



POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Influenza dell'anisotropia di
matrice nell'analisi di stabilità di
pendio in bimrock**

Relatori:

Prof.ssa Monica Barbero

Ing. Mari Lia Napoli

Candidato:

Giuseppina Cabiddu

Anno accademico 2017-2018

INDICE

INTRODUZIONE

1.	ASPETTI GENERALI SULLE FORMAZIONI COMPLESSE.....	1
1.1.	Teorie sulla definizione e sulla genesi del m \grave{e} lange	6
1.1.1.	Il m \grave{e} lange del Franciscan Complex	7
1.1.2.	Definizione e descrizione del m \grave{e} lange	9
1.1.3.	Genesi del m \grave{e} lange.....	10
2.	BIMROCK: PROBLEMATICHE E STATO DELL'ARTE.....	13
2.1.	Caratterizzazione geometrica	16
2.1.1.	Proprietà della distribuzione frattale e indipendenza dalla scala.....	19
2.1.2.	Dimensione ingegneristica caratteristica	26
2.1.3.	Stima della percentuale volumetrica dei blocchi	29
2.1.4.	Lindquist e Medley: modelli.....	36
2.2.	Proprietà meccaniche dei bimrock	44
2.2.1.	Contrasto blocco-matrice e influenza sulla tortuosità della superficie di rottura.....	45
2.2.2.	Parametri di resistenza: analisi di laboratorio, prove in situ e modelli numerici	53
2.3.	Casi studio	65
3.	ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE: INFLUENZA DELLA FORMA DEL BLOCCO	71
3.1.	Modellazione	77
3.1.1.	Implementazione del codice Matlab: approccio stocastico	78
3.1.2.	Modello agli elementi finiti	82
3.1.3.	RS2: analisi FEM.....	85

3.2.	Analisi FEM: risultati	97
3.2.1.	Osservazioni e confronto dei risultati	105
4.	INFLUENZA DELL'ANISOTROPIA.....	107
4.1.	Block punch index test BPI	108
4.1.1.	Valutazione degli effetti di forma.....	110
4.1.2.	BPI come parametro per la classificazione meccanica delle rocce	112
4.2.	Indice di anisotropia e stima della resistenza	114
4.3.	Stabilità di versante: influenza dell'anisotropia sulle analisi FEM	117
4.3.1.	Analisi FEM: risultati	122
4.3.2.	Osservazioni e confronto dei risultati	127
5.	APPLICAZIONE DI METODI EMPIRICI EQUIVALENTI	131
5.1.	Lindquist (1994)	131
5.2.	Kalender et al. (2014)	134
5.3.	Osservazioni e confronto dei risultati	141
	CONCLUSIONI	146
	INDICE DELLE FIGURE.....	149
	INDICE DELLE TABELLE	157
	BIBLIOGRAFIA	159
	ALLEGATO A	169
	ALLEGATO B	177
	ALLEGATO C	197
	ALLEGATO D	217

INTRODUZIONE

Il termine bimrock si riferisce a particolari formazioni complesse, ossia strutture costituite da corpi geologici caratterizzati da clasti rocciosi competenti, immersi in una matrice di fondo a tessitura fine, caratterizzata da una resistenza meccanica decisamente più scadente. A causa dell'elevata variabilità spaziale, litologica e meccanica, la caratterizzazione geotecnica dei bimrocks, necessaria nella fase di progetto di opere e interventi, in scenari classici dell'ingegneria Geotecnica, risulta di elevata difficoltà. Per queste ragioni è usuale semplificare il problema assumendo che il comportamento meccanico dei bimrocks sia interamente governato da quello della sola matrice, trascurando la presenza dei blocchi. La conseguenza di tale semplificazione è la definizione di un modello ingegneristico poco rappresentativo, in quanto sottostima la resistenza globale dell'ammasso e non tiene conto dell'eterogeneità della struttura.

Nell'ambito della seguente tesi si intende analizzare il problema legato all'analisi di stabilità di un pendio in bimrock, effettuando una valutazione in termini di fattore di sicurezza e di volume mobilitato, mediante modellazione numerica, secondo il metodo agli elementi finiti. Al fine di considerare l'eterogeneità peculiare di questo tipo di materiali, si procede adottando un approccio stocastico, per il quale determinati parametri caratteristici sono assunti con una certa distribuzione probabilistica. L'estrazione casuale è effettuata con il metodo Monte Carlo. In tal modo è stato possibile definire le dimensioni e il posizionamento dei blocchi in maniera casuale. Le analisi sono condotte in riferimento a quattro differenti percentuali volumetriche dei blocchi (VBP), considerando i blocchi di forma ellittica, con eccentricità pari a 0,87 e orientazione pari a 90° rispetto all'orizzontale e attribuendo due differenti tipi di comportamento alla matrice, uno isotropo e uno anisotropo. Tutte le analisi FEM, eseguite considerando le diverse configurazioni geometriche dei blocchi all'interno del pendio, sono confrontate con il caso relativo alla presenza di sola matrice.

Il capitolo 1 si propone come obiettivo quello di delineare le caratteristiche principali delle formazioni strutturalmente complesse, categoria alla quale

appartengono i bimrocks, e di fornire alcuni cenni su definizione e genesi del m \grave{e} lange, facendo riferimento agli studi condotti da Medley (1994).

Il capitolo 2 si focalizza sull'identificazione, l'analisi e la caratterizzazione geometrica e meccanica dei bimrocks, mettendo in luce le problematiche legate alla valutazione delle loro proprietà e alla previsione del loro comportamento ai fini del progetto ingegneristico. A tal scopo si è fatto riferimento alle teorie di diversi autori riscontrate in letteratura, in particolar modo a quelle elaborate da Medley e Lindquist, di cui vengono dettagliatamente descritti i modelli di analisi. Inoltre, sono proposti alcuni casi studio emblematici inerenti l'erronea caratterizzazione di questi materiali.

Nel capitolo 3 sono esposti i principali studi presenti in letteratura, a cui si è fatto riferimento per la valutazione della stabilità di un versante in bimrock. Viene descritta la metodologia di analisi adottata, basata sull'applicazione dell'approccio stocastico e sull'implementazione del metodo numerico agli elementi finiti.

Nel capitolo 4 viene analizzato il caso di pendio in bimrock costituito da una matrice con comportamento anisotropo. Sulla base di studi presenti in letteratura sono illustrate e giustificate le caratteristiche attribuite ai modelli FEM, ed è proposto un confronto dei risultati con quelli relativi al caso di pendio con matrice a comportamento isotropo.

Infine, nel capitolo 5, sono descritti e applicati due metodi empirici ideati da Kalender et al. (2014) e Lindquist (1994), che assumono il bimrock come un omogeneo equivalente, per analizzarne l'adeguatezza mediante confronto con le analisi eseguite.

1. ASPETTI GENERALI SULLE FORMAZIONI COMPLESSE

Con il termine “Ammassi Rocciosi Strutturalmente Complessi” vengono definite, in ambito geomeccanico, quelle formazioni geologiche che, a causa della loro composizione e struttura, risultano di difficile classificazione e comportano notevoli problematiche in fase di caratterizzazione e definizione dei parametri di resistenza (A.G.I., 1979; Meyerhof, 1982; Houska, 1982; Picarelli, 1986). Tali formazioni costituiscono una delle maggiori sfide dell’ingegneria Geotecnica. Esse, infatti, non possono essere definite nè ammassi rocciosi, nè terreni e, pertanto, la loro caratterizzazione meccanica non può essere condotta secondo le procedure e le tecniche standard della Meccanica delle Rocce e della Meccanica delle Terre. Il comportamento meccanico d’insieme può essere assimilato sia a quello di un ammasso roccioso competente, che a quello di un terreno, da qui la notevole complessità intrinseca al problema, che si manifesta sia alla scala reale dell’analisi che a quella di laboratorio. La scelta del modello geomeccanico di riferimento, in relazione della tipologia di problema analizzato, risulta fortemente influenzata dalla notevole variabilità dei parametri di resistenza all’interno della medesima formazione. Questi, infatti, dipendono sia dalle singole componenti che dal loro arrangiamento spaziale, nonché dal loro rapporto preciso. Lo studio di una formazione complessa non può quindi prescindere da una corretta ed esaustiva determinazione delle proprietà delle componenti litoidi principali, seguita da una valutazione dei parametri rappresentativi dell’intero ammasso (Coli et al., 2010).

In letteratura sono presenti diversi tentativi di classificazione delle formazioni strutturalmente complesse, come quello proposto da Lanzica (1988, 1989) che ha ideato uno schema di classificazione geologica di ammassi rocciosi fratturati e ammassi rocciosi con struttura a blocco in matrice, chiamato Universal Rudrock Code, contenente una descrizione geologica più che geotecnica di tali formazioni. L’Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ha affermato che una formazione geologica è di difficile caratterizzazione, da un punto di vista geotecnico, se le

proprietà che governano il comportamento ingegneristico variano in modo irregolare al suo interno (D'Elia et al.,1986). Una classificazione descrittiva delle formazioni complesse è stata effettuata dall' A.G.I. (1979) che ha definito una divisione in tre categorie geologiche, con connotazione geotecnica (Figura 1-1):

- scisti stratificati con e senza piani di taglio (A);
- rocce deboli e dure internamente stratificate, con strutture geometricamente caotiche o con lieve disarrangiamento dei clasti (B);
- misti caotici di blocchi esposti in matrice argillosa (C) (Manfredini et al., 1985; D'Elia et al., 1986).

La classificazione A.G.I. si basa, in primo luogo, sul rapporto arenaria-calcare-pelite e sulla complessità della struttura, che è data sia dal contrasto di competenza tra le due litologie, sia dalle strutture dovute alla diagenesi e alle deformazioni tettoniche.

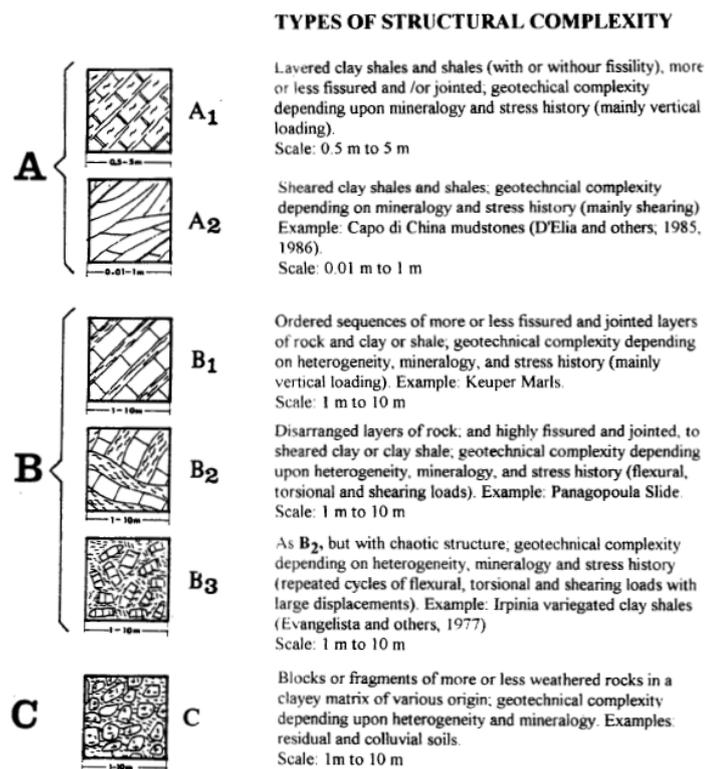


Figura 1-1: Classificazione delle Formazioni Strutturalmente Complesse proposta da A.G.I. "Italian geological classification" (1979), dopo Manfredini et al. (1985); D'Elia et al. (1986).

Tipici esempi di formazioni strutturalmente complesse sono le formazioni torbiditiche (Figura 1-2), molto diffuse in Italia nell'Appennino Settentrionale.



Figura 1-2: Esempio di formazione strutturalmente complessa: successione torbiditica arenaceo/pelitica classificabile come B1 [Coli, 2010].

È stata introdotta anche una classificazione per formazioni complesse di tipo flyschoidi basata sull'indice GSI (Marinos & Hoek, 2001 e Hoek et al., 2005) riportata in Figura 1-3. In queste particolari strutture rocciose, la frazione di componenti più fini (pelite) è costituita da argilla o argillite e può essere fortemente anisotropa a causa della presenza di foliazioni che ne determinano una struttura a scaglie (Morgesten & Eigenbrod, 1974). Un esempio di struttura complessa di tipo flyschoidi, in cui viene evidenziata la significativa presenza di componente pelitica, è riportata in Figura 1-4. Le deformazioni tettoniche possono determinare un riarrangiamento spaziale dei vari componenti, nonché creare delle strutture secondarie come zone di taglio e fratture in aggiunta alle strutture sedimentarie originali; in alcuni casi le deformazioni risultano così intense da modificare l'assetto originario dell'ammasso roccioso determinandone la tipica struttura caotica. Anche gli agenti atmosferici possono contribuire all'alterazione delle varie componenti litologiche aumentandone la complessità, ad esempio creando fasce o

zone di roccia fortemente alterata con caratteristiche meccaniche completamente diverse da quelle del resto dell'ammasso.

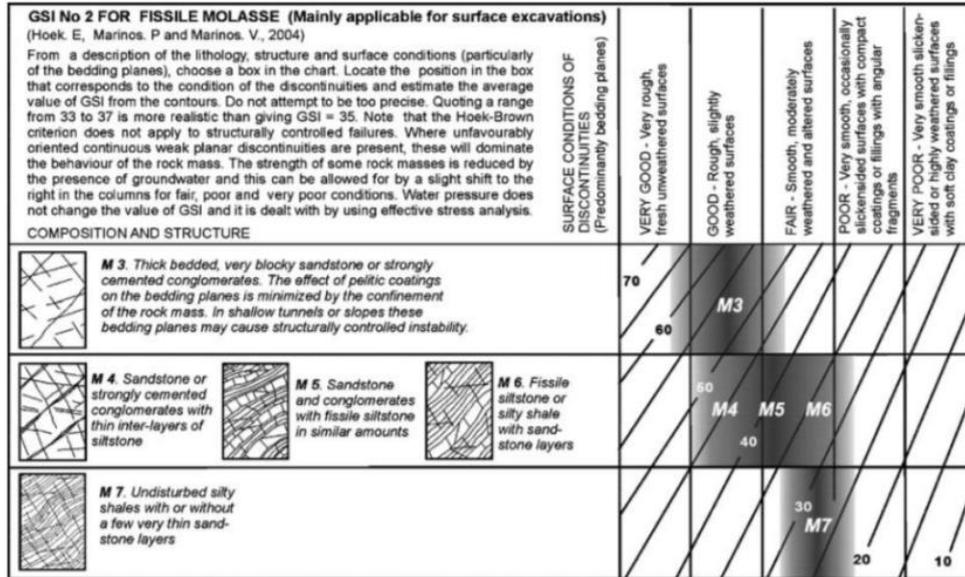


Figura 1-3: Classificazione GSI per ammassi complessi [Hoek et al., 2005].

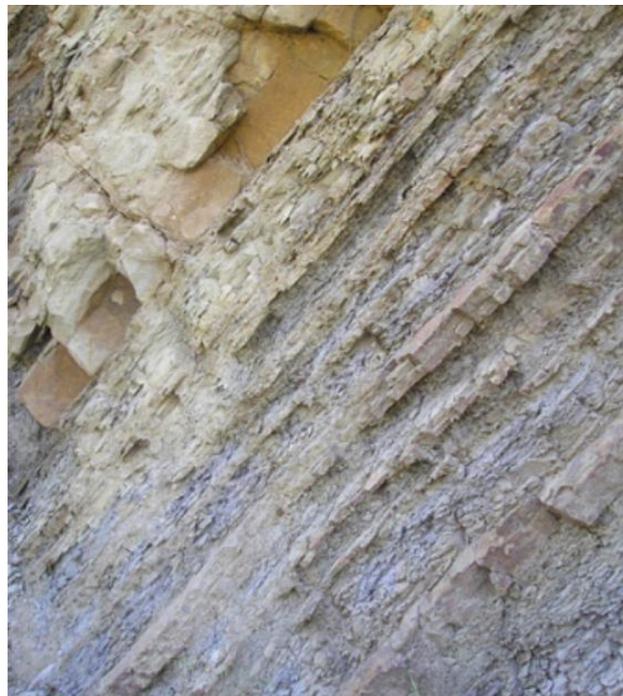


Figura 1-4: Flysch di Ventimiglia con immersione verso ESE, affiorante alla base del versante orientale del M. Magliocca [Carobene e Cevasco, 2008].

