale precauzione viene presa con il fine di conferire maggiore affidabilità al Sistema (Fang 1991).

Concludendo, si può affermare che in generale la bullonatura passiva costituisce un sistema ad elevata rigidità con conseguenti alti valori di capacità, che riduce le deflessioni causate dallo scioglimento dell'ancoraggio (Mark 2001).

#### 6.4. ULTERIORI CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

Per completezza, oltre a  $N_0$  e  $T_0$ , si riportano le tabelle e i grafici dell'analisi parametrica relativa al caso appena valutato comprensivo di tutte le grandezze calcolate.

Si ricorda che il caso in esame si riferisce alla parametrizzazione di un bullone avente come caratteristiche geometriche di input:

- $L_a = 2 [m]$ ;
- $L_{TOT} = 4 [m]$ ;

Le tabelle esplicano i risultati per tre distinti valori di  $\Phi_{bar}$ , cioè il diametro della bullonatura e tre di  $s$  che rappresenta lo spessore della malta cementizia.

Avremo quindi:

- $\Phi_{bar} = 16, 24, 32$  [mm];
- $s = 5, 10, 15$  [mm];

Cioè:

$$3^2 = 3 \Phi_{bar} \times 3 s = 9 \text{ tabelle}$$

I grafici, invece, si riferiscono ad una data grandezza e cambiano in funzione del tratto di asta analizzato (fatta eccezione per gli spostamenti valutati solo all'interfaccia), cioè per:

- $L_a$ ;
- $L_p$ ;
- interfaccia

A seguire, le tabelle e grafici più significativi:

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 16 [mm]$

$s = 5 [mm]$

INDEPENDENT VALUES							DEPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN\cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	$y [m]$	R	$\gamma_{Force}$	$\Psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0160	0,005	2	4	2	30	5000	2,87E-07	2,73E-07	4,32E-09	9,84E-08	1,75E-07	5,40E-01	1,30E-06	1,30E-06	1,30E-06	-4,33E-04	3,32E-04	2,30E-03	-1,38E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	30	15000	6,76E-07	6,72E-07	1,01E-09	1,16E-08	1,16E-08	9,71E-01	4,35E-06	4,35E-06	4,35E-06	-4,33E-04	3,32E-04	1,37E-03	-2,57E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	30	25000	1,14E-06	1,14E-06	3,54E-10	6,11E-09	6,11E-09	1,30E+00	8,77E-06	8,77E-06	8,77E-06	-4,33E-04	3,32E-04	1,10E-03	-3,88E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	45	5000	4,05E-07	3,86E-07	6,11E-09	8,03E-08	1,43E-07	4,41E-01	1,83E-06	1,83E-06	1,83E-06	-3,54E-04	3,32E-04	2,30E-03	-2,38E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	45	15000	9,55E-07	9,51E-07	1,43E-09	9,48E-09	9,48E-09	7,93E-01	6,15E-06	6,15E-06	6,15E-06	-3,54E-04	3,32E-04	1,37E-03	-4,45E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	45	25000	1,62E-06	1,61E-06	5,01E-10	4,99E-09	4,99E-09	1,06E+00	1,24E-05	1,24E-05	1,24E-05	-3,54E-04	3,32E-04	1,10E-03	-6,71E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	60	5000	4,96E-07	4,73E-07	7,49E-09	5,68E-08	1,01E-07	3,12E-01	2,25E-06	2,25E-06	2,25E-06	-2,50E-04	3,32E-04	2,30E-03	-4,13E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	60	15000	1,17E-06	1,16E-06	1,75E-09	6,70E-09	6,70E-09	5,60E-01	7,54E-06	7,54E-06	7,54E-06	-2,50E-04	3,32E-04	1,37E-03	-7,70E-04	0,00E+00
0,0160	0,005	2	4	2	60	25000	1,98E-06	1,98E-06	6,14E-10	3,53E-09	3,53E-09	7,48E-01	1,52E-05	1,52E-05	1,52E-05	-2,50E-04	3,32E-04	1,10E-03	-1,16E-03	0,00E+00

Tabella 6.1 – Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 5 [mm]$  e  $\Phi = 16 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 16 [mm]$

$s = 10 [mm]$

INDEPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN\cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	$y [m]$	R	$\gamma_{Force}$	$\Psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0160	0,01	2	4	2	30	5000	3,91E-07	3,71E-07	6,24E-09	1,61E-06	2,56E-06	4,62E-01	1,75E-06	1,75E-06	1,75E-06	-4,33E-04	3,32E-04	3,93E-03	-2,17E-04	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	30	15000	1,51E-06	1,50E-06	1,20E-09	1,34E-06	1,34E-06	8,68E-01	1,05E-05	1,05E-05	1,05E-05	-4,33E-04	3,32E-04	2,46E-03	-6,91E-04	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	30	25000	3,31E-06	3,31E-06	3,04E-10	4,35E-06	4,35E-06	1,20E+00	2,85E-05	2,85E-05	2,85E-05	-4,33E-04	3,32E-04	2,04E-03	-1,36E-03	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	45	5000	5,52E-07	5,25E-07	8,82E-09	1,31E-06	2,09E-06	3,77E-01	2,47E-06	2,47E-06	2,47E-06	-3,54E-04	3,32E-04	3,93E-03	-3,76E-04	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	45	15000	2,13E-06	2,13E-06	1,70E-09	1,09E-06	1,09E-06	7,09E-01	1,48E-05	1,48E-05	1,48E-05	-3,54E-04	3,32E-04	2,46E-03	-1,20E-03	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	45	25000	4,68E-06	4,68E-06	4,29E-10	3,55E-06	3,55E-06	9,81E-01	4,04E-05	4,04E-05	4,04E-05	-3,54E-04	3,32E-04	2,04E-03	-2,36E-03	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	60	5000	6,76E-07	6,43E-07	1,08E-08	9,28E-07	1,48E-06	2,67E-01	3,03E-06	3,03E-06	3,03E-06	-2,50E-04	3,32E-04	3,93E-03	-6,51E-04	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	60	15000	2,61E-06	2,61E-06	2,08E-09	7,74E-07	7,74E-07	5,01E-01	1,81E-05	1,81E-05	1,81E-05	-2,50E-04	3,32E-04	2,46E-03	-2,07E-03	0,00E+00
0,0160	0,01	2	4	2	60	25000	5,73E-06	5,73E-06	5,26E-10	2,51E-06	2,51E-06	6,94E-01	4,94E-05	4,94E-05	4,94E-05	-2,50E-04	3,32E-04	2,04E-03	-4,08E-03	0,00E+00

Tabella 6.2 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 10 [mm]$  e  $\Phi = 16 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 16 [mm]$

$s = 15 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES														
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	y [m]	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$	
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]	
0,0160	0,015	2	4	2	30	5000	7,53E-07	7,30E-07	7,23E-09	1,36E-05	1,36E-05	4,41E-01	3,69E-06	3,69E-06	3,69E-06	-4,33E-04	3,32E-04	5,62E-03	-4,80E-04	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	30	15000	4,25E-06	4,25E-06	8,29E-10	6,61E-05	6,61E-05	8,69E-01	3,42E-05	3,42E-05	3,42E-05	-4,33E-04	3,32E-04	3,69E-03	-2,25E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	30	25000	1,06E-05	1,06E-05	1,28E-10	1,80E-04	1,80E-04	1,24E+00	1,08E-04	1,08E-04	1,08E-04	-4,33E-04	3,32E-04	3,17E-03	-4,98E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	45	5000	1,06E-06	1,03E-06	1,02E-08	1,11E-05	1,11E-05	3,60E-01	5,22E-06	5,22E-06	5,22E-06	-3,54E-04	3,32E-04	5,62E-03	-8,31E-04	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	45	15000	6,01E-06	6,01E-06	1,17E-09	5,39E-05	5,39E-05	7,10E-01	4,83E-05	4,83E-05	4,83E-05	-3,54E-04	3,32E-04	3,69E-03	-3,90E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	45	25000	1,50E-05	1,50E-05	1,81E-10	1,47E-04	1,47E-04	1,02E+00	1,53E-04	1,53E-04	1,53E-04	-3,54E-04	3,32E-04	3,17E-03	-8,63E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	60	5000	1,30E-06	1,26E-06	1,25E-08	7,86E-06	7,86E-06	2,55E-01	6,39E-06	6,39E-06	6,39E-06	-2,50E-04	3,32E-04	5,62E-03	-1,44E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	60	15000	7,36E-06	7,36E-06	1,44E-09	3,81E-05	3,81E-05	5,02E-01	5,92E-05	5,92E-05	5,92E-05	-2,50E-04	3,32E-04	3,69E-03	-6,75E-03	0,00E+00	
0,0160	0,015	2	4	2	60	25000	1,84E-05	1,84E-05	2,22E-10	1,04E-04	1,04E-04	7,18E-01	1,87E-04	1,87E-04	1,87E-04	-2,50E-04	3,32E-04	3,17E-03	-1,49E-02	0,00E+00	