Di conseguenza, le proprietà indice ed i parametri di resistenza variano entro un ampio spettro di valori e la loro determinazione è fortemente influenzata dalla possibilità di ottenere campioni indisturbati, di dimensioni tali da contenere strutture rilevanti rappresentative della formazione in situ. Data la grande diffusione delle formazioni strutturalmente complesse, esse costituiscono motivo di indagine e studio relativamente a problemi di ingegneria civile e difesa del territorio.

Esistono differenti tipologie di formazioni complesse, in particolare, con il termine formazioni complesse a blocchi in matrice ci si riferisce a strutture costituite da corpi geologici caratterizzati da clasti rocciosi competenti, immersi in una matrice di fondo a tessitura fine, caratterizzata da una resistenza meccanica decisamente più scadente. In Figura 1-5 è riportato un esempio di struttura complessa a blocchi in matrice costituita da *mélange* calcareo-argilloso.



Figura 1-5: *Mélange* calcareo-argilloso con struttura scompaginata classificabile come categoria C [Coli, 2010].

I principali esponenti dello studio sulle formazioni complesse, ad oggi, sono stati E. Medley e E.S. Lindquist, dell'Università di Berkeley, in California. Il loro lavoro di ricerca si è focalizzato sulla valutazione del comportamento di ammassi rocciosi eterogenei e sulla caratterizzazione ingegneristica di *mélanges and similar block-in-matrix rocks (Bimrocks)*.

1.1. Teorie sulla definizione e sulla genesi del *mélange*

E. Medley, studioso e ricercatore dell'Università di Berkeley, si occupò di definire la realizzazione della prima mappatura, su scala mondiale, delle formazioni rocciose complesse a blocco in matrice e in particolare dei *mélanges* e degli ofioliti (Figura 1-6). Nella maggior parte dei casi, le formazioni si trovano in prossimità delle aree di contatto lungo le placche tettoniche, come è possibile riscontrare nel caso emblematico del Franciscan Complex.

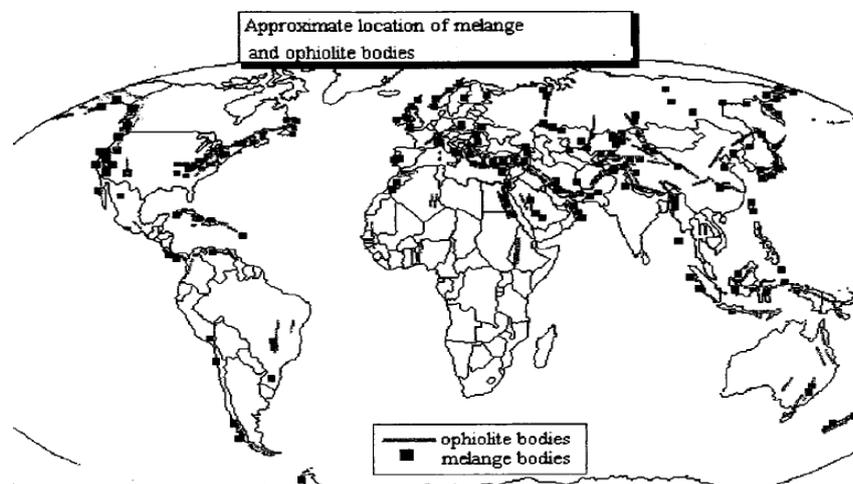


Figura 1-6: Localizzazione a scala mondiale del *mélange* e degli ofioliti. La serpentinite è strettamente associata agli ofioliti [Medley, 1994].

1.1.1. Il m \grave{e} lange del Franciscan Complex

La presenza del franciscan m \grave{e} lange è stata riscontrata in più di un terzo della superficie del territorio californiano, e nel Nord della California; esso risulta morfologicamente collocato secondo tre fasce principali note come: Coastal Belt, Central (m \grave{e} lange) Belt ed Eastern (metamorphic or Yolla Bolly) Belt. La loro localizzazione è possibile grazie all'organizzazione litologica e all'identificazione delle zone di separazione tettonica: l'aumento del grado di metamorfismo della roccia, crescente da Ovest a Est, indica la presenza di una zona di subduzione (Blake and Jones, 1981).

La zona del Coastal Belt è composta principalmente da clasti sedimentari (arenaria e scisto), e in percentuale minore da strati di tufo, disgregati dal punto di vista tettonico ma coerenti, e noti come “*broken formations*”.

La zona chiamata Central Belt è caratterizzata da m \grave{e} lange costituito da una matrice in mudstone, con blocchi di grovacca, meta-grovacca e tufo, e in misura minore, da rocce vulcaniche, selce, serpentinite, calcare, bluscisti, amfibolite e eclogite. La presenza di queste rocce metamorfiche è enigmatica in quanto esse risultano provenienti da zone di subduzione collocate alla profondità di 10 km, tipicamente troppo elevata per riscontrare blocchi aventi determinate litologie.

La zona dell'Eastern Belt è generalmente composta da grovacca semiscistosa (arenaria dura), lawsonite con micascisti, glaucophane con rocce vulcaniche; essa risulta litologicamente molto diversa dal Central Belt.

Sebbene molti geologi sostenessero che l'origine del Franciscan Complex fosse legata alla convergenza delle placche tettoniche, esisteva una forte diatriba sulle tempistiche e sulla tipologia di movimento che ne avevano caratterizzato la formazione. Alcuni sostenevano che la sua genesi fosse legata a fenomeni di subduzione frontale delle placche oceaniche sotto quella continentale del Nord America, avvenuta in più di 150 milioni di anni. Si ipotizzava che, a seguito di tali fenomeni, l'interazione tra le placche fosse diventata di tipo obliquo, determinando un movimento della placca oceanica Pacifica verso Nord Ovest, secondo lo scorrimento rispetto a quella nord americana, lungo la faglia di Sant'Andrea. Altri sostenevano che l'eterogeneità del Franciscan Complex del Central Belt non fosse

dovuta alla subduzione manifestatasi in lunghi periodi. Questi autori ipotizzavano che tutto il confine continentale del Nord America fosse costituito da un mix di litologie discontinue (*terrane*), distribuite a bordo faglia, la cui stratificazione era stata influenzata dal movimento della placca pacifica, che aveva causato il trasporto di strati crostali lungo il centro e il Nord America e la loro redistribuzione lungo il margine occidentale del continente, grazie alla convergenza obliqua diretta verso Nord. Così l'assetto geologico risultava definito da un misto di frammenti di crosta oceanica, materiale sedimentario, e montagne sottomarine, disposti tra America centrale e Alaska (Blake and others, 1982; Jone and others, 1983; Silberling and others, 1987; Howell, 1989).

In accordo con la teoria dei *terrane*, definiti da blocchi di grosse dimensioni all'interno di matrice del Central Belt o Central Terrane (Blake and others, 1982), alcuni studiosi ipotizzavano la presenza di "*sub-terrane*", ulteriormente frammentati e incorporati alla matrice. In Figura 1-7 si riporta la distribuzione geografica dei sub-terrane di franciscan m \acute{e} lange, nell'area di San Francisco Bay, e quella dei blocchi nel franciscan m \acute{e} lange a Marin Country in California.

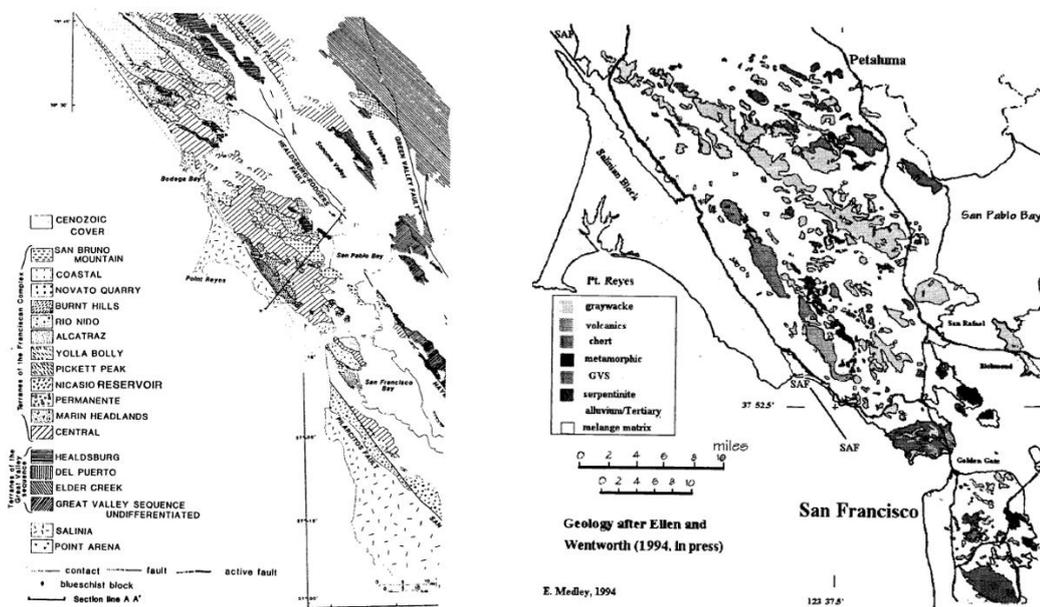


Figura 1-7: Distribuzione geografica dei sub-terrane di franciscan m \acute{e} lange, nell'area di San Francisco Bay [Blake and others, 1984], e quella dei blocchi nel franciscan m \acute{e} lange a Marin Country in California [Medley, 1994].

1.1.2. Definizione e descrizione del m \grave{e} lange

Il termine m \grave{e} lange, inteso da un punto di vista geologico, è stato introdotto per la prima volta da Greenly (1919), sulla base delle mappature di rocce presenti nel Galles, regione caratterizzata da rocce di fossili, incluse in una matrice scistosa. Greenly sosteneva che la formazione della matrice fosse dovuta a meccanismi di taglio tra le rocce, che aveva determinato la perdita generale delle loro caratteristiche primarie. Questi meccanismi di taglio, secondo l'autore, erano dovuti a una serie di processi strutturali di natura tettonica. Durante la mappatura, individuando variazioni nelle caratteristiche del m \grave{e} lange, si potevano distinguere due tipologie principali: autoclastici generali e autoclastici fillitici e granulari. La descrizione originale del m \grave{e} lange del Galles, proposta da Greenly prevedeva: principalmente protoliti sedimentari; matrice generalmente scistosa; fossili di roccia durevole in una matrice a grana fine; distruzione generale delle caratteristiche primarie; m \grave{e} langes litologicamente uniformi (fillitici e granulari); m \grave{e} langes contenenti blocchi di diversa natura.

Shackleton (1954, 1969), Wood (1974) e Wood e Schiuster (1974), dall'analisi dei dati raccolti sul m \grave{e} lange del Galles, in particolare quello Gwna, hanno ipotizzato che il loro processo di formazione fosse dovuto a fenomeni di sedimentazione piuttosto che tettonici. In generale le definizioni proposte risultavano adatte soltanto in riferimento al m \grave{e} lange considerato su scala locale, dipendentemente dalle sue caratteristiche litologiche, quindi non generalizzabili su scala globale.

Bayley e McCallien (1950, 1953, 1961, 1963) e Gansser (1955) e Hsu (1966, 1968, 1969) sostenevano che le caratteristiche di questi ammassi, denominati m \grave{e} langes, erano variabili, ma che tutti fossero accomunati sia dal processo di genesi, un normale meccanismo di deposizione, che dalla loro natura frammentata e ricca di rocce esotiche, caratterizzata non solo dalla mancanza di continuità all'interno della stratigrafia, ma anche dalla mancanza di contatto primario.

Sono state elaborate diverse teorie in merito alla definizione e all'origine del m \grave{e} lange; quella proposta da Raymond (1975), basata su un criterio osservazionale, risultava la seguente: il m \grave{e} lange è un ammasso roccioso mappabile alla scala

1:24000 o più piccola, ed è caratterizzato sia dalla mancanza di continuità interna tra strati, sia dall'inclusione di frammenti e blocchi di diverse dimensioni e provenienze, inclusi in una matrice frammentata di materiale fine.

1.1.3. Genesi del *mélange*

Come già esposto, le teorie sulla genesi del *mélange* sono controverse, ma quella più diffusa associa la loro formazione ai fenomeni di convergenza delle placche tettoniche. Da un punto di vista ingegneristico, la conoscenza della genesi del *mélange* risulta secondaria rispetto alla definizione del loro comportamento.

Greenly (1919), che per primo usò il termine *mélange*, sosteneva che la natura altamente caotica di questi materiali fosse dovuta ai movimenti tettonici, generati da frane sottomarine, che, a causa di processi di sedimentazione, diedero origine agli olistostromi. Era opportuno evidenziare che esisteva una distinzione tra *mélange* tettonici e olistostromici perché, a differenza di quest'ultimi, i *mélange* tettonici contenevano blocchi di natura diversa, ad alto grado metamorfico (Hsu, 1974). Inoltre i *mélange* non contenenti blocchi esotici erano ulteriormente definiti come "*broken formations*".

Diversi autori si occuparono di stabilire le principali differenze tra olistostromi, frane orogeniche gravitazionali e *mélange* tettonici, evidenziando che il termine *mélange* era puramente descrittivo e la qualificazione di olistostromico o tettonico doveva essere attribuita sulla base della loro genesi. Secondo Bosworth (1989) il *mélange* poteva essere definito sulla base della sua tessitura interna, mentre Cowan (1985) aveva proposto un criterio per la classificazione, sostenendo che la maggior parte dei *mélanges* si erano formati dalla combinazione di processi olistostromici, tettonici o diapirici, processi genetici di difficile riconoscimento.

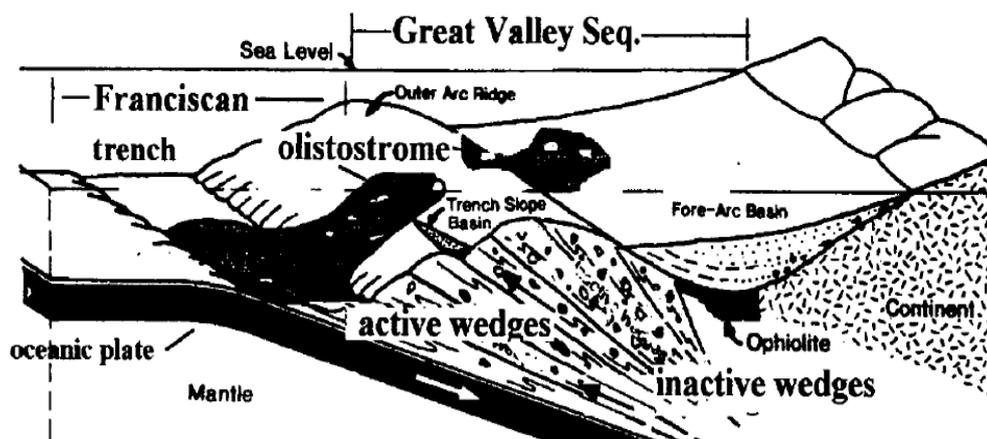


Figura 1-8: Possibili meccanismi di formazione del mélange per convergenza tettonica delle placche [after Bilodeau and Davis, 1990; after Page, 1981].

In Figura 1-8 vengono illustrati i possibili meccanismi di formazione del franciscan mélange: a causa della subduzione della placca oceanica, le superfici sedimentarie potevano essersi spostate e inglobate in un “*prisma di accrezione*”, che si era deformato insieme ai sedimenti, disgregati da spinte di compressione e faglie estensionali secondarie. La meccanica del processo accrescitivo poteva essere analizzata con la teoria del cuneo di rottura di Coulomb, basata sulla mobilitazione di un cuneo accrescitivo attivo (Davis and others, 1983; Suppe, 1985; Platt, 1986). Il regime di stato tensionale di compressione aveva provocato l’insorgere di alte pressioni nel cuneo, ormai costituito interamente da sedimenti, che si erano mobilitati verso la superficie, attraverso canali di flusso, secondo processi diapirici (Cloos, 1984; Orange et al., 1993; Brown and Orange, 1993). Cloos (1984) sosteneva che la formazione di sedimenti fluidi aveva causato il distacco di xenoliti da depositi superficiali e rocce metamorfizzate in profondità, come i bluscisti. Cloos (1984) ed Ernst (1984) suggerivano che i bluscisti e altre rocce metamorfiche ad alte pressioni e basse temperature, a 10-35 km di profondità, erano state inglobate dal flusso soprastante. I blocchi metamorfizzati ad alta pressione erano incorporati in diapiri di serpentinite e rocce vulcaniche (Fryer, 1992; Moor and others, 1991). Approssimativamente si ipotizzava che il 25% dei blocchi di franciscan mélange provenisse da montagne sottomarine, e circa il 20% dell’ophiolite nel Nord America fosse stata originata da montagne sottomarine e altipiani. Anche l’origine del materiale ofiolitico, proveniente da monti

sottomarini, risultava controversa. Si pensava che le montagne sottomarine vulcaniche e gli altopiani si fossero disgregati, mentre la placca oceanica era soggetta a subduzione. Cloos (1990) ipotizzava che le vette delle montagne alte più di un chilometro si fossero staccate, mentre le zone sottostanti, a causa della subduzione, avessero subito frammentazione e fossero state incluse nel *prisma di accrezione* come mostrato in Figura 1-9.

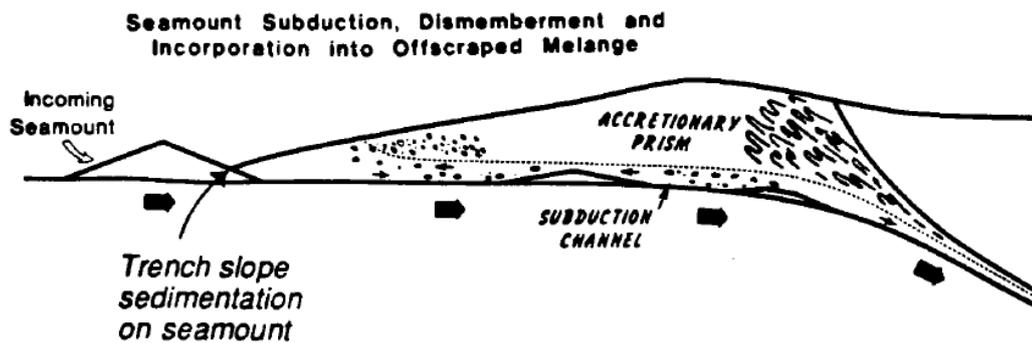


Figura 1-9: Schema del fenomeno di incorporazione dei sedimenti nell'area del cuneo attivo (*prisma di accrezione*) [Bilodeau and Davis, 1990; Cloos and Shereve, 1988].

2. BIMROCK: PROBLEMATICHE E STATO DELL'ARTE

Il termine bimrock venne coniato da Medley (1994) con lo scopo di identificare a livello ingegneristico particolari formazioni complesse, senza attribuire loro una connotazione geologica. I bimrocks sono definiti come “*a mixture of rocks, composed of geotechnically significant blocks within a bonded matrix of finer texture*”. L’espressione “*geotechnically significant*” sta ad indicare il soddisfacimento di tre criteri fondamentali: esiste una differenza in termini di resistenza meccanica tra matrice e blocchi, i blocchi aventi le dimensioni minime e massime devono influenzare le proprietà dell’ammasso alla scala della dimensione ingegneristica caratteristica e la percentuale volumetrica dei blocchi presenti deve essere compresa tra il 25% e il 70%. Questi criteri permettono di effettuare una distinzione, poichè non è detto che i block-in-matrix rocks siano classificabili come bimrocks a tutte le scale. La differenza tra matrice e blocchi viene determinata valutando separatamente le caratteristiche meccaniche dei due componenti in termini di modulo elastico (E), angolo di attrito (φ), resistenza a compressione non confinata (q_u) e coesione (c). Affinchè il materiale possa essere considerato bimrock, il rapporto tra i moduli di Young $\frac{E_{blocks}}{E_{matrix}}$ deve essere superiore a 2, mentre quello tra gli angoli d’attrito $\frac{\tan \varphi'_{blocks}}{\tan \varphi'_{matrix}}$, intendendo con φ l’angolo d’attrito di base, deve essere compreso tra 1,5 e 2.

La caratterizzazione meccanica dei bimrocks risulta un’operazione molto complessa in virtù dell’estrema variabilità spaziale, litologica e meccanica di questa tipologia di formazioni, per cui il riconoscimento avviene attraverso un attento rilievo geologico. L’aspetto tipico di questi ammassi rocciosi è costituito dall’alternanza irregolare della matrice e dei clasti rocciosi, che appaiono in rilievo a seguito dei fenomeni di erosione selettiva. Alcuni bimrock, se superficialmente molto alterati, possono essere erroneamente scambiati con depositi colluviali e quindi interpretati come depositi superficiali poggianti su di un substrato continuo. La matrice, quasi sempre a litologia argillosa, è frequentemente caratterizzata da

una struttura a scaglie, dovuta alla presenza di piani di foliazione o clivaggio che possono assumere un'orientazione preferenziale all'interno dell'ammasso e possono giocare un ruolo determinante nel comportamento meccanico (Medley & Rehermann, 2004) (Figura 2-1).

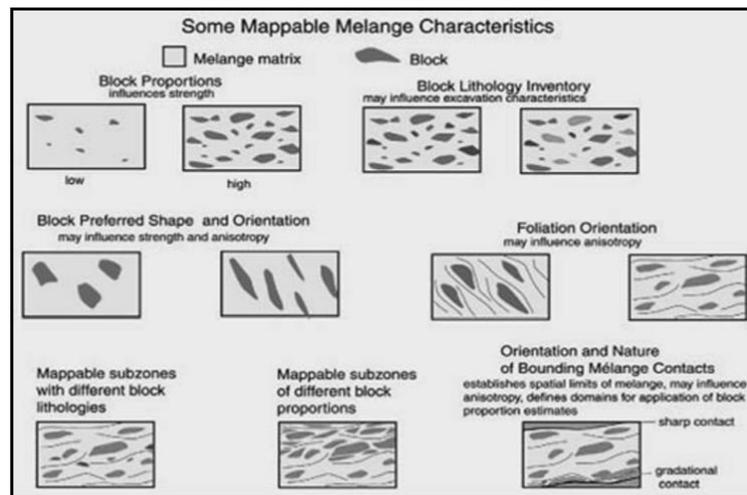


Figura 2-1: Caratteristiche tessiturali tipiche dei bimrock [Wakabayashi & Medley, 2004].

La determinazione delle proprietà meccaniche di un bimrock deve tenere di conto degli aspetti litologici, morfologici e delle proprietà meccaniche delle componenti principali, ossia caratteristiche litologiche, tessiturali e meccaniche della matrice; morfologia, litologia, caratteristiche granulometriche e meccaniche dei blocchi; caratteristiche strutturali di ammasso quali: contenuto volumetrico di blocchi, distribuzione spaziale dei blocchi, proprietà meccaniche del sistema blocchi-matrice.

A causa dell'elevata variabilità spaziale, litologica e meccanica, la caratterizzazione geotecnica dei bimrocks, necessaria nella fase di progetto di costruzioni e interventi di problemi classici dell'ingegneria Geotecnica, risulta di elevata difficoltà. Per queste ragioni è usuale semplificare il problema assumendo che il comportamento meccanico della formazione complessa sia interamente governato da quello della sola matrice, trascurando la presenza dei blocchi. In questo modo si ottiene un modello ingegneristico che non è propriamente

rappresentativo della realtà, poiché sottostima la resistenza globale di tutto l'ammasso, ma che viene accettato in quanto garantisce le condizioni di sicurezza. Come verrà dimostrato nel capitolo 3, tale assunzione non è sempre verificata, pertanto risulta confermata la teoria secondo cui lo studio di questi materiali, deve considerare l'eterogeneità del problema.

È fondamentale che il bimrock sia riconosciuto prima di essere caratterizzato, tenendo presente che la sua descrizione geologica risulta profondamente complessa, e richiede uno studio geologico specifico.

Inoltre, esistono differenti problematiche riscontrabili durante le indagini in sito e l'esecuzione delle prove di laboratorio, effettuate per analizzare correttamente il materiale in cui si andrà a realizzare l'opera ingegneristica, al fine di prevederne il corretto comportamento meccanico.

Uno di questi è legato alla stima della percentuale volumetrica dei blocchi. Le dimensioni dei blocchi, osservate durante le indagini, sono quasi sempre inferiori rispetto alle loro effettive dimensioni reali. Durante le indagini, un errore molto comune, dovuto a una scorretta definizione del contenuto dei blocchi, in termini di percentuale volumetrica e di distribuzione dimensionale, è quello di individuare il "bedrock" sulla base dei punti di contatto blocco-roccia, incontrati nell'esecuzione dei fori di sondaggio. Un'interpretazione sbagliata dei dati desunti, potrebbe condurre ad inevitabili errori sulla stima della posizione delle superfici di scivolamento nell'analisi di stabilità di un versante.

Per risolvere i problemi legati alla progettazione geotecnica, è opportuno identificare una dimensione ingegneristica caratteristica di riferimento L_c , spesso definita sulla base delle dimensioni dei provini utilizzati per la caratterizzazione del materiale, mediante tecniche fotografiche che permettono la stima delle proporzioni lineare e volumetrica dei blocchi. Nei bimrocks però, risulta difficile recuperare il nucleo di un provino di buona qualità a causa delle brusche variazioni tra blocchi e matrice, litologie di blocchi variabili, e talvolta della natura altamente fratturata della matrice. Il processo risulta essere più semplice per i blocchi che per la matrice, perché questi resistono al processo di perforazione, al contrario della matrice meno rigida (Riedmüller et al, 2001).

Una scorretta stima della reale conformazione geometrica delle inclusioni, ottenuta mediante trivellazioni esplorative, potrebbe determinare degli errori nella previsione del comportamento dell'ammasso roccioso durante lo scavo e il tunneling nel bimrock (Medley, 2001).

Per queste ragioni, al fine di investigare esaustivamente il comportamento del bimrock, in riferimento alla scala del problema ingegneristico in esame, e tenendo in debita considerazione l'influenza dei blocchi, risulta necessario ricorrere a test di laboratorio, prove in situ e modellazioni numeriche. La completa caratterizzazione deve essere affrontata a partire da analisi delle proprietà morfologiche, della distribuzione spaziale e del contenuto in blocchi, valutazione delle proprietà meccaniche della matrice e dei blocchi mediante prove di laboratorio, valutazione del comportamento meccanico d'ammasso e della resistenza del sistema blocchi-matrice attraverso l'effettuazione di prove specifiche.

2.1. Caratterizzazione geometrica

La conformazione geometrica del bimrock, caratterizzata dalla presenza di blocchi rigidi immersi in una matrice più debole, rende particolarmente difficoltoso lo studio e la stima della distribuzione dei blocchi stessi, necessaria affinché possa essere descritta l'eterogeneità della struttura ai fini del progetto ingegneristico. Per questo motivo, dalle indagini in situ, mediante fori di sondaggio, si cerca di determinare la posizione e la distribuzione delle inclusioni rocciose all'interno della formazione. Per tenere in considerazione la tridimensionalità del problema, risulta necessaria la definizione della percentuale volumetrica dei blocchi 3D. Questa viene dedotta a partire dalla mappatura geologica bidimensionale 2D e dalle misure monodimensionali 1D dei "chords" o corde, ossia le lunghezze di intersezione tra il blocco incontrato e il nucleo della perforazione, effettuata mediante la tecnica di "*exploration drilling*". In questo modo, la percentuale lineare del blocco rispetto alla matrice viene valutata come rapporto tra la lunghezza della corda e lunghezza totale della perforazione. La dimensione massima osservata (d_{mod}) permette di caratterizzare i blocchi definendone la dimensione attraverso lo studio dei sondaggi

in base alla profondità delle perforazioni e quello effettuato lungo gli affioramenti. Mentre in 2D e 3D, d_{mod} risulta pari alla distanza tra i due punti più lontani misurati sulla porzione osservabile dei blocchi, in 1D, in cui viene definito come corda, potrebbe non coincidere con la lunghezza massima reale.

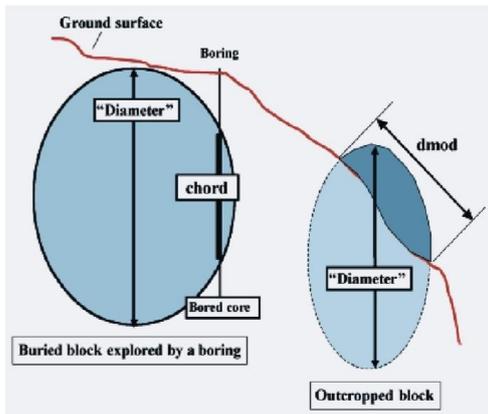


Figura 2-2: Analisi bidimensionale: il blocco ha dimensione massima osservata pari a d_{mod} . Analisi monodimensionale: il blocco ha dimensione indicata dall'intersezione con il foro "chord" [Medley, 2001].

In Figura 2-2 è possibile osservare come corda e d_{mod} in genere risultano meno estesi del diametro massimo dei blocchi. Dunque, le distribuzioni monodimensionali della lunghezza della corda sottostimano le effettive distribuzioni delle dimensioni tridimensionali. La possibilità che la corda coincida con il diametro massimo del blocco dipende dall'orientamento relativo del blocco rispetto alla direzione del foro, dalla percentuale volumetrica delle

inclusioni e dalla lunghezza totale della perforazione. A partire dai dati raccolti durante le indagini, la dimensione dei blocchi più grandi viene generalmente sottostimata, al contrario di quella dei blocchi più piccoli; per queste ragioni, la stima della dimensione dei blocchi, condotta sulla base dei dati delle perforazioni, deve essere effettuata con cautela. La stereologia permette la ricostruzione della distribuzione dimensionale 3D dei blocchi, a partire dalle misure condotte in 2D e 1D.

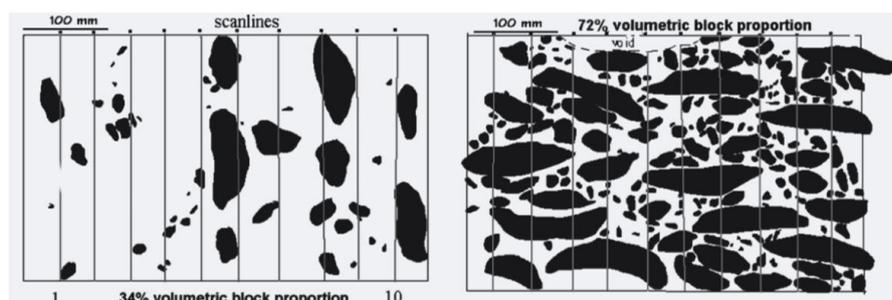


Figura 2-3: Confronto tra provini con differenti percentuali volumetriche (34% e 72%) e orientazioni verticale e orizzontale [Medley, 2001].

Le misure monodimensionali sono effettuate tramite "linee di scansione" per ottenere le percentuali lineari dei blocchi, da cui costruire le distribuzioni di lunghezza della corda. In Figura 2-3 si può osservare che il modello sulla sinistra ha una percentuale volumetrica relativamente bassa (34%), in cui le linee di scansione sono parallele all'orientamento dei blocchi ellissoidali. Quando la percentuale volumetrica è bassa, è meno probabile riscontrare un'intersezione, e ancor meno che questa intercetti la dimensione massima effettiva dei blocchi. Il modello sulla destra presenta un'alta percentuale volumetrica (72%), con inclusioni orientate approssimativamente in direzione orizzontale. Chiaramente, in quest'ultimo caso, anche se la probabilità che i fori intersechino i blocchi è alta, la distribuzione delle lunghezze della corda non corrisponde a quella effettiva della dimensione del blocco, poiché le corde verticali sono sempre più corte delle dimensioni massime orizzontali del blocco stesso.

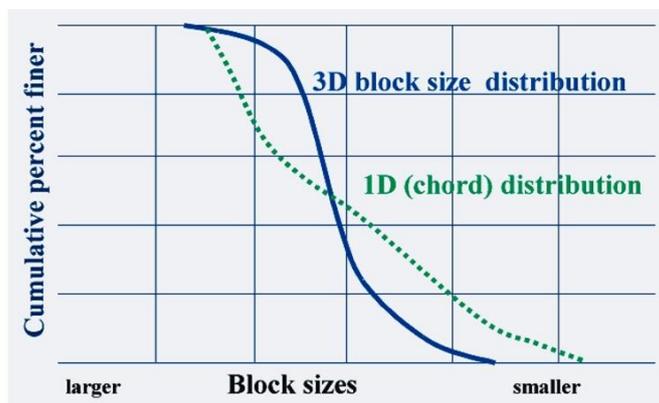


Figura 2-4 : Diagrammi di distribuzione delle dimensioni dei blocchi orientati verticalmente e parallelamente ai fori [Medley, 2001].