Tabella 6.3 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 15 [mm]$  e  $\Phi = 16 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 24 [mm]$

$s = 5 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES														
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	$y [m]$	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$	
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]	
0,0240	0,005	2	4	2	30	5000	3,30E-06	3,29E-06	1,61E-09	5,07E-04	5,07E-04	9,20E-01	2,42E-05	2,42E-05	2,42E-05	-4,33E-04	3,32E-04	3,91E-03	-1,51E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	30	15000	6,91E-06	6,91E-06	1,14E-10	9,86E-05	9,86E-05	1,63E+00	6,87E-05	6,87E-05	6,87E-05	-4,33E-04	3,32E-04	2,31E-03	-2,41E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	30	25000	1,05E-05	1,05E-05	2,00E-11	6,67E-05	6,67E-05	2,15E+00	1,23E-04	1,23E-04	1,23E-04	-4,33E-04	3,32E-04	1,83E-03	-3,27E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	45	5000	4,67E-06	4,66E-06	2,28E-09	4,14E-04	4,14E-04	7,51E-01	3,42E-05	3,42E-05	3,42E-05	-3,54E-04	3,32E-04	3,91E-03	-2,61E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	45	15000	9,77E-06	9,77E-06	1,61E-10	8,05E-05	8,05E-05	1,33E+00	9,72E-05	9,72E-05	9,72E-05	-3,54E-04	3,32E-04	2,31E-03	-4,18E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	45	25000	1,49E-05	1,49E-05	2,83E-11	5,45E-05	5,45E-05	1,76E+00	1,73E-04	1,73E-04	1,73E-04	-3,54E-04	3,32E-04	1,83E-03	-5,66E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	60	5000	5,71E-06	5,71E-06	2,79E-09	2,93E-04	2,93E-04	5,31E-01	4,19E-05	4,19E-05	4,19E-05	-2,50E-04	3,32E-04	3,91E-03	-4,52E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	60	15000	1,20E-05	1,20E-05	1,97E-10	5,69E-05	5,69E-05	9,42E-01	1,19E-04	1,19E-04	1,19E-04	-2,50E-04	3,32E-04	2,31E-03	-7,24E-03	0,00E+00	
0,0240	0,005	2	4	2	60	25000	1,83E-05	1,83E-05	3,47E-11	3,85E-05	3,85E-05	1,24E+00	2,12E-04	2,12E-04	2,12E-04	-2,50E-04	3,32E-04	1,83E-03	-9,80E-03	0,00E+00	

Tabella 6.4 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 5 [mm]$  e  $\Phi = 24 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 24 [mm]$

$s = 10 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	$y [m]$	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0240	0,01	2	4	2	30	5000	3,33E-06	3,32E-06	3,11E-09	1,39E-03	1,39E-03	7,52E-01	2,27E-05	2,27E-05	2,27E-05	-4,33E-04	3,32E-04	6,39E-03	-1,73E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	30	15000	9,46E-06	9,46E-06	2,01E-10	7,70E-04	7,70E-04	1,37E+00	9,24E-05	9,24E-05	9,24E-05	-4,33E-04	3,32E-04	3,88E-03	-3,86E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	30	25000	1,77E-05	1,77E-05	2,72E-11	7,53E-04	7,53E-04	1,85E+00	2,09E-04	2,09E-04	2,09E-04	-4,33E-04	3,32E-04	3,15E-03	-6,48E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	45	5000	4,70E-06	4,69E-06	4,40E-09	1,14E-03	1,14E-03	6,14E-01	3,21E-05	3,21E-05	3,21E-05	-3,54E-04	3,32E-04	6,39E-03	-2,99E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	45	15000	1,34E-05	1,34E-05	2,85E-10	6,29E-04	6,29E-04	1,12E+00	1,31E-04	1,31E-04	1,31E-04	-3,54E-04	3,32E-04	3,88E-03	-6,69E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	45	25000	2,51E-05	2,51E-05	3,84E-11	6,15E-04	6,15E-04	1,51E+00	2,96E-04	2,96E-04	2,96E-04	-3,54E-04	3,32E-04	3,15E-03	-1,12E-02	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	60	5000	5,76E-06	5,75E-06	5,38E-09	8,03E-04	8,03E-04	4,34E-01	3,93E-05	3,93E-05	3,93E-05	-2,50E-04	3,32E-04	6,39E-03	-5,18E-03	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	60	15000	1,64E-05	1,64E-05	3,49E-10	4,45E-04	4,45E-04	7,91E-01	1,60E-04	1,60E-04	1,60E-04	-2,50E-04	3,32E-04	3,88E-03	-1,16E-02	0,00E+00
0,0240	0,01	2	4	2	60	25000	3,07E-05	3,07E-05	4,71E-11	4,35E-04	4,35E-04	1,07E+00	3,63E-04	3,63E-04	3,63E-04	-2,50E-04	3,32E-04	3,15E-03	-1,94E-02	0,00E+00

Tabella 6.5 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 10 [mm]$  e  $\Phi = 24 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 24 [mm]$

$s = 15 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	y [m]	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0240	0,015	2	4	2	30	5000	4,32E-06	4,31E-06	3,69E-09	2,60E-03	2,60E-03	6,93E-01	2,98E-05	2,98E-05	2,98E-05	-4,33E-04	3,32E-04	8,83E-03	-2,46E-03	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	30	15000	1,72E-05	1,72E-05	1,55E-10	3,40E-03	3,40E-03	1,30E+00	1,79E-04	1,79E-04	1,79E-04	-4,33E-04	3,32E-04	5,53E-03	-7,87E-03	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	30	25000	3,77E-05	3,77E-05	1,33E-11	4,62E-03	4,62E-03	1,80E+00	4,88E-04	4,88E-04	4,88E-04	-4,33E-04	3,32E-04	4,60E-03	-1,55E-02	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	45	5000	6,12E-06	6,10E-06	5,22E-09	2,12E-03	2,12E-03	5,66E-01	4,21E-05	4,21E-05	4,21E-05	-3,54E-04	3,32E-04	8,83E-03	-4,27E-03	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	45	15000	2,43E-05	2,43E-05	2,20E-10	2,78E-03	2,78E-03	1,06E+00	2,53E-04	2,53E-04	2,53E-04	-3,54E-04	3,32E-04	5,53E-03	-1,36E-02	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	45	25000	5,33E-05	5,33E-05	1,88E-11	3,77E-03	3,77E-03	1,47E+00	6,90E-04	6,90E-04	6,90E-04	-3,54E-04	3,32E-04	4,60E-03	-2,69E-02	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	60	5000	7,49E-06	7,47E-06	6,39E-09	1,50E-03	1,50E-03	4,00E-01	5,16E-05	5,16E-05	5,16E-05	-2,50E-04	3,32E-04	8,83E-03	-7,39E-03	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	60	15000	2,97E-05	2,97E-05	2,69E-10	1,96E-03	1,96E-03	7,52E-01	3,10E-04	3,10E-04	3,10E-04	-2,50E-04	3,32E-04	5,53E-03	-2,36E-02	0,00E+00
0,0240	0,015	2	4	2	60	25000	6,53E-05	6,53E-05	2,30E-11	2,67E-03	2,67E-03	1,04E+00	8,45E-04	8,45E-04	8,45E-04	-2,50E-04	3,32E-04	4,60E-03	-4,65E-02	0,00E+00