La valutazione delle distribuzioni tridimensionali dei blocchi appare quindi affetta da grande incertezza. Poiché le lunghezze delle corde osservate risultano quasi sempre inferiori rispetto alle dimensioni effettive, la frequenza delle dimensioni dei blocchi più grandi tende ad essere sottostimata e quella delle dimensioni dei più piccoli sovrastimata (Figura 2-4). Per questo motivo è improbabile che mediante carotaggio un mélange possa essere caratterizzato secondo la reale curva di distribuzione tridimensionale della dimensione dei blocchi. La conseguenza pratica della sottostima della reale conformazione geometrica delle inclusioni, ottenuta mediante trivellazioni esplorative, si manifesta durante lo scavo e il tunneling nel bimrock (Medley, 2001).

2.1.1. Proprietà della distribuzione frattale e indipendenza dalla scala

All'interno di un materiale eterogeneo, le dimensioni e il numero di blocchi presenti sono strettamente legati. Solitamente, si possono individuare alcune inclusioni di dimensione rilevante e un numero via via crescente di blocchi più piccoli, secondo una legge di potenza negativa che li classifica come frattali.

Tra le proprietà più significative di una distribuzione di potenza, anche detta distribuzione frattale, vi sono la autosomiglianza e l'invarianza scalare. Il significato dell'invarianza scalare è che l'istogramma di frequenza della dimensione degli elementi non varia al variare della scala di osservazione ed è caratterizzato da un crescente numero di elementi al diminuire della dimensione. Al variare della scala si ha una variazione della dimensione assoluta degli elementi, ma l'istogramma di frequenza resta costante, cioè resta medesima la dimensione frattale D .

Da un punto di vista della geometria dei frattali, affinché sussista l'autosomiglianza tra due oggetti è necessario che la loro dimensione frattale D sia misurabile. La dimensione frattale D dà quindi l'idea di quanto un frattale riempia lo spazio a mano a mano che la scala di osservazione diviene sempre più grande. Esistono più di 10 definizioni matematiche diverse di dimensione frattale (Peitgen et al., 1992); tuttavia, secondo quella formale è possibile esprimerla come: $D = \frac{\log N(r)}{\log(r)}$, dove con $N(r)$ si indica la frequenza numerica della variabile r , cioè il numero di elementi all'interno degli intervalli di classi di frequenza. Una distribuzione frattale autosomigliante, rappresentata in un diagramma bilogarithmico $N(r)$ - r (Figura 2-6), mostra un ramo discendente la cui retta di regressione ha coefficiente angolare D , il quale risulta essere anche definito come valore assoluto dell'esponente della seguente legge di potenza:

$$N = r^{-D}$$

dove N rappresenta la frequenza relativa degli elementi aventi dimensione maggiore di r . La proprietà di autosomiglianza rappresenta un requisito necessario

ma non sufficiente a definire l'indipendenza dalla scala a cui si valutano le distribuzioni (Medley, 1994).

Medley e Lindquist (1995) si occuparono dello studio delle distribuzioni frattali delle dimensioni dei blocchi valutando il Franciscan mélange a molte scale di interesse ingegneristico, e dimostrarono che il comportamento di questo materiale, così come di altre formazioni complesse, poteva essere considerato indipendente dalla scala. Nel mélange, il range di variazione della dimensione dei blocchi era estremo, superiore a sette ordini di grandezza; da quella millimetrica della sabbia a quella di decine di chilometri delle montagne. Risultava quindi essenziale determinare una soglia cui far riferimento per discernere matrice e blocchi, variabile a seconda della scala di interesse. A scale diverse, gli stessi blocchi potevano essere considerati come inclusioni vere e proprie o come elementi facenti parte della matrice. Lindquist (1991) determinò che la distribuzione della dimensione dei blocchi sull'affioramento del Franciscan mélange di Caspar Beach (Mendocino, California, in Coastal Belt Franciscan) era frattale e cercò di riprodurre il modello fisico. Medley (1994), sulla base del suo lavoro, studiò la distribuzione della dimensione dei blocchi analizzando vari provini artificiali ricostruiti in base alle caratteristiche del franciscan mélange. La dimensione massima osservata d_{mod} di 1900 blocchi era misurata a partire da analisi 2D, sapendo che questa non risultava rappresentativa della lunghezza massima in 3D. Vennero effettuate le misure delle dimensioni osservabili dei blocchi sfruttando una serie di fotografie sull'affioramento di mélange e mediante una tecnica digitale di scannerizzazione che permetteva il calcolo di d_{mod} in modo automatico. I dati vennero incrementati anche da misure manuali a diverse scale di interesse. In questo modo furono definite le regioni interessate dalla presenza dei blocchi, ossia le zone in cui concentrare le misure. Per stabilire le dimensioni delle aree di interesse delle fotografie veniva considerato un range di variazione compreso tra pochi centimetri quadri e più di 900 km² (Figura 2-5).

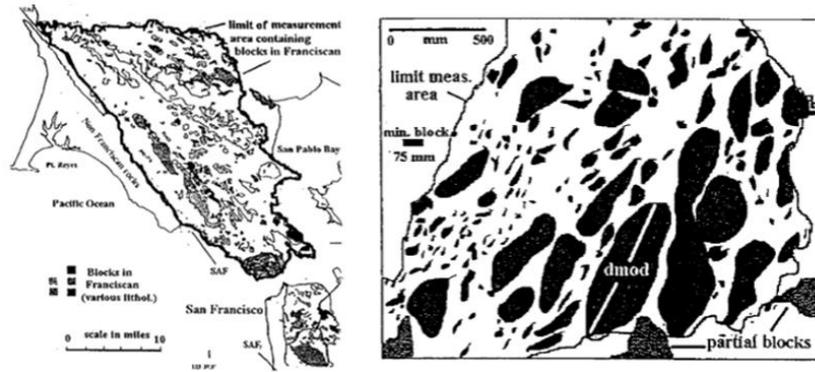


Figura 2-5: Rappresentazione dei blocchi a nord di San Francisco (area di misura dei blocchi superiore a 900 Km²); blocchi in m \acute{e} lange a Caspar Beach, Mendocino (area di misura dei blocchi di 2,26 m²) [Medley-Lindquist, 1995].

Lo studio condotto da Medley e Lindquist (1995), permetteva di definire le caratteristiche della distribuzione frattale del m \acute{e} lange francescano e la costruzione del relativo istogramma frequenza. Relativamente alla definizione di D , $N(d_{mod})$ coincideva con il numero di blocchi contenuti all'interno di una certa classe dimensionale. La frequenza relativa di ogni classe rappresentava il numero di blocchi caratterizzati da valori di d_{mod} appartenenti a una determinata classe, rapportato al numero totale di d_{mod} misurati. In questo modo era possibile rappresentare l'istogramma di frequenza usando un grafico bilogarithmico (Figura 2-6). I valori di d_{mod} seguivano una progressione geometrica che prevedeva il raddoppio della dimensione secondo l'espressione: $x_n = 2x_{n-1}$ (0,5cm, 1cm, 2cm, 4cm, ..., 32cm, 64cm), dove il limite superiore, coincidente con il valore con cui terminava la classe dell'intervallo, equivaleva a x_n , ossia il dato con dimensione massima all'interno della classe. Per definire l'effettivo range di valori caratteristico di ogni classe, era necessario stabilire la dimensione del nodo, calcolato, per misure bidimensionali, secondo una procedura standard: si sottraeva dall'area totale considerata, quella relativa alla sola presenza di blocchi, ottenendo un valore di area, A , e si stabiliva l'area di misura dei blocchi attraverso il calcolo di \sqrt{A} ; $0,04\sqrt{A}$ rappresentava il valore del nodo attorno al quale si costruivano le classi, ottenute per raddoppiamento e dimezzamento di tale valore per stabilirne i limiti superiore e inferiore. Il numero di blocchi per ogni classe permetteva di rappresentare l'istogramma di frequenza usando un grafico bilogarithmico: sulle ordinate era

indicata la frequenza, ossia il numero di elementi per ogni classe, oppure la frequenza relativa dividendo per il numero totale di blocchi presenti nella popolazione; sulle ascisse invece, erano riportate le dimensioni massime dei blocchi, d_{mod} , dai quali era possibile stabilire i limiti dimensionali delle classi. La Figura 2-6, riportata a titolo di esempio, rappresenta due istogrammi generati dai d_{mod} misurati sull'affioramento, e tramite mappatura geologica, riferiti al mélange di Caspar Beach, uno su un'area di $2,26 \text{ m}^2$ e l'altro su 900 km^2 .

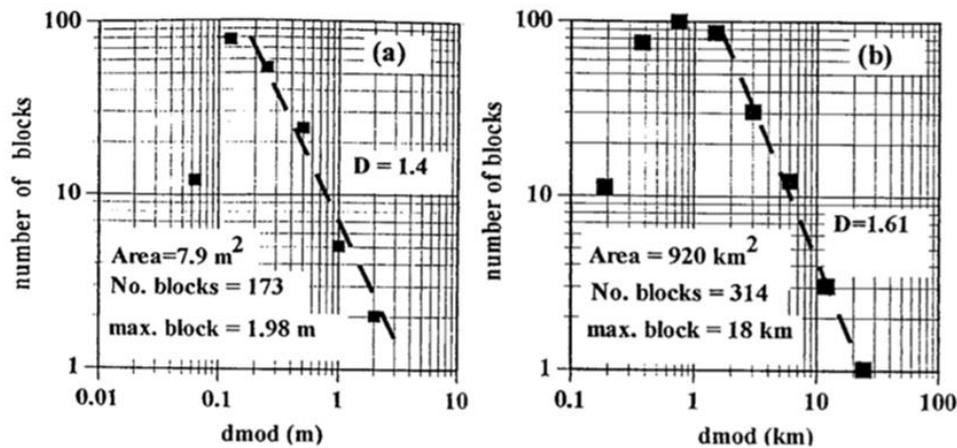


Figura 2-6: Istogramma delle frequenze in scala logaritmica della dimensione dei blocchi per due aree di misura differenti (m^2 e km^2) derivanti dalle misure condotte sull'affioramento di mélange e sulla mappatura geologica [Medley-Lindquist, 1995].

Il grafico di forma parabolica era caratterizzato da un ramo ascendente, un picco e un ramo discendente. Il ramo ascendente era il risultato della sottostima dei blocchi che risultavano più piccoli rispetto alla scala di misura, l'errore era dovuto alla bassa risoluzione delle immagini e al contrasto in scala dei grigi, così nella mappa geologica potevano essere identificati solo i blocchi aventi una dimensione minima. In questo modo la forma del ramo ascendente e la posizione del picco risultavano influenzati dalla qualità dei dati reperiti; per evitare bias dovuti all'elevata incertezza connessa alle misure, i valori di d_{mod} inferiori a $0,025\sqrt{A}$ venivano trascurati, in accordo con l'assunzione secondo cui il minimo valore di d_{mod} era fissato a $0,05\sqrt{A}$. D'altra parte, quello corrispondente al picco, risultava il massimo della frequenza relativa. Così, la dimensione massima osservabile d_{mod}

poteva essere misurata se la sua lunghezza superava il limite della classe dimensionale del blocco al picco, ossia d_{peak} . Il trend discendente del secondo ramo della curva, invece mostrava come la distribuzione della dimensione dei blocchi poteva essere considerata un frattale, in quanto valutabile secondo una legge di potenza con esponente negativo. La pendenza del ramo di parabola, infatti indicava la dimensione frattale D , ossia il valore assoluto dell'esponente della legge di potenza, variabile nell'intervallo 1,1 e 1,7.

Risultava quindi evidente come la dimensione dei blocchi differiva di più di quattro ordini di grandezza. Per avere una visione d'insieme dei dati furono analizzati e confrontati tantissimi istogrammi logaritmici delle frequenze. Poichè il numero dei blocchi misurabili era funzione della loro percentuale, in relazione all'area considerata, venne rappresentata la frequenza relativa in cui la dimensione delle inclusioni, corrispondente all'ultimo valore della classe, era normalizzata dividendo per \sqrt{A} . Dall'analisi finale appariva evidente come gli istogrammi, aventi d_{mod} variabili di 7 ordini di grandezza, si distribuivano in maniera simile; si poteva concludere che esisteva un ordine nel caos apparente del *mélange* e non erano più giustificate le semplificazioni geotecniche effettuate per la sua caratterizzazione (Figura 2-7).

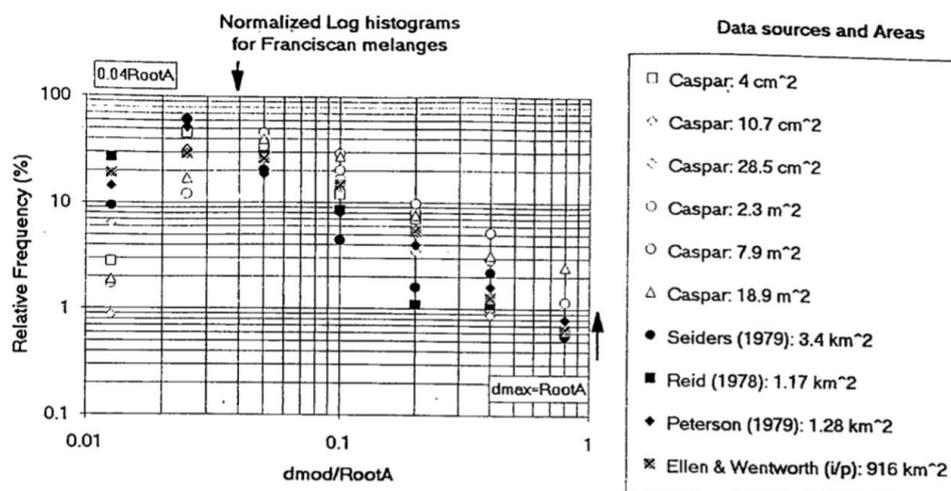


Figura 2-7: Istogramma logaritmico normalizzato per il Franciscan *mélange* [Medley-Lindquist, 1995].

Dalla rappresentazione dell'istogramma logaritmico era possibile constatare che il Franciscan mélange era indipendente dalla scala per oltre 7 ordini di grandezza.

Nello studio di una distribuzione frattale, si definiscono un limite frattale inferiore e uno superiore, all'interno dei quali risulta soddisfatto il requisito di autosomiglianza; nel caso specifico del mélange, tali limiti non venivano identificati perchè non appartenenti al range fissato per la scala di rilevanza ingegneristica, variabile da quella centimetrica a quella di decine di metri. Il principio di indipendenza dalla scala comportava che, a prescindere dalle modalità di analisi, prove in situ o test di laboratorio, in un mélange veniva sempre riscontrata la presenza di blocchi, la cui percentuale influenzava profondamente la resistenza del materiale. Il grafico in questione (Figura 2-7) dimostrava come frequenze relative piccole, minori dell'1%, venivano identificate dal ramo discendente, la cui intercetta sull'asse orizzontale risultava pari 0,1, a differenza della dimensione massima del blocco $d_{max} \approx \sqrt{A}$, valore atteso e non dato certo. Il picco in corrispondenza di $d_{mod}/\sqrt{A} = 0,04$, circa pari a $d_{mod}/\sqrt{A} \approx 0,05$, era definito picco della dimensione del blocco o $d_{peak} \approx 0,05\sqrt{A}$. Quindi per ogni scala di misura si poteva fissare la soglia blocco-matrice in base alla relazione:

$$d_{peak} = 0,05d_{max} = 0,05\sqrt{A}$$

Medley (1994) definì le principali caratteristiche che contraddistinguono il bimrock in funzione della distribuzione della dimensione dei blocchi:

- i bimorocks sono caratterizzati dall'indipendenza della scala per quanto riguarda la distribuzione delle dimensioni dei blocchi; questo significa che, per ogni scala di osservazione, la distribuzione delle dimensioni dei blocchi viene mantenuta costante;
- per una determinata area di rilevamento, A, la dimensione massima del blocco è approssimativamente uguale a \sqrt{A} e il 99% dei blocchi ha la dimensione massima non superiore a $0,75\sqrt{A}$;
- in prima approssimazione, la distribuzione delle dimensioni dei blocchi segue una legge di potenza negativa, che per il mélange francescano assume un valore di dimensione frattale di 2,3 (per definire la dimensione frattale 3D è necessario incrementare quella 2D di una unità): questo significa che

per n blocchi di una determinata classe, ci sono $n^{2,3}$ blocchi nella precedente classe;

- La scelta più conservativa in merito alla soglia di separazione tra blocchi e matrice, o la dimensione del più piccolo blocco geometricamente significativo è: il 5% di d_{max} , ossia il 5% della dimensione del blocco più grande riscontrabile alla scala di interesse ingegneristico, la dimensione ingegneristica caratteristica o \sqrt{A} (Medley, 1994) (Figura 2-8).

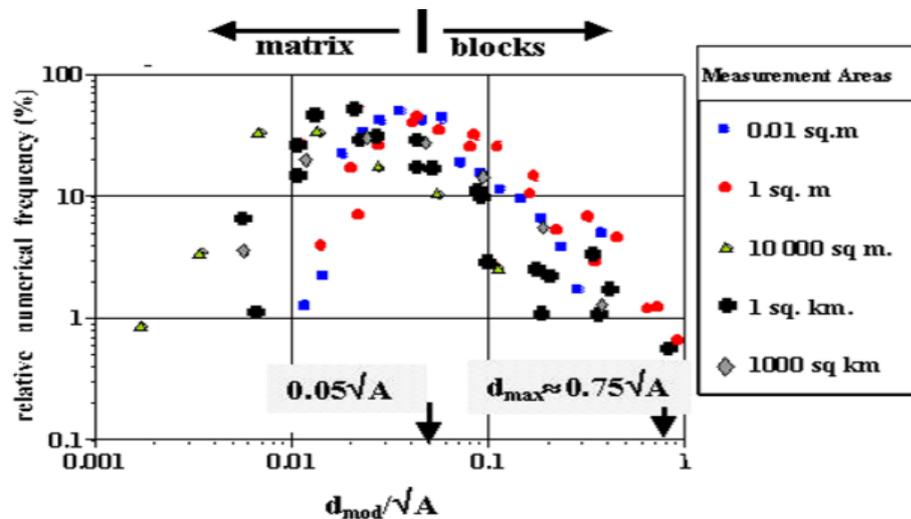


Figura 2-8: Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in un Franciscan mélange per differenti scale di osservazione: andamento della frequenza relativa in funzione della massima dimensione osservabile d_{mod} [Medley, 2002].

I blocchi al di sotto della soglia contribuiscono limitatamente all'incremento di resistenza delle caratteristiche meccaniche e sono considerati parte della matrice dipendentemente dalla scala di interesse. La soglia può essere definita in relazione alla scala di interesse ingegneristico; in funzione della lunghezza ingegneristica (L_c) essa viene espressa come $0,05L_c$, mentre la massima dimensione dei blocchi risulta $0,75L_c$.

2.1.2. Dimensione ingegneristica caratteristica

La dimensione caratteristica (L_c) è la lunghezza descrittiva della geometria del problema in esame (Medley, 1994). Per effettuarne la scelta è necessario prendere in considerazione il fenomeno o l'opera ingegneristica che interagisce con la massa rocciosa. Fissando il valore di L_c sono automaticamente definiti:

- il range di variazione entro cui la dimensione del blocco è considerata significativa;
- la dimensione limite che separa i blocchi dai frammenti di roccia che si ritiene siano parte della matrice.

La scelta della L_c è effettuata in base a diversi criteri. Secondo considerazioni empiriche basate sulla conoscenza ingegneristica del contesto in esame, viene stabilita a partire dalle dimensioni dell'opera e dall'interazione opera-terreno prevista in fase di progettazione. Per effettuare la scelta si deve tener conto di quella che può essere la parte dell'opera o del fenomeno che interagisce con l'ammasso roccioso: la "dimensione significativa" che rappresenta la L_c può essere la profondità media di una superficie di frana (Medley & Sanz, 2004), l'altezza del campione di materiale sottoposto a prove meccaniche in situ (Xu et al., 2007), la larghezza della fondazione di una diga (Goodman & Alghren, 2000), il diametro di una galleria (Button et al., 2001). A livello di analisi di laboratorio, L_c viene selezionata in base alle dimensioni del provino sottoposto a prova meccanica, mentre alla scala del sito è considerata pari ad A , dove A rappresenta la superficie totale coperta da riprese fotografiche o carte tematiche. Per sua stessa definizione, L_c varia al variare della scala di interesse e delle caratteristiche dimensionali del contesto ingegneristico in esame.

Dipendentemente dal caso in esame, L_c può essere schematicamente definita:

- L_c per il campione triassiale: diametro del campione;
- L_c per tunnel: diametro del tunnel;
- L_c per le fondazioni: larghezza del basamento;
- L_c per analisi di frana: spessore del piano di rottura, altezza del pendio;
- L_c per scavo: altezza di taglio, \sqrt{A} dell'area di scavo;

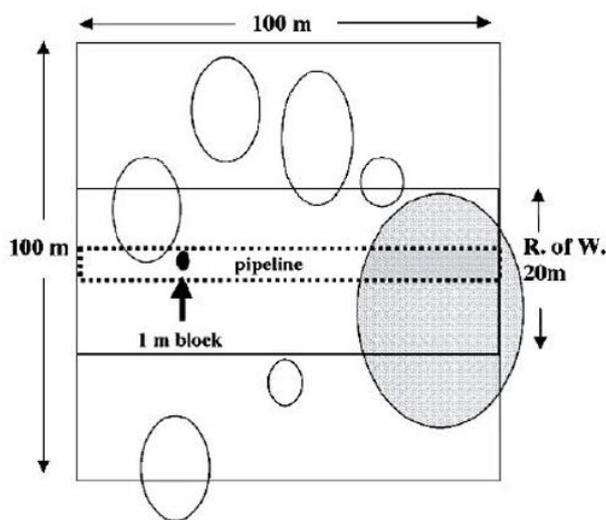


Figura 2-9: Soglia blocco-matrice: influenza della scala di interesse in un'area interessata dalla costruzione di una strada e lavori di scavo in bimrock francescano [Medley, 2001].

Come si può notare dalla Figura 2-9 (Medley, 2001), viene considerata un'area di progetto di dimensioni 100 m x 100 m che individua un'area composta da un mélange del Complesso Francese. La scala di interesse ingegneristico è caratterizzata da una dimensione caratteristica (L_c) meglio descritta come \sqrt{A} , pari a 100 m.

Quindi, alla scala di interesse del sito, la soglia blocco-matrice è $0,05\sqrt{A}$ o 5 m, e il blocco

significativamente più grande ha dimensioni $0,75\sqrt{A}$ o 75 m. Dunque, alla scala del sito, qualsiasi blocco più piccolo di 5 m viene assegnato alla matrice mentre tutti i blocchi di dimensioni maggiori sono definiti come blocchi di roccia. Tutti i blocchi nell'immagine sono ritenuti geotecnicamente significativi, fatta eccezione per quello delle dimensioni di 1 m. Nel sito in questione è prevista la costruzione di una strada di 20 m di larghezza, dimensione che, per scopi di scavo e progettazione, viene fissata come dimensione caratteristica L_c , modificando la scala di interesse. A questa scala la soglia blocco-matrice è pari a $0,05L_c = 1m$, mentre il blocco ragionevolmente più grande è di $0,75L_c = 15m$. Il blocco di 1m viene considerato geotecnicamente significativo, sebbene alla scala del sito sia stato assegnato alla matrice. Dovendo realizzare uno scavo per il passaggio di un gasdotto, la scala di interesse diventa ancora più piccola e il blocco di 1m risulta chiaramente un ostacolo non trascurabile. Durante un processo di scavo alla scala di una lama di bulldozer, il blocco di 1m sarebbe potenzialmente problematico qualora la sua presenza non venisse prevista (Medley, 1994). La dimensione ingegneristica

caratteristica è importante per definire la soglia. La scelta del 5% viene giustificata facendo riferimento alla Figura 2-10 (Medley, 1994).

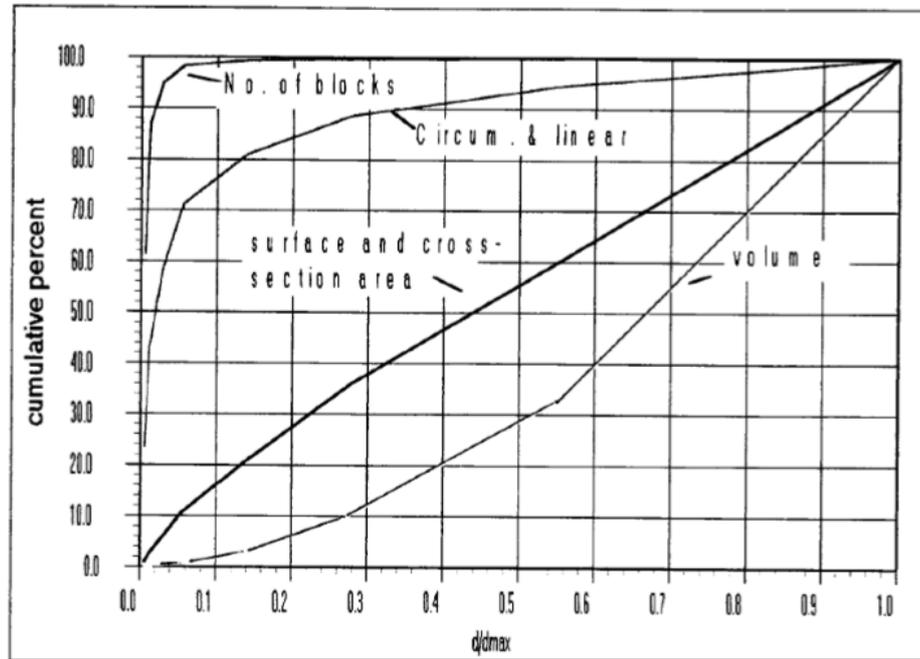


Figura 2-10: Rappresentazione della distribuzione delle dimensioni dei blocchi per i dati raccolti dallo studio del Franciscan melanges, con diametri variabili tra 0,3 m e 56 m. I blocchi più piccoli di $0,05 d_{max}$ rappresentano il 95% del numero totale di blocchi ma meno dell'1% del volume totale [Medley,1994].

Per un *mélange* con una distribuzione delle dimensioni dei blocchi come quella del complesso francescano, ci sono innumerevoli piccoli blocchi. Anche se il ramo sinistro degli istogrammi suggerisce che ci sono pochi blocchi più piccoli di $0,05L_C$, in realtà ce ne sono molti altri ma di dimensioni troppo piccole per poter essere rilevati. Questa esclusione di dati è chiamata "censura". Il grafico in Figura 2-10 si riferisce a una popolazione di blocchi a forma ellissoidale con rapporto tra assi pari a 0,5 e mostra che il 98% del numero di blocchi è più piccolo della soglia bloccomatrice, fissata a $0,05d_{max}$, ma il loro volume rappresenta meno dell'1% di quello complessivo. In altre parole, questi blocchi non influiscono sul comportamento meccanico del bimrock.

2.1.3. Stima della percentuale volumetrica dei blocchi

Il principale motivo per il quale risulta fondamentale considerare la presenza dei blocchi all'interno della matrice debole è legato alla variazione delle proprietà di resistenza del complesso. Risulta dunque di notevole importanza l'identificazione della litologia e della struttura delle inclusioni ai fini della progettazione ingegneristica. Considerando l'ammasso in maniera complessiva, la distribuzione dei blocchi all'interno della formazione può presentarsi caotica, mentre osservando alcune parti del complesso si può riconoscere una disposizione ordinata dei massi all'interno della matrice; può essere utile distinguere queste sotto-aree a seconda delle diverse litologie, del numero di blocchi e del tipo di matrice. La presenza di questi sottosistemi, aventi diverse litologie e percentuali di blocchi, può essere studiata attraverso mappatura, per la definizione e la caratterizzazione del mélange. Per percentuale volumetrica dei blocchi (VBP) si intende il rapporto tra il volume dei blocchi e il volume totale della massa di roccia eterogenea; poiché questo parametro influenza in modo marcato il comportamento meccanico della formazione complessa, è necessario fare una stima il più accurata possibile. A tal proposito sono state sviluppate diverse metodologie di rilevamento per l'analisi morfologica e spaziale dei blocchi.

La percentuale volumetrica dei blocchi (VBP) può essere stimata con metodi a uno, due o tre dimensioni. I metodi monodimensionali (1D) prevedono la misura delle lunghezze di intersezione blocco-nucleo di perforazione (corde) o linee di scansione su fotografie. La mappatura geologica e l'analisi delle immagini su scansioni o fotografie sono esempi di metodi bidimensionali (2D). Un altro metodo per stimare VBP è quello di valutare la densità dei campioni (Lindquist, 1994). Se esiste una differenza di densità significativa tra i blocchi e la matrice, la densità complessiva dei campioni varia direttamente in proporzione al VBP. Infine, mediante il metodo tridimensionale (3D) dell'analisi al setaccio, è possibile definire le frazioni di peso e le frazioni volumetriche. Tuttavia, la separazione dei blocchi dalla matrice è molto difficile nella maggior parte delle situazioni e l'analisi al setaccio può essere utile solo per studi di laboratorio (Medley, 2002; Goodman e Ahlgren, 2000; Sonmez et al., 2004a). Inoltre, attraverso la setacciatura è possibile

solo studiare la distribuzione dimensionale dei blocchi in termini di percentuale cumulativa in peso, e non quantificare altre caratteristiche chiave, come la forma e la variabilità spaziale. Alcuni ricercatori (Xu et al., 2007; Coli et al., 2009, 2011) hanno eseguito analisi in situ per la determinazione di VBP. I blocchi generalmente hanno una forma e un orientamento preferenziali: come raccomandato da Haneberg (2004), è molto importante raccogliere informazioni sul sito relative alla struttura e alla direzione degli stessi. Un caso particolare è rappresentato dai blocchi caratterizzati da una forma a disco, che sono generalmente disposti nella formazione in modo che il piano del disco sia parallelo o sub-parallelo alla foliazione. Come la foliazione della matrice, anche l'orientamento dei blocchi influenza la resistenza complessiva del sistema, facendone variare il comportamento, conferendo al materiale caratteristiche meccaniche anisotrope.

I metodi monodimensionali consentono di determinare la percentuale volumetrica dei blocchi, assumendo che essa sia stereologicamente equivalente alla percentuale cumulata lineare della stessa litologia misurata nella stratigrafia. Questa ipotesi, tuttavia, è valida solo in presenza di un'adeguata densità di campionamento. In altre parole, poiché i blocchi non hanno forme perfettamente sferiche e sono distribuiti in modo generalmente caotico, non è possibile stimare correttamente il VBP a partire da dati desunti da un basso numero di campionamenti. In presenza di una lunghezza di campionamento sufficiente (almeno dieci volte la dimensione massima dei blocchi), la percentuale lineare del litotipo può essere correlata con quella volumetrica, commettendo un errore di sottostima variabile tra il 33% e il 55% (Lindquist & Goodman, 1994; Medley, 1997, 2001, 2002). Recenti studi hanno anche evidenziato come i metodi di campionamento 1D, in assenza di altri dati, possano sottovalutare significativamente la dimensione media dei blocchi e del VBP, con errori che possono raggiungere il 50% per le medie e il 90% per i VBP (Haneberg, 2004).

I metodi 2D si basano principalmente sullo studio delle fotografie attraverso il riconoscimento delle proprietà dei blocchi grazie ad immagini digitali (Medley, 1994; Gokceoglu, 2002; Sonmez et al., 2004a). L'analisi 2D consente di raccogliere un gran numero di dati sulle proprietà geometriche dei blocchi: dimensioni osservabili massime e minime, area esposta, percentuali, orientamento e

distribuzione spaziale di ciascun blocco. I disegni e le fotografie degli affioramenti, forniscono modelli grafici di bimrocks su larga scala; infatti le analisi computerizzate e manuali delle immagini permettono di determinare l'area, la distribuzione dimensionale e il d_{mod} dei blocchi nell'intero deposito. In alternativa, le immagini, dopo la scansione, vengono convertite in una serie di pixel, ciascuno con un valore compreso tra 0 (nero) e 255 (bianco), che include tutta la scala di grigi; i software di restituzione digitale consentono di misurare aree, perimetri e dimensioni assiali dei blocchi mostrati nelle immagini. Questo tipo di approccio è stato riconosciuto valido dopo la sua applicazione ai modelli fisici sui bimrocks realizzati da Lindquist e Medley. Le incertezze dei risultati ottenuti dipendono dalla forma e dalla disposizione dei blocchi rispetto al piano esposto, dalla disponibilità di affioramenti per le indagini fotografiche, nonché dal contrasto cromatico tra i blocchi e la matrice. Gli errori di sottostima possono raggiungere il 35% per la dimensione media dei blocchi e il 44% per il VBP (Haneberg, 2004).