Tabella 6.6 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 15 [mm]$  e  $\Phi = 24 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 32 [mm]$

$s = 5 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	y [m]	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0320	0,005	2	4	2	30	5000	1,99E-05	1,99E-05	2,27E-10	1,62E-02	1,62E-02	1,36E+00	2,04E-04	2,04E-04	2,04E-04	-4,33E-04	3,32E-04	5,78E-03	-8,58E-03	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	30	15000	3,91E-05	3,91E-05	4,72E-12	8,34E-03	8,34E-03	2,39E+00	5,39E-04	5,39E-04	5,39E-04	-4,33E-04	3,32E-04	3,39E-03	-1,29E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	30	25000	5,68E-05	5,68E-05	4,08E-13	5,27E-03	5,27E-03	3,14E+00	9,08E-04	9,08E-04	9,08E-04	-4,33E-04	3,32E-04	2,67E-03	-1,66E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	45	5000	2,81E-05	2,81E-05	3,21E-10	1,32E-02	1,32E-02	1,11E+00	2,88E-04	2,88E-04	2,88E-04	-3,54E-04	3,32E-04	5,78E-03	-1,49E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	45	15000	5,54E-05	5,54E-05	6,67E-12	6,81E-03	6,81E-03	1,95E+00	7,63E-04	7,63E-04	7,63E-04	-3,54E-04	3,32E-04	3,39E-03	-2,24E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	45	25000	8,03E-05	8,03E-05	5,78E-13	4,30E-03	4,30E-03	2,56E+00	1,28E-03	1,28E-03	1,28E-03	-3,54E-04	3,32E-04	2,67E-03	-2,87E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	60	5000	3,44E-05	3,44E-05	3,93E-10	9,35E-03	9,35E-03	7,85E-01	3,53E-04	3,53E-04	3,53E-04	-2,50E-04	3,32E-04	5,78E-03	-2,57E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	60	15000	6,78E-05	6,78E-05	8,17E-12	4,81E-03	4,81E-03	1,38E+00	9,34E-04	9,34E-04	9,34E-04	-2,50E-04	3,32E-04	3,39E-03	-3,87E-02	0,00E+00
0,0320	0,005	2	4	2	60	25000	9,84E-05	9,84E-05	7,07E-13	3,04E-03	3,04E-03	1,81E+00	1,57E-03	1,57E-03	1,57E-03	-2,50E-04	3,32E-04	2,67E-03	-4,97E-02	0,00E+00

Tabella 6.7 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 5 [mm]$  e  $\Phi = 32 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 32 [mm]$

$s = 10 [mm]$

INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	y [m]	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0320	0,01	2	4	2	30	5000	1,78E-05	1,78E-05	6,99E-10	2,58E-02	2,58E-02	1,08E+00	1,66E-04	1,66E-04	1,66E-04	-4,33E-04	3,32E-04	9,19E-03	-8,77E-03	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	30	15000	4,31E-05	4,31E-05	1,56E-11	1,60E-02	1,60E-02	1,94E+00	5,57E-04	5,57E-04	5,57E-04	-4,33E-04	3,32E-04	5,50E-03	-1,64E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	30	25000	7,31E-05	7,31E-05	1,13E-12	2,15E-02	2,15E-02	2,59E+00	1,12E-03	1,12E-03	1,12E-03	-4,33E-04	3,32E-04	4,41E-03	-2,48E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	45	5000	2,52E-05	2,52E-05	9,88E-10	2,10E-02	2,10E-02	8,83E-01	2,34E-04	2,34E-04	2,34E-04	-3,54E-04	3,32E-04	9,19E-03	-1,52E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	45	15000	6,09E-05	6,09E-05	2,21E-11	1,30E-02	1,30E-02	1,59E+00	7,87E-04	7,87E-04	7,87E-04	-3,54E-04	3,32E-04	5,50E-03	-2,85E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	45	25000	1,03E-04	1,03E-04	1,60E-12	1,75E-02	1,75E-02	2,12E+00	1,59E-03	1,59E-03	1,59E-03	-3,54E-04	3,32E-04	4,41E-03	-4,30E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	60	5000	3,09E-05	3,09E-05	1,21E-09	1,49E-02	1,49E-02	6,24E-01	2,87E-04	2,87E-04	2,87E-04	-2,50E-04	3,32E-04	9,19E-03	-2,63E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	60	15000	7,46E-05	7,46E-05	2,70E-11	9,22E-03	9,22E-03	1,12E+00	9,64E-04	9,64E-04	9,64E-04	-2,50E-04	3,32E-04	5,50E-03	-4,93E-02	0,00E+00
0,0320	0,01	2	4	2	60	25000	1,27E-04	1,27E-04	1,97E-12	1,24E-02	1,24E-02	1,50E+00	1,94E-03	1,94E-03	1,94E-03	-2,50E-04	3,32E-04	4,41E-03	-7,44E-02	0,00E+00

Tabella 6.8 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 10 [mm]$  e  $\Phi = 32 [mm]$

**TABELLA PARAMETRIZZAZIONE:**

$\Phi_{bar} = 32 [mm]$

$s = 15 [mm]$

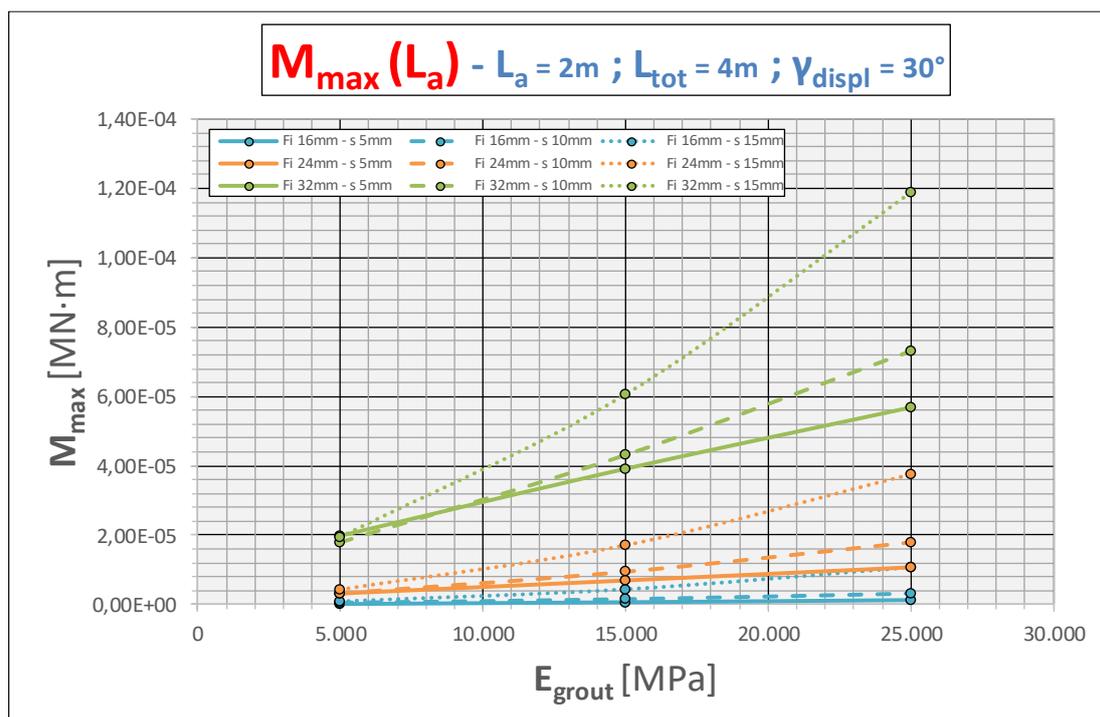
INDIPENDENT VALUES							DIPENDENT VALUES													
$\Phi_{bar}$	s	$L_a$	$L_{tot}$	$L_p$	$\gamma_{displ}$	$E_{grout}$	$M_{max} [MN \cdot m]$			$N_{max} [MN]$			$T_{max} [MN]$			$v_r [m]$	y [m]	R	$\gamma_{Force}$	$\psi_{Force}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[MPa]	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	$L_a$	$L_p$	Interface	Interface	Interface	[MN]	[°]	[°]
0,0320	0,015	2	4	2	30	5000	1,96E-05	1,96E-05	1,00E-09	2,83E-02	2,83E-02	9,76E-01	1,78E-04	1,78E-04	1,78E-04	-4,33E-04	3,32E-04	1,24E-02	-1,04E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	30	15000	6,07E-05	6,07E-05	1,60E-11	2,87E-02	2,87E-02	1,79E+00	7,99E-04	7,99E-04	7,99E-04	-4,33E-04	3,32E-04	7,61E-03	-2,56E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	30	25000	1,19E-04	1,19E-04	7,72E-13	4,23E-02	4,23E-02	2,44E+00	1,91E-03	1,91E-03	1,91E-03	-4,33E-04	3,32E-04	6,21E-03	-4,49E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	45	5000	2,77E-05	2,77E-05	1,42E-09	2,31E-02	2,31E-02	7,97E-01	2,51E-04	2,51E-04	2,51E-04	-3,54E-04	3,32E-04	1,24E-02	-1,80E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	45	15000	8,58E-05	8,58E-05	2,26E-11	2,34E-02	2,34E-02	1,46E+00	1,13E-03	1,13E-03	1,13E-03	-3,54E-04	3,32E-04	7,61E-03	-4,43E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	45	25000	1,68E-04	1,68E-04	1,09E-12	3,45E-02	3,45E-02	1,99E+00	2,70E-03	2,70E-03	2,70E-03	-3,54E-04	3,32E-04	6,21E-03	-7,78E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	60	5000	3,39E-05	3,39E-05	1,74E-09	1,63E-02	1,63E-02	5,63E-01	3,07E-04	3,07E-04	3,07E-04	-2,50E-04	3,32E-04	1,24E-02	-3,13E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	60	15000	1,05E-04	1,05E-04	2,77E-11	1,65E-02	1,65E-02	1,03E+00	1,38E-03	1,38E-03	1,38E-03	-2,50E-04	3,32E-04	7,61E-03	-7,67E-02	0,00E+00
0,0320	0,015	2	4	2	60	25000	2,06E-04	2,06E-04	1,34E-12	2,44E-02	2,44E-02	1,41E+00	3,31E-03	3,31E-03	3,31E-03	-2,50E-04	3,32E-04	6,21E-03	-1,35E-01	0,00E+00

Tabella 6.9 - Valori della parametrizzazione per uno stesso valore di  $s = 15 [mm]$  e  $\Phi = 32 [mm]$

### GRAFICI PARAMETRICI DEL MOMENTO MASSIMO SU $L_a$ PER DIFFERENTI VALORI DI $\gamma_{displ}$ :

Dall'analisi dei grafici è evidente come sul tratto  $L_a$ :

- $M_0$  cresce con il diametro della barra  $\Phi_{bar}$ ;
- $M_0$  cresce con il modulo della malta  $E_{gROUT}$  in modo quasi lineare;
- $M_0$  cresce maggiormente, a parità di incremento del modulo, per diametri crescenti delle barre  $\Phi_{bar}$ ;
- $M_0$  cresce con lo spessore della malta  $t_{gROUT}$ ;
- $M_0$  cresce con il crescere dell'angolo  $\gamma_{displ}$  del blocco.



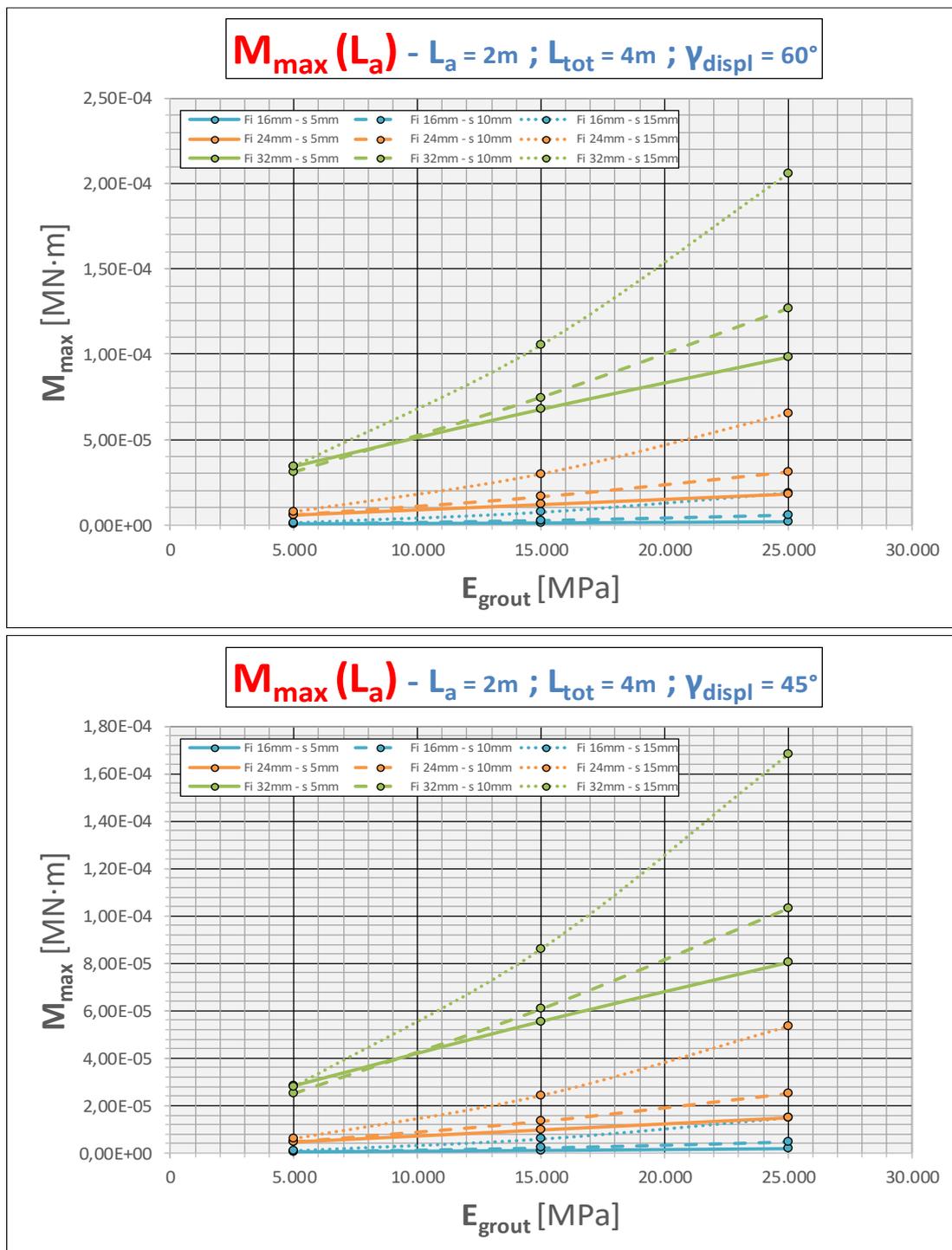
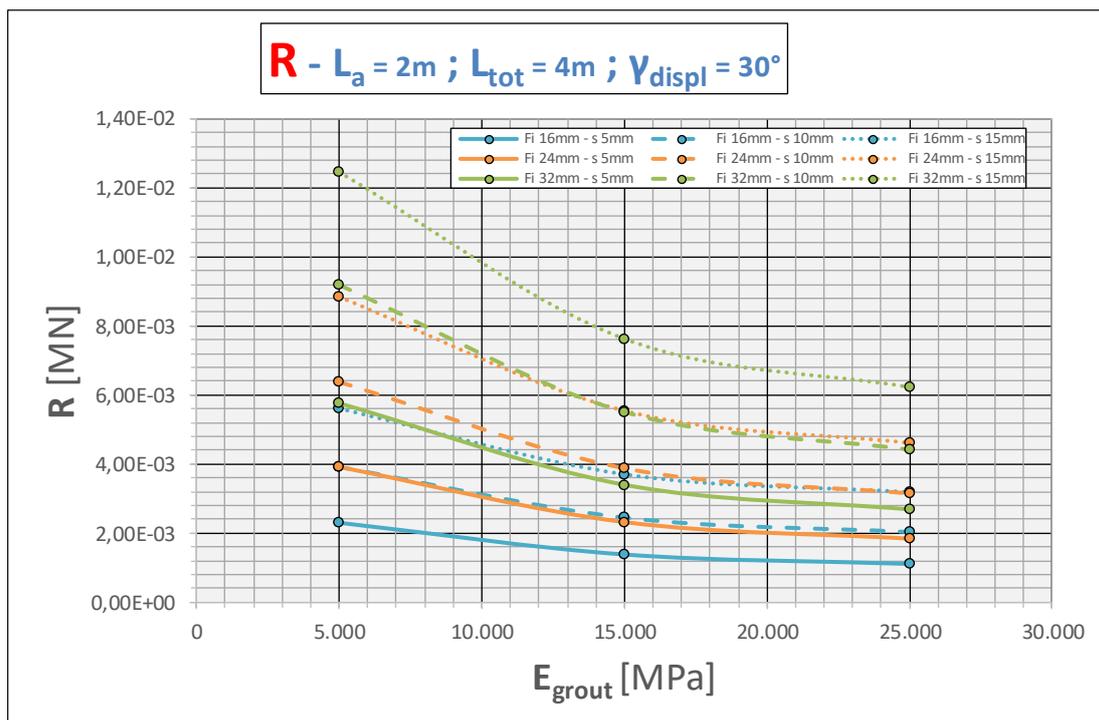