A causa della difficoltà riscontrata nella definizione del VBP, Medley (2001) stabilì un approccio sperimentale basato sulla valutazione dell'incertezza nella stima della percentuale volumetrica dei blocchi. Il primo passo consisteva nel determinare la dimensione ingegneristica caratteristica (L_c) e fissare, come detto, $0,05L_c$ come limite di dimensione che separa i blocchi e la matrice; utilizzando i dati ottenuti dalle perforazioni, la VBP poteva essere calcolata dividendo la lunghezza delle intersezioni con i blocchi per la lunghezza totale della perforazione eseguita (scanline). La valutazione della stima di VBP prevedeva l'uso del diagramma mostrato in Figura 2-11, secondo la seguente procedura:

- la dimensione massima del blocco (d_{max}) è stimata sulla base dei risultati di analisi e sondaggi in sito;
- il fattore di moltiplicazione N si ottiene dividendo la lunghezza del foro per d_{max} ;
- si inserisce nel diagramma il valore N , multiplo di d_{max} ;
- il valore della percentuale lineare dei blocchi è definito attraverso l'interpolazione dei valori suggeriti (compreso tra il 13% e il 55%, rappresentato graficamente da linee oblique);
- il fattore di incertezza è ottenuto sull'ordinata.

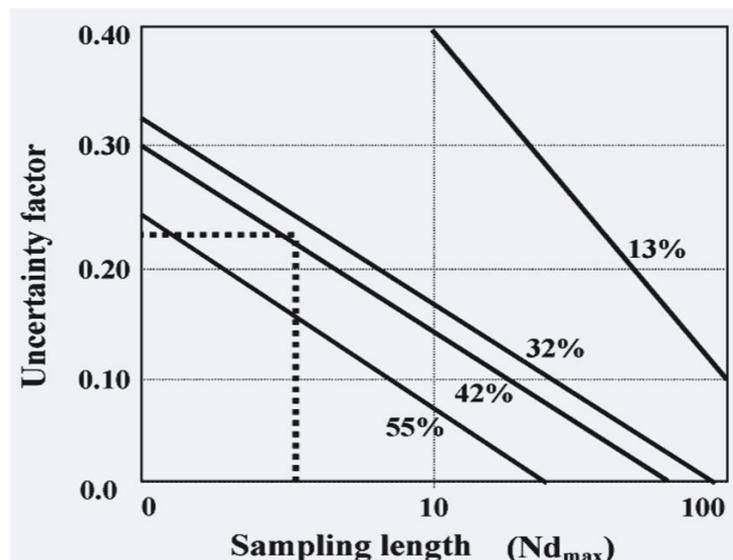


Figura 2-11: Incertezza nelle stime della frazione volumetrica del blocco in funzione della lunghezza della misura lineare, espressa come multiplo (N), della lunghezza del blocco più grande (d_{max}) e della frazione del blocco lineare misurata (dal 13 al 55%) [Medley, 2001].

Sulla base degli studi condotti, Medley concluse che la percentuale volumetrica dei blocchi era circa equivalente a quella lineare con una variazione pari al prodotto del fattore di incertezza per la percentuale lineare. Per la stima della resistenza totale del bimrock, in base alla percentuale volumetrica dei blocchi nella matrice, era opportuno optare per la scelta cautelativa di utilizzare il limite inferiore ottenuto con il metodo sopra descritto. Al contrario, nel caso in cui la determinazione della percentuale volumetrica dei blocchi venisse utilizzata nei progetti di scavo, era conveniente sovrastimare la VBP, ed era quindi consigliabile considerare nei calcoli il limite superiore.

Frazione volumetrica dei blocchi: Agglomerato di Ankara

Il caso analizzato è stato desunto dagli studi condotti da Sonmez, Gokceoglu, Tuncay, Medley and Nefeslioglu (2006), allo scopo di definire la percentuale volumetrica dei blocchi dell'Agglomerato di Ankara mediante analisi di immagini. Il materiale risultava costituito da blocchi vulcano-clastici in una matrice di tufo relativamente debole che circondava blocchi di andesite rosa più resistenti e blocchi di andesite nera più debole (Sonmez et al., 2004a). In questo particolare caso, la

separazione dei blocchi dalla matrice con l'analisi al setaccio non era possibile a causa dell'alto grado di cementazione. Quindi, tra i metodi disponibili, era necessario utilizzare quelli 2D, basati sulle fotografie, e 1D, applicabili mediante realizzazione di fori di sondaggio. Gli studi condotti sulla percentuale volumetrica dei blocchi (Lindquist & Goodman, 1994) dimostravano che la resistenza complessiva dei bimrocks, con VBP compresa tra il 25% e il 70%, era direttamente correlata a questo parametro: al di sotto del 25% la resistenza poteva essere assunta pari a quella della matrice. Per studiare il comportamento geomeccanico dell'agglomerato di Ankara si era ipotizzato che la resistenza complessiva del blocco vulcanico e della miscela di tufo dipendesse principalmente dalla percentuale volumetrica dei blocchi di andesite. Risultava dunque necessaria un'accurata conoscenza di VBP (Sonmez et al., 2004). In alcuni materiali bimrock su scala di laboratorio, un'attenta analisi al setaccio può essere utilizzata per separare i blocchi rigidi dalla matrice debole in modo da ottenere distribuzioni rappresentative delle dimensioni dei blocchi e delle VBP (Lindquist, 1994); tuttavia, in questo caso studio, tale tecnica non poteva essere applicabile, dunque furono utilizzati i metodi di analisi delle immagini per stimare le percentuali volumetriche, piuttosto che la metodologia che prevedeva la separazione fisica dei costituenti della struttura complessa.

Da questi studi era possibile concludere che la numerosità dei campionamenti, la percentuale volumetrica effettiva dei blocchi, la forma e l'orientazione, influenzavano le incertezze nella stima della percentuale volumetrica (Medley, 1994; Gokceoglu, 2002). Il primo passo nel caso studio di Ankara era la definizione delle dimensioni e delle forme del blocco vulcanico e della miscela di tufo; le dimensioni più lunghe e più corte del singolo blocco erano misurate da linee di scansione orientate in direzioni diverse, attraverso fotografie realizzate sui vari affioramenti dell'Agglomerato.

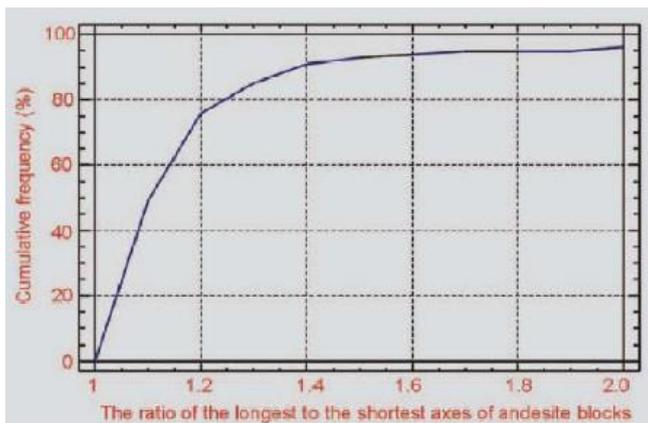


Figura 2-12: Distribuzione di frequenza cumulate del rapporto tra gli assi dei blocchi di andesite [Sonmez et al., 2004].

Come mostrato nella Figura 2-12, il 75% dei blocchi misurati presentava un rapporto di dimensioni 2D tra assi maggiore e minore, inferiore a 1,2, dimostrando che i blocchi erano approssimativamente equi-dimensionali in 2D e 3D. Il fondamento logico di questa ipotesi era che la genesi

frammentata, vulcanoclastica del bimrock si traduceva in probabili orientamenti casuali dei blocchi all'interno della massa rocciosa, e che le numerose misure in 2D potevano permettere una stima 3D delle dimensioni dei blocchi sufficientemente accurata (Sonmez et al., 2004a). In tal caso, le incertezze nella stima del VBP 3D, basate su misure 2D, risultavano inferiori a quelle ottenute per bimrocks con blocchi ellittici come nel caso del *mélange*, studiati da Medley (1994, 1997) o per miscele idealizzate analizzate da Haneberg (2004). Successivamente, vennero stimate le percentuali volumetriche dei blocchi vulcanici e della miscela di tufo alla scala del sito, eseguendo la classificazione delle immagini e applicando metodi di conteggio dei nodi su fotografie in scala di grigi e RGB (red-green-blue) ad alta risoluzione. A tale scopo, le fotografie ridimensionate erano prese perpendicolarmente rispetto alle esposizioni planari: in Figura 2-13 viene rappresentata la tecnica di determinazione dei costituenti, ossia il blocco rosa, il blocco nero e la matrice tufacea dell'Agglomerato di Ankara.

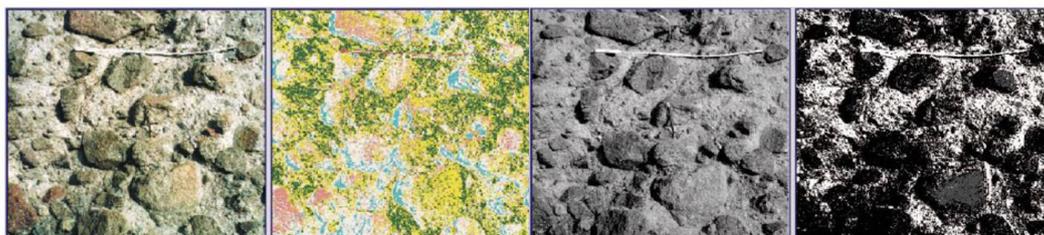


Figura 2-13: Agglomerato di Ankara, immagini RGB e in scala di grigi [Sonmez et al., 2004].

I litotipi erano definiti su una parte delle immagini colorate nella fase della classificazione delle immagini, mentre la gamma dei valori dei pixel di ciascun costituente era determinata all'interno dello spettro tonale complessivo in scala di grigi: l'andesite nera presentava una gamma di valori di pixel in scala di grigi da 0 a 61 pollici, mentre, fatta eccezione per alcune piccole deviazioni nei campioni non rivestiti, la gamma di valori di pixel in scala di grigi per l'andesite rosa e tufacea era generalmente compresa tra 62 e 115 e tra 116 a 255, rispettivamente, secondo le analisi di immagine eseguite da Gokceoglu e altri (1998).

Successivamente, le immagini erano classificate sulla base dei risultati della fase precedente: a ogni pixel nel set di dati era associato uno dei costituenti utilizzando il metodo di conteggio punto-nodo; in base alle intersezioni con una rete a maglia quadrata delle dimensioni di 1 cm², il materiale era visivamente classificato come tufo, andesite nera o rosa (Figura 2-14). Le percentuali di ciascun costituente esposto dell'agglomerato erano determinate dividendo il numero di intersezioni (nodi) per quello totale di punti generati della mesh.

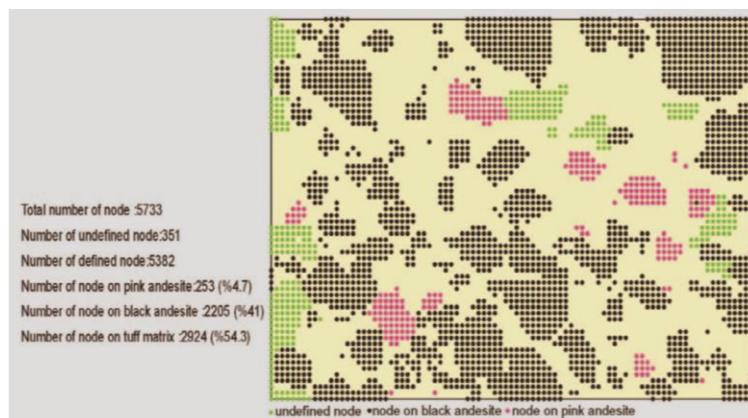


Figura 2-14: Risultato della classificazione con il metodo di conteggio punto-nodo [Sonmez et al., 2004].

Alla fine dello studio venne effettuato un controllo incrociato per confrontare i risultati: come si può vedere dalla Figura 2-15, non vi era alcuna differenza significativa tra i due metodi, quindi venne utilizzato quello più pratico, basato sulla classificazione delle immagini, per ottenere ulteriori stime delle percentuali

volumetriche dei blocchi, del blocco vulcanico e della miscela di tufo (Sonmez et al., 2004a).

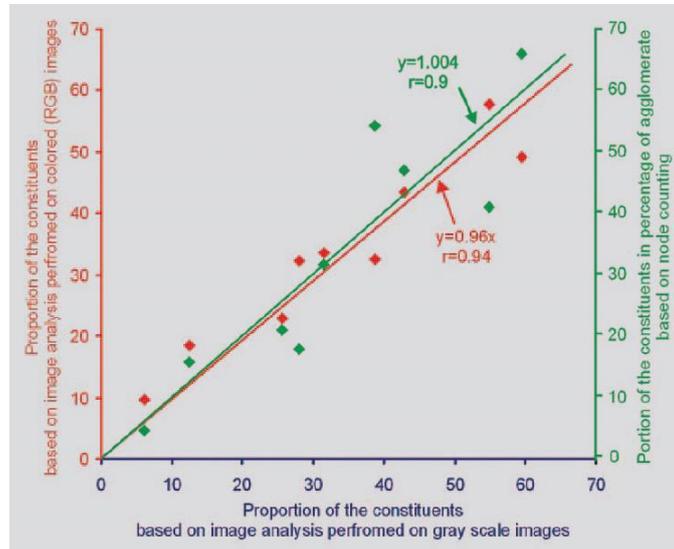


Figura 2-15: Controllo incrociato tra le frazioni dei costituenti di agglomerato stimati dal metodo di analisi dell'immagine eseguito su immagini in scala di grigi, confrontati con stime basate su analisi di immagine eseguite con tecnica RGB (trama rossa) e con il metodo di conteggio dei nodi (trama verde) [Sonmez et al., 2004].

2.1.4. Lindquist e Medley: modelli

Lo studio della relazione tra la frazione volumetrica delle inclusioni e le proprietà geomeccaniche del bimrock è stato ampiamente approfondito dalla realizzazione di due modelli di studio, rispettivamente condotti da Lindquist (1994) e Medley (1994), sui quali sono stati effettuati test di compressione triassiale ottenendo: modelli grafici derivati dall'analisi dei risultati di perforazioni e dall'osservazione delle mappe; modelli fisici di bimrock, realizzati in laboratorio sotto forma di campioni cilindrici, da sottoporre a prove triassiali allo scopo di determinare i parametri geomeccanici nonché la posizione e le caratteristiche della superficie di rottura.

Modello fisico di Lindquist

Lindquist fabbricò oltre 100 provini di mélange di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza per la realizzazione di prove triassiali, portandoli a rottura secondo test multistadio. La percentuale volumetrica di blocchi era scelta tra il 30%, il 50% e il 70%, con orientazioni delle inclusioni, ossia angolo tra l'asse maggiore dei blocchi e l'asse verticale dei provini lungo il quale avviene l'applicazione del carico assiale, di 0°, 30°, 60° e 90° (Figura 2-16).

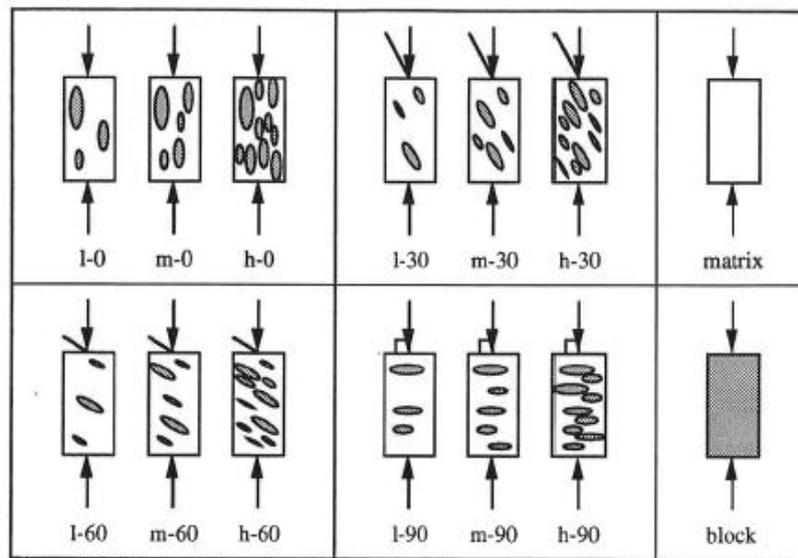


Figura 2-16: Rappresentazione schematica delle tipologie di provini [Lindquist, 1994].