Grafico 6.3 - Variazione parametrica del massimo momento su  $L_a$

**GRAFICI PARAMETRICI DELLA RISULTANTE PER DIFFERENTI VALORI DI  $\gamma_{displ}$ :**

Dall'analisi dei grafici è evidente come la risultante:

- $R$  cresce con il diametro della barra  $\Phi_{bar}$ ;
- $R$  decresce con il crescere del modulo della malta  $E_{grout}$ ;
- $R$  decresce maggiormente, a parità di incremento del modulo, per diametri crescenti delle barre  $\Phi_{bar}$ ;
- $R$  cresce con lo spessore della malta  $t_{grout}$ ;
- $R$  è costante al variare dell'angolo  $\gamma_{displ}$  del blocco.



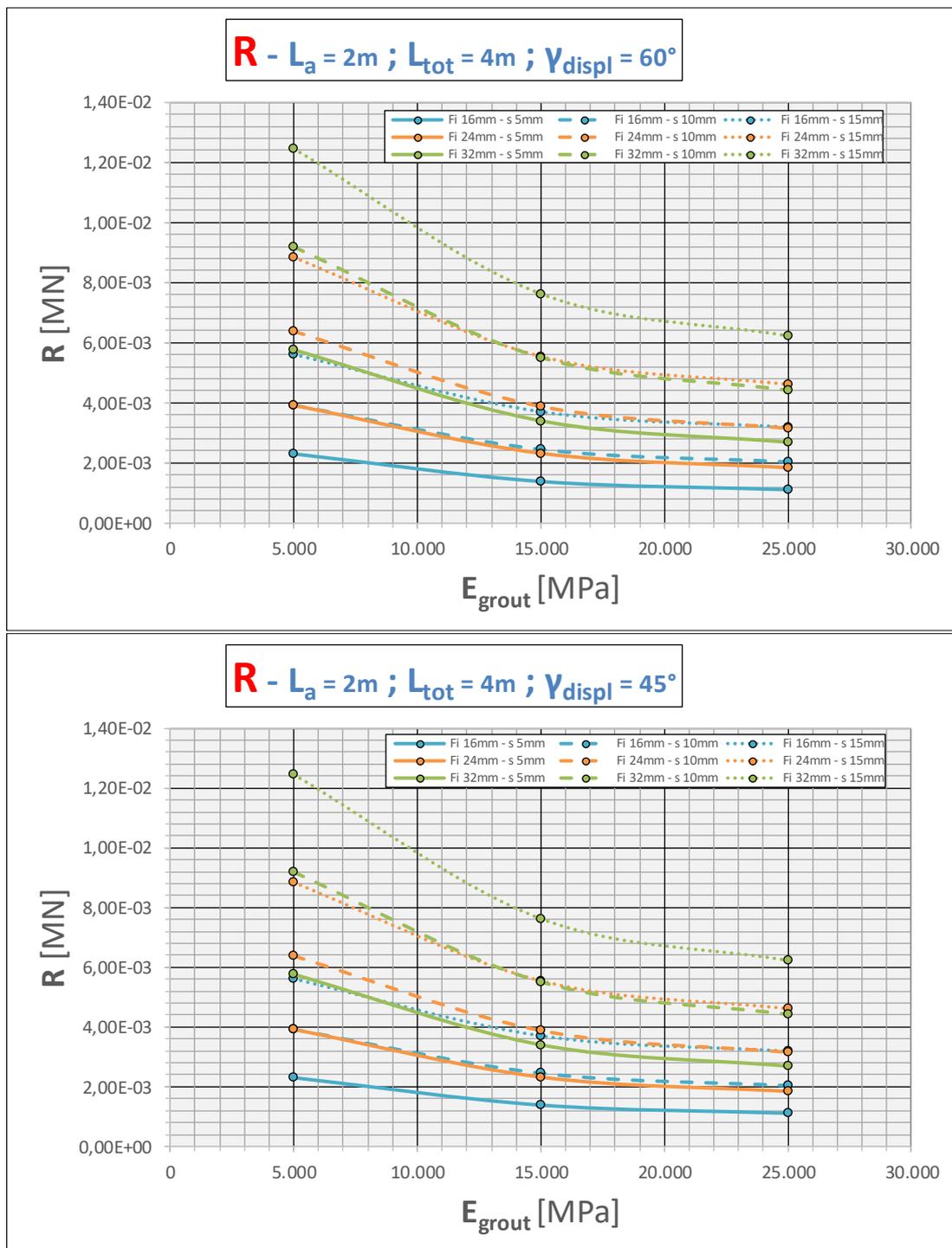
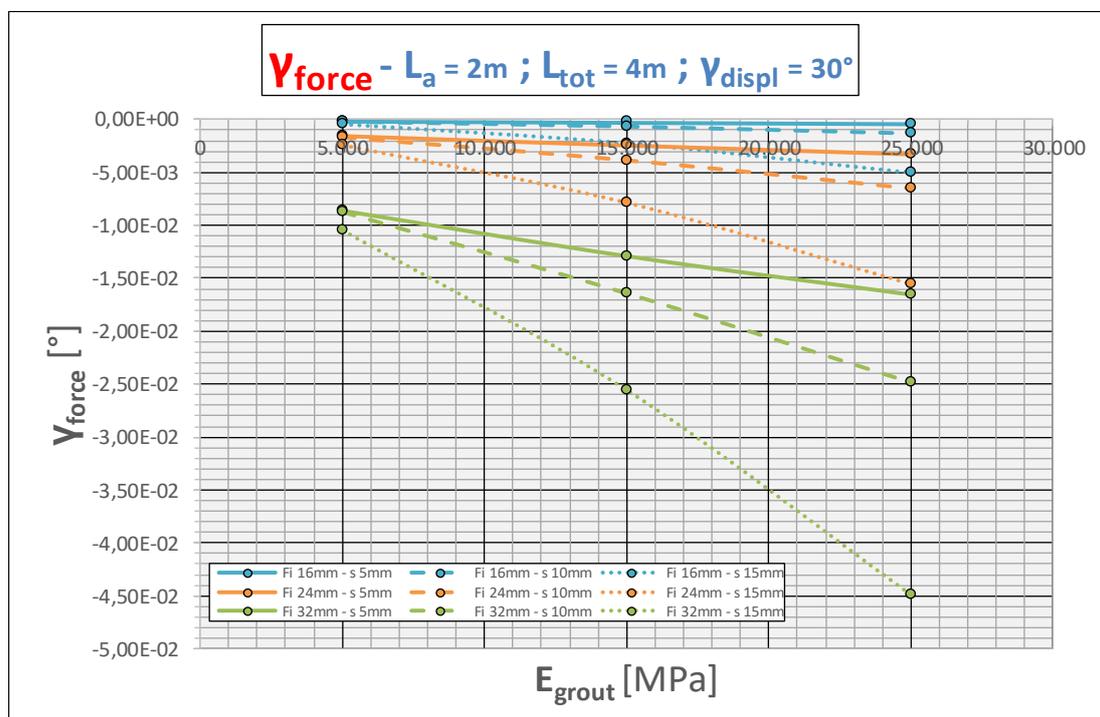


Grafico 6.4 - Variazione parametrica della risultante R

### GRAFICI PARAMETRICI DELL'ANGOLO D'INCLINAZIONE DELLA FORZA STABILIZZANTE PER DIFFERENTI VALORI DI $\gamma_{displ}$ :

Dall'analisi dei grafici è evidente come l'angolo rispetto all'orizzontale della forza:

- $\gamma_{force}$  cresce con il diametro della barra  $\Phi_{bar}$ ;
- $\gamma_{force}$  cresce con l'aumentare del modulo della malta  $E_{grout}$ ;
- $\gamma_{force}$  cresce maggiormente, a parità di incremento del modulo, per diametri crescenti delle barre  $\Phi_{bar}$ ;
- $\gamma_{force}$  cresce con lo spessore della malta  $t_{grout}$ ;
- $\gamma_{force}$  cresce con l'angolo  $\gamma_{displ}$  del blocco, tale tendenza è più marcata per valori di  $E_{grout}$  crescenti.



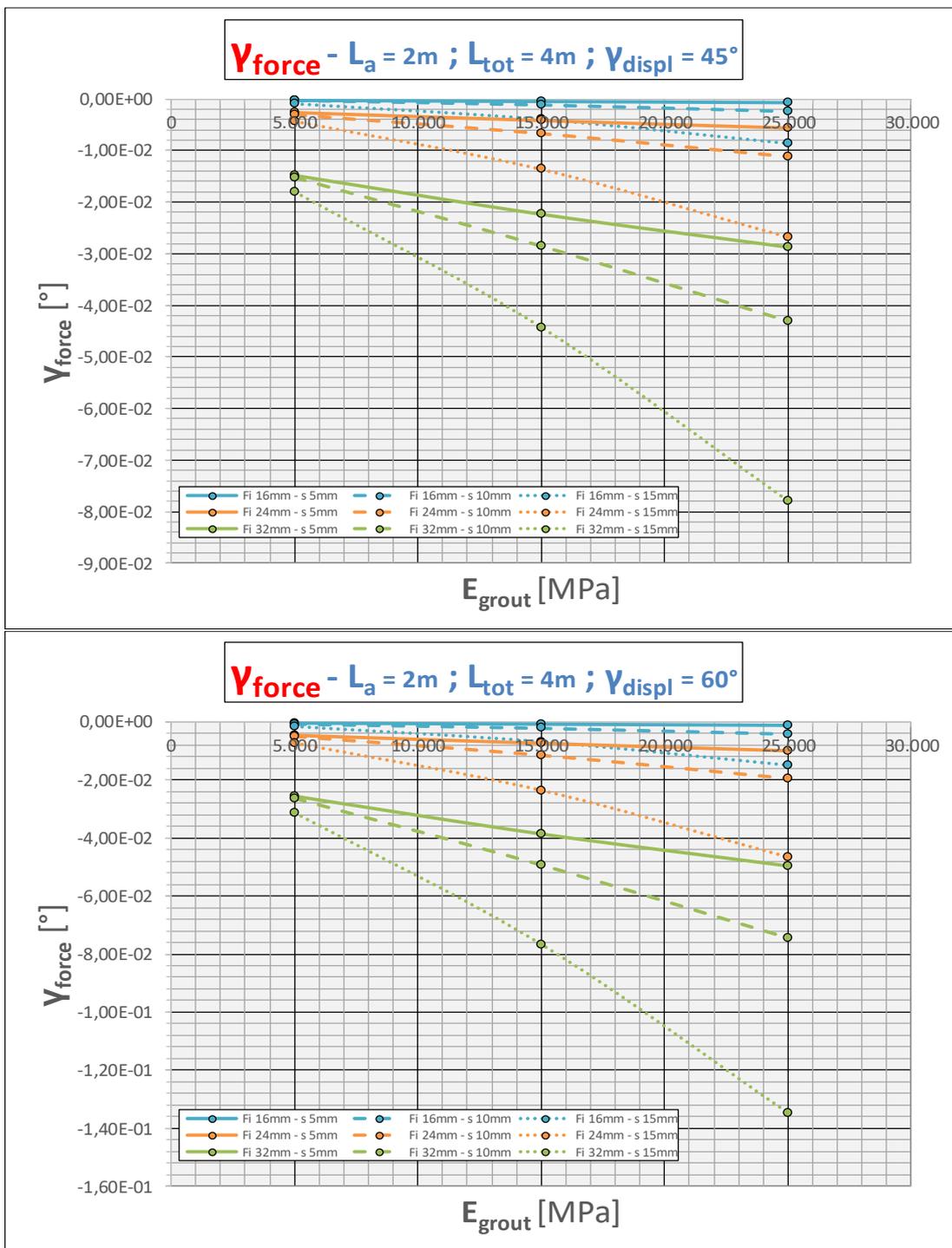
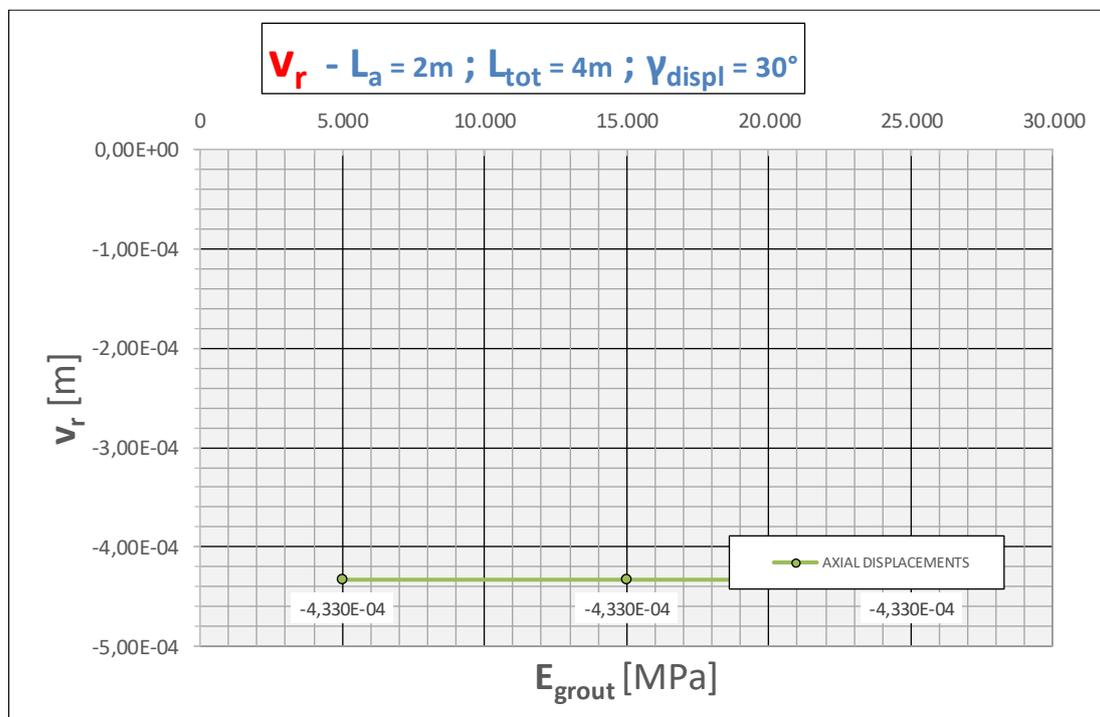