La forma, le dimensioni e le proprietà dei blocchi selezionati per i campioni si riferivano a osservazioni fatte su un'ampia gamma di fotografie, effettuate sui bimrocks e identificate in tutte le aree del mondo. Il modello prevedeva che le forme dei blocchi variassero da lenticolare a tabulare, secondo una distribuzione 3D, la cui dimensione frattale era pari a 2. Il rapporto tra gli assi maggiore e minore, per tutti i blocchi variava da 2 a 3; i campioni cilindrici avevano un diametro di circa 150 mm, quindi la dimensione assiale massima dei blocchi introdotti era pari a circa la metà del diametro del campione. La dimensione media delle inclusioni variava da un massimo di 165 mm a un minimo di 12 mm, considerato come valore di soglia blocco-matrice. Vennero selezionate 4 classi differenti (10 mm-19 mm, 19 mm-38

mm, 38 mm-75 mm e 75 mm-150 mm), la cui frequenza relativa era pari a 75,3 %, 18,9 %, 4,7 % e 1,2 %. I provini di mélange, realizzati artificialmente, erano costituiti da miscele di blocchi in calcestruzzo ad elevata resistenza, all'interno di matrici più deboli: miscele di cemento Portland e sabbia per i blocchi e miscele di cemento portland e argilla per la matrice, mentre, per simulare le zone di taglio nella matrice, venivano utilizzati sottili strati di cera ricoperti di talco (Figura 2-17).

<u>Matrix</u>		<u>Block</u>	
Material	Parts by Weight	Material	Parts by Weight
cement	20	sand	70
bentonite	4	fly ash	35
water	17	cement	7
		water	15

Figura 2-17: Frazioni dei materiali costituenti la miscela [Linguist, 1994].

Alla fine vennero realizzati 67 campioni di 200 mm di diametro e 10 di 70 mm:

- 5 campioni per ciascun tipo mostrato nella Figura 2-16;
- 7 campioni realizzati interamente con il materiale della matrice (circa 200 mm di diametro);
- 10 campioni con il materiale dei blocchi (circa 70 mm di diametro).

La superficie laterale dei provini testati era analizzata mediante tecniche fotografiche in cui ogni traccia veniva campionata secondo 10 linee di scansione verticali, per verificare se la stima dei parametri geometrici, in particolare la distribuzione dimensionale e la frazione volumetrica delle inclusioni, eseguita con i metodi 2D (analisi di immagini e fotografie) e 1D (risultati di sondaggi), potevano essere considerati rappresentativi dei valori reali. Dalle misure effettuate era possibile ricavare le percentuali lineari dei blocchi e la distribuzione monodimensionale delle lunghezze delle corde; queste ultime erano confrontate con le distribuzioni 3D note, e in questo modo veniva stimata la percentuale volumetrica dei blocchi. La Figura 2-18 mostra uno dei campioni esaminati, in cui la linea spessa rappresenta la superficie di rottura sviluppatasi in seguito alla prova triassiale; in questo modo era possibile osservare il profilo dei blocchi immersi nella matrice e

la superficie di rottura ottenuta sul campione. Dalle fotografie delle tracce dei blocchi, osservate sulla superficie laterale dei provini, vennero rappresentate dieci linee verticali (linee di scansione), su cui veniva effettuata la misura delle corde, ossia le intersezioni delle linee verticali con i blocchi e, attraverso l'analisi digitale, vennero stimati i diversi parametri.

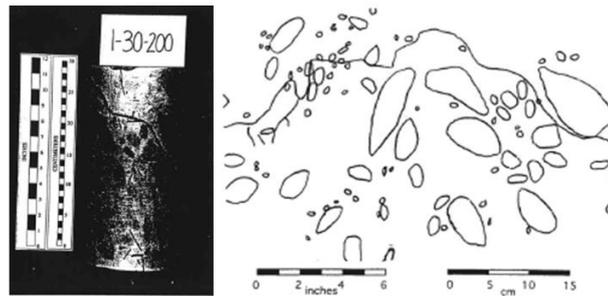


Figura 2-18: Provino cilindrico a rottura e proiezione della superficie laterale del campione in bimrock sottoposto a test triassiale [Lindquist 1994].

La frazione di volume delle inclusioni, determinata prima dell'assemblaggio del campione in base al peso del blocco, venne confrontata con le stime ipotizzate dall'analisi delle scansioni, riscontrando una sovrastima di circa il 30% del valore trovato sulla superficie laterale dei campioni; questa discrepanza era giustificabile assumendo che la densità dei blocchi era maggiore in prossimità della metà del campione.

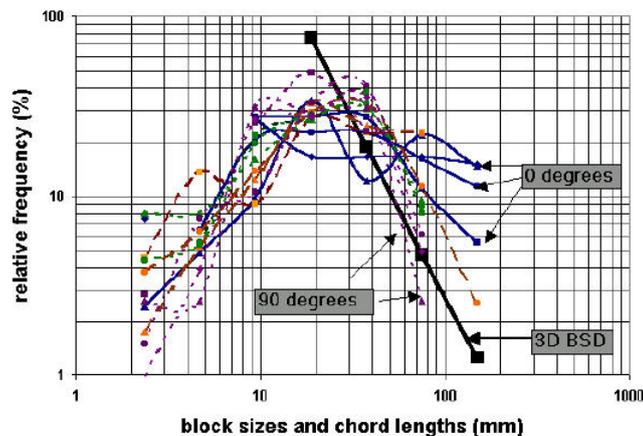


Figura 2-19: Istogrammi delle frequenze relative delle distribuzioni di lunghezza della corda 1D e della dimensione reale dei blocchi 3D [Medley, 2002].

In Figura 2-19, viene dimostrato come il diagramma in scala logaritmica della frequenza relativa delle lunghezze delle corde (1D), non poteva essere associato alla distribuzione effettiva 3D della dimensione dei blocchi; tuttavia i picchi delle distribuzioni 1D risultavano ben correlati con la più alta frequenza relativa della dimensione del blocco più piccolo nella distribuzione 3D; da questa osservazione si poteva concludere che i picchi della distribuzione monodimensionale potevano identificare la soglia blocco-matrice, sebbene sussistesse una marcata differenza tra le frequenze relative delle corde e dei blocchi al picco. Come si nota dal grafico, la coda della distribuzione delle lunghezze di corda si estendeva per tre classi dimensionali che risultavano più piccole della più piccola dimensione riscontrata nella prima classe della distribuzione tridimensionale; ciò stava a significare che le lunghezze generate erano inferiori rispetto a quelle del più piccolo blocco appartenente al caso 3D. Per lunghezze di corda superiori alla dimensione del blocco più piccolo nella distribuzione 3D, i casi con orientazione blocco-linea di scansione a 0° non rappresentavano accuratamente la distribuzione principale. Tuttavia, quelli con orientazione blocco-linea di scansione a 90° , per lunghezze di corda maggiori del valore di soglia blocco-matrice, in genere apparivano più rappresentative; questo era dovuto al fatto che i blocchi più grandi venivano intercettati dalla linea di scansione molte più volte. In molti casi vennero misurate lunghezze di corda di elevate dimensioni, assegnate direttamente alla stessa classe dimensionale presente nella distribuzione 3D. Questo suggeriva come le distribuzioni della lunghezza della corda potevano essere rappresentative di d_{max} , anche se le frequenze relative delle corde erano più alte rispetto a quelle effettive.

Modello fisico di Medley

Il modello di Linquist aveva come limitazione quella di riferirsi a sole 10 linee di scansione per studiare le caratteristiche dei blocchi attraverso le fotografie delle superfici laterali dei provini cilindrici; così Medley definì un nuovo modello fisico, basato sullo studio di provini artificiali realizzati in modo da garantire una valutazione della frazione volumetrica dei blocchi che fosse rappresentativa della realtà. Lo scopo dello studio era quello di definire in modo accurato i fattori di

incertezza che giocavano un ruolo fondamentale nella stima della distribuzione dimensionale dei blocchi a partire da quella delle lunghezze di corda. Vennero realizzati quattro modelli fisici costruiti con miscele di matrice in gesso di Parigi e blocchi di Play-Doh (plastilina per bambini), argilla e riso nero. Furono scelte quattro VBP differenti (13%, 32%, 42%, 55%), inclusioni di forma ellissoidale orientate a 0° e 90° rispetto all'asse del provino e una distribuzione dimensionale dei blocchi simile a quella del tipico Franciscan mélanges con dimensione frattale pari a 2,3. Le dimensioni di larghezza e lunghezza dei provini erano rispettivamente 100 mm e 170 mm, per una superficie complessiva (A) di circa 17000 mm². I blocchi più grandi vennero costruiti in maniera tale che la loro dimensione maggiore rispettasse il limite superiore di $0,75\sqrt{A}$, ottenendo inclusioni la cui dimensione poteva variare in un range compreso tra 95 mm e 3,5 mm, distribuiti secondo le seguenti 5 classi dimensionali, variabili tra $0,05\sqrt{A}$ (3 mm-6 mm) e $0,8\sqrt{A}$ (48 mm-96 mm). Ogni modello era caratterizzato dalla stessa frequenza di blocchi: 79,7 % per $0,05\sqrt{A}$, 16,2% per $0,1\sqrt{A}$, 3,3% per $0,2\sqrt{A}$, 0,7% per $0,4\sqrt{A}$ e 0,1% per $0,8\sqrt{A}$. Il numero totale di blocchi in ciascun modello variava tra circa 2200 per il modello con VBP pari al 13% e 7350 per quello con VBP pari al 55%.

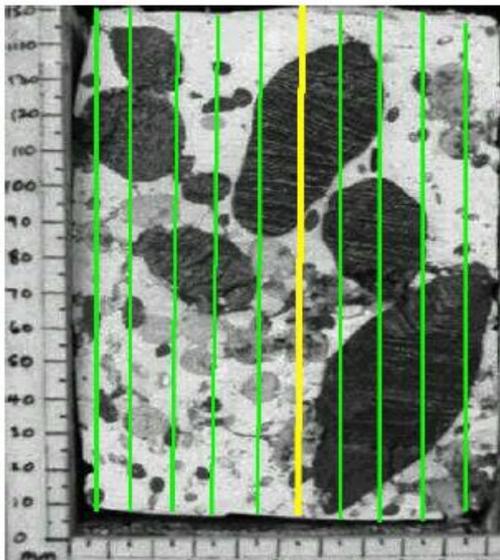


Figura 2-20: Metodo utilizzato per determinare le proporzioni del blocco da immagini su campioni triassiali mediante linee di scansione [Medley, 2002].

Una volta ottenuti i provini, ponendo particolare accortezza nella fabbricazione della miscela e nell'attesa dei tempi di essiccazione, ogni modello fu separato in 10 fette, ciascuna delle quali venne fotografata e scansionata come viene illustrato in Figura 2-20: le linee di scansione verdi rappresentavano, alla scala di deposito, le perforazioni da cui era possibile ottenere le informazioni relative alla frazione lineare dei blocchi, mentre la linea gialla indicava l'asse del campione. Vennero disegnate 10 linee

verticali su ogni fetta, che rappresentavano, in scala, i fori di trivellazione realizzati in loco, in modo da determinare la percentuale di blocchi in ognuna di esse, ottenendo 100 diverse frazioni lineari dei blocchi per ciascun modello; in questo modo venne prodotto un quantitativo di risultati tali da consentire un'elaborazione statistica dei dati, al fine di stabilire l'incertezza nella stima della percentuale volumetrica dei blocchi.

I risultati ottenuti furono 238 lunghezze di corda per il modello con VBP = 13%, 622 per VBP = 32%, 806 per VBP = 42% e 723 per quello con VBP = 55%, più corto di 40 mm rispetto agli altri, per un totale di corde che variava tra il 10% e il 15% per ogni modello; in Figura 2-21 è riportato il diagramma in cui la frequenza relativa dei blocchi è correlata alla classe dimensionale.

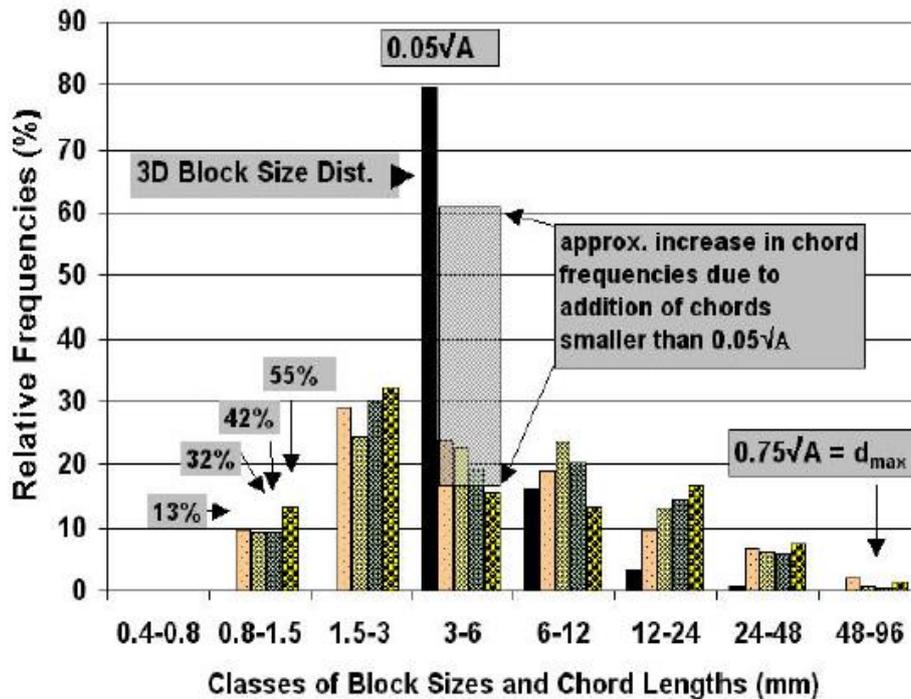


Figura 2-21: Istogramma della distribuzione 3D dei blocchi (barre nere) per 4 modelli e distribuzioni di lunghezza della corda [Medley, 2002].

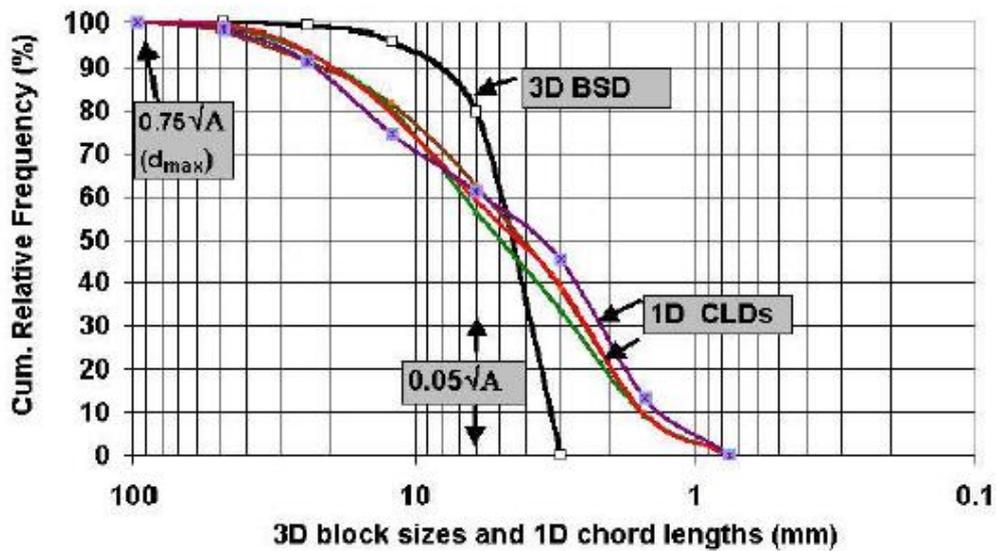


Figura 2-22: Andamento delle distribuzioni granulometriche di lunghezza della corda 1D e dimensione dei blocchi 3D per i 4 modelli realizzati da Medley [Medley, 2002].