Grafico 6.5 - Variazione parametrica dell'angolo d'inclinazione  $\gamma_{force}$  della risultante R

**GRAFICI PARAMETRICI DELLO SPOSTAMENTO ASSIALE SULL'INTERFACCIA PER DIFFERENTI VALORI DI  $\gamma_{displ}$ :**

Dall'analisi dei grafici è evidente come la componente assiale dello spostamento:

- $\gamma_{force}$  *decrece* con il crescere dell'angolo  $\gamma_{displ}$  del blocco.



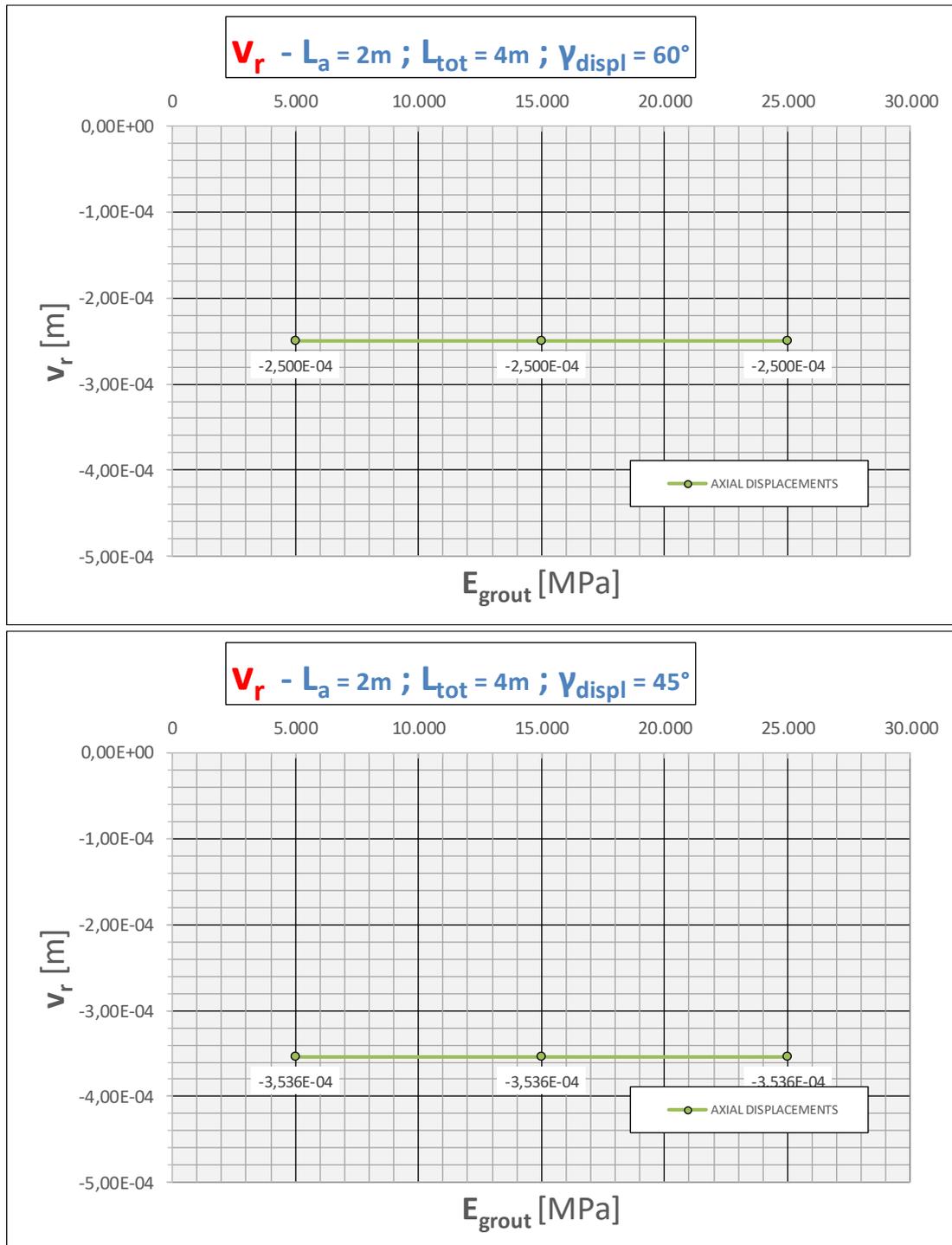


Grafico 6.6 - Variazione parametrica dello spostamento assiale  $v_r$  sull'interfaccia.

## 7. CONCLUSIONI

La bullonatura passiva è un sistema di rinforzo ampiamente impiegato nell'ambito degli scavi, sotterranei e non. Il meccanismo di funzionamento che li contraddistingue è complesso. Gli effetti stabilizzanti del rinforzo vengono attivati dallo scivolamento dell'elemento su cui agiscono e sono proporzionali ad esso. Negli anni sono stati molti gli studi effettuati al riguardo, sia di carattere analitico che empirico. Tuttavia, tali forze sono affette dall'influenza di molti parametri (non solo quelli geometrici del chiodo); dunque, non è possibile conoscere a priori il loro comportamento.

Il presente lavoro di tesi pone l'attenzione sui parametri che più influenzano il comportamento del rinforzo sia in termini meccanici che geometrici, ponendo particolare attenzione al contributo della malta. Infatti, la malta gioca un ruolo fondamentale nello sviluppo delle forze stabilizzanti nei confronti del blocco.

L'analisi parametrica è stata svolta con lo scopo di approfondire l'influenza dei vari parametri e il peso che essi hanno all'interno di questo meccanismo.

Il metodo di calcolo impiegato è il *BRP* (Oreste & Cravero - 2008; Oreste - 2009), *Block Reinforcement Procedure*, in grado di progettare la bullonatura necessaria a stabilizzare il blocco di roccia sulle pareti di uno scavo. Tale procedura è in grado di quantificare la capacità di stabilizzazione del bullone nei confronti del blocco instabile. Il *BRP* si basa sul metodo chiamato *LEM* (*limit equilibrium method*) e costituisce una rappresentazione semplificata, ma allo stesso tempo efficace, dell'interazione del sistema *blocco-chiodo passivo* mediante la teoria di *Winkler* per la valutazione di entrambe le componenti. Queste due forze, normale e tangenziale rispetto alla superficie di scorrimento, vengono determinate ipotizzando due letti di molle alla *Winkler*, uno trasversale e l'altro parallelo al chiodo e vengono sollecitati dallo spostamento del blocco. La rigidità delle molle è in funzione della compattezza della roccia.

La natura del movimento del blocco condiziona notevolmente il problema; per questo motivo non può e non deve essere ignorato.

Concettualmente si parte dalla valutazione del fattore di sicurezza del blocco potenzialmente instabile in assenza di rinforzo. Qualora questo risulti inferiore al valore di guardia, si procede allora con la progettazione della bullonatura passiva necessaria. Si parte da uno spostamento arbitrario unitario imposto nei riguardi del blocco, lungo la direzione del potenziale cinematismo e se ne definiscono le due componenti. La sollecitazione indotta da tali spostamenti lungo l'asta del chiodo, in forza al principio di sovrapposizione degli effetti, inizialmente viene valutata separatamente per poi essere ricomposta in un secondo momento. Successivamente, si valuta il fattore di sicurezza locale sia in corrispondenza dell'interfaccia roccia-chiodo che sul rinforzo stesso; si può determinare così il massimo spostamento per cui si raggiunge, almeno per uno dei due fattori di sicurezza locali, il valore minimo consentito. Quindi, per tale valore di spostamento, si calcolano, in corrispondenza della discontinuità attraversata dal chiodo, la forza assiale e tangenziale. Queste forze non sono altro che i contributi stabilizzanti della bullonatura nei confronti dell'instabilità. Infine, si ricalcola il fattore di sicurezza in presenza del rinforzo per valutare se lo schema prescelto sia o meno efficiente e se rispetta i valori di verifica.

Nell'analisi parametrica, la malta entra in gioco *geometricamente*, in termini di spessore, *meccanicamente*, invece, variando il modulo elastico. Essa influisce fortemente i *coefficienti d'interazione* nella direzione assiale e trasversale, quindi la *rigidezza assiale* e *trasversale* dell'asta del rinforzo e come conseguenza diretta pure i valori della *forza assiale*, della *forza trasversale* e la relativa *risultante*. Nello specifico, la *forza assiale* è quella che ne è influenzata maggiormente subendo forti incrementi. Inoltre è responsabile della crescita del *momento*, *dell'angolo d'inclinazione* rispetto all'orizzontale della risultante, ma invece decrementa lo *spostamento trasversale*.

Anche il *diametro* dell'asta è responsabile di un incremento generale delle caratteristiche di resistenza del rinforzo come il *momento*, ma soprattutto *sforzo normale*, *taglio* e relativa *risultante*. L'*angolo d'inclinazione* rispetto all'orizzontale della *risultante* risente pure della sua variazione subendo un incremento.

Infine, L'*angolo d'inclinazione* rispetto all'orizzontale del *vettore spostamento* influisce sulla *componente trasversale*, sul *momento* e *sull'angolo* della risultante generando un incremento, mentre

*sforzo normale* e *spostamento assiale* decrescono, infine *spostamento trasversale* e *risultante* non risentono di alcun effetto

Per quel che concerne la variazione dei parametri caratterizzanti la bullonatura, cioè, la lunghezza totale, la lunghezza attiva, il diametro dell'asta e l'inclinazione del vettore spostamento del blocco, valutato rispetto all'orizzontale, sono stati considerati all'interno della parametrizzazione tramite intervalli realistici.

La parametrizzazione riguarda la valutazione di 729 casi differenti che rappresentano uno scenario vasto relativo ai casi tipici che possono essere riscontrati nella pratica.

I risultati ottenuti mostrano quindi come *spessore* e *modulo elastico* della malta incidano profondamente sulla forza stabilizzante del bullone applicata sul blocco potenzialmente instabile.

Nello specifico, la forza assiale del chiodo passivo cresce con il crescere del modulo elastico e il ridursi dello spessore, mentre la forza trasversale aumenta con l'incrementare contiguo di modulo elastico e spessore del legante.

Tale analisi mostra come l'influenza della malta non sia da sottovalutare ai fini dell'efficienza del supporto. Un futuro avanzamento tecnologico su tale componente potrebbe vertere non soltanto in relazione alle problematiche esecutive come velocità e facilità di installazione della malta, ma anche in relazione alle proprietà meccaniche, fornendo un contributo valido al raggiungimento di più elevate valori di forze stabilizzanti a parità di condizioni.

Inoltre, non meno importante è la possibilità d'impiego dei grafici ottenuti dalla parametrizzazione. Questi, infatti, possono essere impiegati come abachi di progettazione nel dimensionamento dei bulloni con il fine di ottenere il fattore di sicurezza atteso nel caso di blocchi instabili di parete.

## BIBLIOGRAFIA

AZIZ N. & HOSSEIN J. & HADI M. N. S., University of Wollongong & the Australasian Institute of Mining and Metallurgy. (2005). The Effect of Resin Thickness on Bolt-Grout-Concrete Interaction in Shear. *Coal 2005: Coal Operators' Conference*, 3 – 9.

BARLA G. (2001). *Meccanica delle Rocce*. Torino, Italia: Politeko.

BARLA M. (2010). *Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*. Torino, Italia: Celid.

BARTON N. & BAKHTAR K. (1983). *Proceedings of the International Symposium on Rock Bolting*. Salt Lake City, USA: Terra Tek Engineering.

BERARDI R. (2015) *Meccanica delle Rocce e degli Ammassi Rocciosi*. Genova, Italia: Università di Genova.

BRANDY B. H. G. & BROWN E. T. (2005). *Rock Mechanics* (3<sup>a</sup> ed.). Berlino, Germania: Springer Science + Business Media Inc.

FAIRHURST C. & SINGH B. (1974). Roofbolting in horizontally laminated rock. *Engineering and Mining Journal*, (175), 80 – 90.

FANG HY (1991) *Foundation Engineering Handbook*. Springer.

FRANK R. & ZHAO S. R. (1982). Estimation par les parameters pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. *Bull Liaison Lapo P et Ch*, (119), 17 – 24.

HOEK E. & KAISER P. K. & BAWDEN W. F. (1993). *Support of underground excavations in hard rock*. Toronto, Canada: Mining Research Directorate and Universities Research Incentive Fund.

HOEK E. & BROWN E. T. (1980). Underground excavation in rock. London, UK: The institution of Mining and Metallurgy.

JOHN HUDSON A. & JOHN HARRISON P. (1997). Engineering Rock Mechanics Volume 1. Oxford, UK: Pergamon.

KARABIN G. J. Jr & DEBEVEC W. J. (1976) Comparative evaluation of conventional and resin bolting systems. MESA IR 1033.

KILIC A. & YASAR E. & CELIK, A. G. (2002). Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. Tunnelling and Underground Space Technology, (17), 355 – 362.

LANCELOTTA R. & CAVALERA J. (1999). Fondazioni. Milano, Italia: Mc Graw Hill.

MARK C. (2000). Design of Roof Bolt Systems. Proceedings, New Technology for Coal Mine Roof Support, NIOSH Publication No. 2000 - 151, IC 9453, 111 - 131.

MISHRA A. (2015) Measuring, understanding and improving the performance of fully-grouted resin bolts in underground coal mines. Master Thesis, Southern Illinois University Carbondale (USA).

ORESTE P. P. (2009). The Dimensioning of Dowels for the Stabilization of Potenzially Unstable Rock Blocks on the Walls of Underground Chambers. Springer Science + Business Media B.V., 27(53), 53 – 69. Disponibile da: <https://doi.org/10.1007/s10706-008-9211-6>

ORESTE P. P. & CRAVERO M. (2008). An analysis of the action of Dowels on the stabilization of rock blocks on underground excavation walls. Springer - Verlag 2008, (41), 835 – 868. Disponibile da: <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0162-2>

ORESTE P. P. & DIAS, D. (2012). Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibre-glass dowels. Rock Mechanics Rock Eng., 45(4), 499 – 517. Disponibile da: <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0234-1>

SPAGNOLI G. (2018). A review of soil improvement with non-conventional grouts. International Journal of Geotechnical Engineering. Disponibile da: <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1484603>

Syrjänen P. (1997). Design and Stability of Excavations in Rock, Volume 1.1. Esopo, Finlandia: Otaniemi.

WAGNER H. (1985). Design of roof bolting patterns. Documento presentato presso Chamber of Mines workshop on roof bolting in collieries, Johannesburg., Sud Africa. Disponibile da h

WINDSOR C. R. (1997). Rock Reinforcement. Elsevier Science Ltd, 34(6), 919 – 951.

WYLLIE D. C. & MAH C. (2004). Rock slope engineering (4<sup>a</sup> ed.). New York, USA: Spon Press.