Da Figura 2-21 e Figura 2-22 si può notare come, nonostante l'elevato numero di dati, ci fosse poca corrispondenza tra la distribuzione della dimensione del blocco 3D originale e la distribuzione 1D: le lunghezze delle corde relative alla classe 3 mm-6 mm erano inferiori rispetto a quelle del più piccolo blocco della distribuzione 3D, sebbene fosse evidente l'aumento del numero di blocchi (frequenza relativa pari all'80%), data la bassa probabilità geometrica di intercettarli lungo la superficie laterale del campione nonostante la loro numerosità. Al contrario, i blocchi più grandi erano intercettati più spesso dalle linee di scansione, data la loro estensione, anche se la corda di intercettazione non coincideva con la loro dimensione massima. D'altra parte, la frequenza relativa delle corde più lunghe era superiore rispetto a quella dei blocchi appartenenti alla stessa classe dimensionale. Questo era dovuto al fatto che il basso numero di corde di elevata dimensione era valutato in riferimento a un numero totale di dati relativamente basso. Dai dati ottenuti venne mostrato come la distribuzione sarebbe potuta essere rappresentata realisticamente aggiungendo tutte le frequenze relative delle corde di dimensioni minori rispetto a quelle del più piccolo blocco (vale a dire 0,75 mm-1,5 mm e 1,5 mm-3,00 mm) alle frequenze relative del blocco più piccolo (3,0 mm-6,0 mm o $0,05\sqrt{A}$). Questa scelta risultava accettabile perché le corde di dimensioni più piccole erano sempre

generate da blocchi più grandi. L'obiettivo dello studio però, era quello di considerare blocchi superiori alla dimensione di soglia blocco-matrice, quindi l'aggiunta di corde più piccole della soglia aumentava le frequenze relative della classe 3,0 mm-6,0 mm di circa il 40% per un totale del 60%, inferiore alla frequenza dell'80 % della distribuzione 3D. In Figura 2-22 è rappresentata la distribuzione di frequenza cumulata dei blocchi derivante dall'osservazione monodimensionale delle corde intercettate dalle linee di scansione (distribuzione della lunghezza della corda, CLD) e la distribuzione tridimensionale reale (distribuzione della dimensione del blocco, BSD): il diagramma mostra alcune differenze tra le due distribuzioni, nonostante la grande quantità di dati ottenuti dallo studio. Si nota che il 60% dei blocchi definiti dal CLD aveva una dimensione inferiore a $0,05\sqrt{A}$, valore minimo che separava i blocchi dal materiale appartenente alla matrice; quindi le corde ottenute erano più piccole della dimensione minima dei blocchi, e generalmente non coincidenti con la dimensione massima effettiva del blocco d_{mod} .

2.2. Proprietà meccaniche dei bimrock

Una formazione strutturalmente complessa, caratterizzata da una struttura a blocchi in matrice, da un punto di vista meccanico, può essere classificata come bimrock quando vengono soddisfatti i seguenti criteri:

- il rapporto di moduli di Young ($E_{block} / E_{matrice}$) è maggiore di 2;
- il rapporto degli angoli di attrito ($\tan \varphi_{blocco} / \tan \varphi_{matrice}$) è maggiore di 2.

Dai risultati di prove di laboratorio si evince che il comportamento meccanico dei bimrock è influenzato dalla presenza dei blocchi quando la percentuale di volume unitario di formazione costituita da inclusioni, è compresa indicativamente tra il 20-25% ed il 75% (Lindquist, 1994; Lindquist & Goodman, 1994; Kim et al., 2004; Sonmez et al., 2004a, b; Pan et al., 2008). Al di sotto del 20% le caratteristiche di resistenza ed il comportamento tensio-deformativo d'ammasso sono controllati dalle proprietà della matrice, mentre al di sopra del 75% il comportamento può essere assimilato a quello di un ammasso roccioso estremamente fratturato. Il contrasto di resistenza tra la litologia dei blocchi e quella della matrice deve essere

sufficientemente elevato, ovvero tale da far sviluppare eventuali deformazioni di taglio principalmente nella matrice, secondo percorsi tortuosi tra i blocchi stessi. In presenza di contrasti minori la superficie di rottura tende a svilupparsi anche all'interno dei blocchi piuttosto che solo intorno ad essi, ed il comportamento meccanico del bimrock tende a quello di un mezzo omogeneo.

2.2.1. Contrasto blocco-matrice e influenza sulla tortuosità della superficie di rottura

Come affermato da Lindquist, nel caso specifico del *mélange*, il contrasto meccanico blocco-matrice per un bimrock è dato da un rapporto tra moduli di Young ($E_{\text{block}} / E_{\text{matrix}} \geq 2.0$) e un rapporto tra gli angoli d'attrito ($\tan \varphi_{\text{blocco}} / \tan \varphi_{\text{matrice}}$) compreso tra 1,5 e 2. Per rapporti di rigidezza e resistenza inferiori, nel materiale è possibile riscontrare un aumento degli sforzi di taglio e la tendenza delle superfici di rottura a svilupparsi attorno ai blocchi piuttosto che intorno ad essi. La vasta gamma dimensionale delle frazioni di blocchi costituenti il bimrock determina un incremento della tortuosità della superficie di rottura, determinando un l'aumento della resistenza al taglio, come dimostrato da Savely per il conglomerato di Gila in Arizona, da Irfan e Tang per quello presente ad Hong Kong e da Lindquist per il modello fisico del *mélange*. Quando i blocchi sono caratterizzati da dimensioni uniformi invece, le superfici di rottura tendono ad essere più regolari, quindi l'intero complesso presenta una minore resistenza al taglio. È di interesse geotecnico comprendere la geometria e le caratteristiche delle superfici di rottura nei bimrocks, determinare le proprietà meccaniche al contatto blocco-superficie di taglio e le proprietà geomeccaniche dei materiali complessi per gli studi di instabilità del pendio (Medley, 2004), analisi di fondazioni di dighe e scavi di gallerie (Goodman & Ahlgren, 2000; Glawe & Upreti, 1997).

Come dimostrato da Lindquist (1994) nel suo studio, i provini di *mélange* esaminati presentavano la superficie di rottura in corrispondenza dei punti di contatto tra blocco e matrice, a causa della forte differenza dei parametri di resistenza e deformabilità dei componenti. Un aspetto da considerare nel

comportamento meccanico di questi materiali era la debolezza delle superfici di rottura, riprodotta da Lindquist attraverso la preparazione di 6 provini cilindrici di 2 pollici di diametro, alcuni caratterizzati dal contatto planare di blocchi e matrice, altri realizzati con uno strato di cera all'interno, e tutti sottoposti a prova triassiale (Figura 2-23).

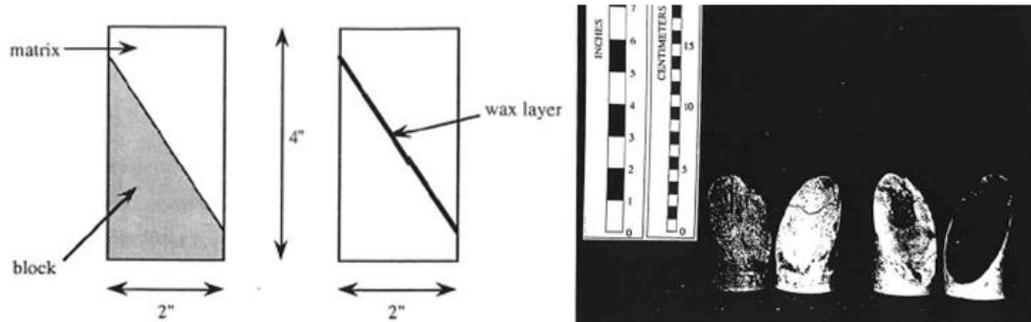


Figura 2-23: Schema dei provini utilizzati per la misura della resistenza al taglio al contatto blocco-matrice e “Wax shears” [Lindquist, 1995].

Dai risultati delle prove era emerso che, per la prima tipologia di provini, coesione e angolo d'attrito risultavano pari a 150 psi e 30° rispettivamente, mentre per la seconda 56 psi e 12° . Era evidente come, all'incremento della frazione volumetrica di blocchi corrispondesse un aumento del numero di contatti blocco-matrice, mentre il numero totale di piani di taglio modellati come “wax layer”, allineati secondo la dimensione del blocco più grande, diminuiva con il crescere della frazione volumetrica di matrice. I campioni con percentuale di inclusioni più elevata avevano quindi un numero maggiore di superfici deboli, ben allineate, che si traduceva in un decremento della coesione. Per quanto riguarda il valore dell'angolo d'attrito, invece, ci si aspettava che quello relativo al materiale complesso fosse maggiore rispetto a quello della sola matrice; l'angolo d'attrito interno blocco-matrice, infatti, era pari a 30° mentre quello della sola matrice $24,7^\circ$; inoltre la rottura del materiale si manifestava lungo le zone di contatto quando i blocchi erano circondati da diversi “wax shear”, aventi angolo d'attrito pari a 12° . La relazione che intercorreva tra frazione volumetrica di blocchi e resistenza

complessiva del Franciscan mélangé, o di altri bimrocks, risultava indipendente da quella del singolo blocco.

Nell'ambito dell'ingegneria geotecnica, tuttora è prassi definire il comportamento meccanico del bimrock estendendo le proprietà della matrice debole all'intero complesso, secondo un'ipotesi troppo conservativa.

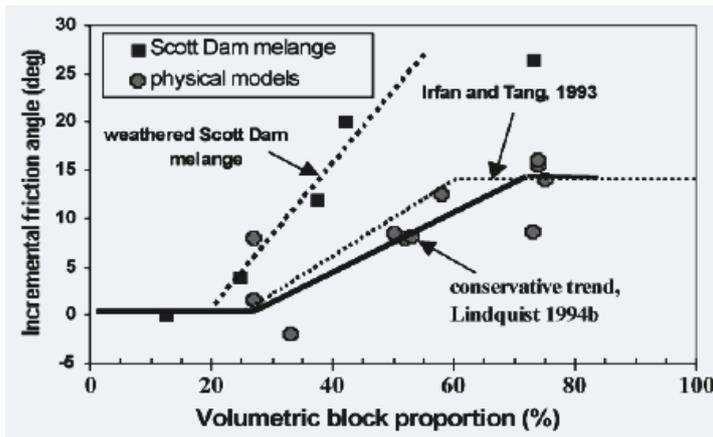


Figura 2-24: Aumento della resistenza dei bimrocks con la proporzione del blocco volumetrico: confront tra i dati di Lindquist, per i modelli fisici melanges, e quello di Irfan e Tang, per l'ammasso di Hong Kong [Medley, 2002].

Lindquist (1994) e Lindquist e Goodman (1994) determinarono che la resistenza complessiva di un bimrock era correlata alle frazioni volumetriche dei blocchi. I parametri di resistenza e deformabilità dei bimrock aumentavano con l'aumentare delle frazioni volumetriche dei

blocchi; in Figura 2-24 sono riportati i risultati ottenuti da Irfan e Tang per l'ammasso in colluvium di Hong Kong e da Lindquist e Goodman per il modello fisico in mélangé e per il mélangé proveniente dalla diga di Scott, in California del Nord. Dalle prove condotte in laboratorio, Lindquist determinò una relazione tra la frazione volumetrica di blocchi e l'incremento della resistenza per il modello fisico analizzato, dimostrando che, al di sotto del 25% di frazione volumetrica, le proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità erano le stesse della matrice; tra il 25% e il 70% di VBP, l'angolo d'attrito e il modulo di deformabilità aumentavano proporzionalmente; oltre il 75% di VBP i blocchi tendevano a entrare in contatto tra loro e non si assisteva ad un ulteriore aumento dell'angolo d'attrito. I risultati di Lindquist erano compatibili con quelli ottenuti da Irfan e Tang, tuttavia, alcune formazioni potevano manifestare una diversa relazione tra resistenza e percentuale volumetrica, come nel caso del mélangé della diga di Scott in California. Lindquist mise in luce la tendenza della coesione a diminuire con l'aumento della frazione

volumetrica per il modello fisico, mentre Goodman e Ahlgren osservarono che la coesione aumentava inspiegabilmente con la frazione volumetrica dei blocchi del Franciscan mélange nella fondazione di Scott Dam, nel nord della California. A causa della contraddizione si giunse alla conclusione prudentiale di trascurare qualsiasi beneficio prodotto dall'aumento di coesione correlato all'aumento della frazione volumetrica.

Come già introdotto precedentemente, un altro importante fattore legato alla presenza dei blocchi risulta dato dalla tortuosità della superficie, ipotizzato inizialmente da D'Elia et al. (1988) per il mélange e da Savely (1990).

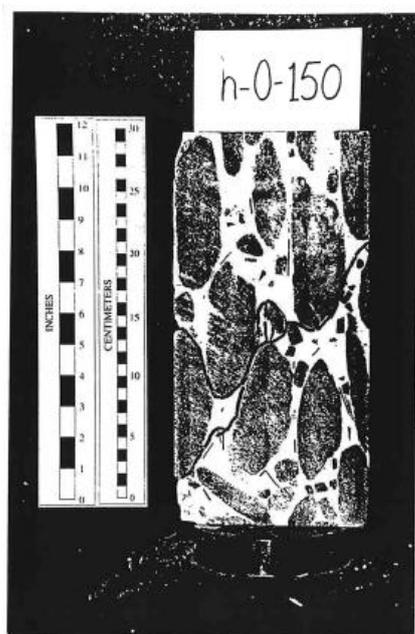


Figura 2-25: Sezione trasversale del provino portato a rottura [Lindquist 1994].

In Figura 2-25 è rappresentata la sezione trasversale di un campione artificiale testato e portato a rottura da Lindquist (1994). L'autore osservò come la presenza dei blocchi influenzasse l'andamento della superficie di rottura che raramente li attraversava e l'insorgere del fenomeno di dilatanza, a seguito dello schiacciamento della matrice, in particolar modo nella zona centrale del provino, necessario per consentirne lo scorrimento. Dal momento che i blocchi non venivano attraversati dalla superficie di rottura, dai risultati poteva sembrare che la resistenza delle inclusioni non influenzasse quella totale del materiale composito. Il contrasto di resistenza blocco-

matrice necessario a prevenire lo scorrimento non era noto, ma i risultati delle prove mostravano che doveva essere abbastanza elevato. La tortuosità cresceva al crescere del numero di blocchi, con un conseguente aumento dell'angolo di attrito del materiale, infatti, in alcuni campioni con un'elevata frazione di inclusioni, si dimostrò come l'angolo d'attrito globale fosse maggiore rispetto a quello del singolo blocco; al diminuire della coesione invece, diminuiva la resistenza totale del provino.

Attraverso il suo studio, Savely (1990) dimostrò come i massi contribuivano ad accrescere la resistenza del conglomerato di Gila in Arizona, determinando la formazione di superfici di scivolamento molto tortuose. Le prove effettuate da Lindquist (1994) si riferivano a provini aventi approssimativamente le stesse distribuzioni delle dimensioni dei blocchi, ma diverse frazioni volumetriche e orientazioni.

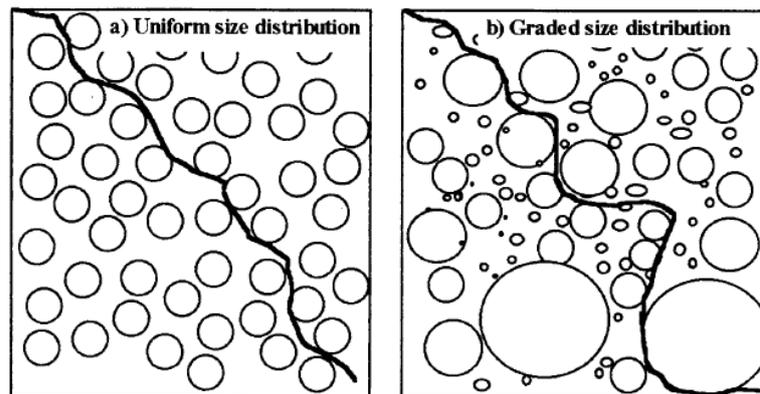


Figura 2-26: Superficie di rottura in caso di distribuzione uniforme delle dimensioni dei blocchi (a sinistra) e distribuzione delle dimensioni dei blocchi graduati (a destra) [Lindquist & Goodman, 1994].

La Figura 2-26 mostra alcuni risultati ottenuti da Lindquist e Goodman (1994) in merito all'influenza della distribuzione delle dimensioni del blocco sulla tortuosità della superficie di rottura, per due configurazioni, con all'incirca la stessa frazione volumetrica. La distribuzione che prevedeva differenti dimensioni dei blocchi comportava un percorso di rottura più tortuoso, nonostante i blocchi di forma circolare non fossero realistici. Ulteriori studi di Medley (2004) dimostrarono che le forme dei blocchi influenzavano la tortuosità delle superfici di rottura, soprattutto in base all'orientazione assunta: quelli ellittici avevano un effetto negativo sulla stabilità dei pendii quando la direzione degli assi maggiori era coincidente con la direzione del pendio. L'aumento della tortuosità determinava importanti variazioni sui parametri di resistenza rispetto al caso di un materiale omogeneo costituito da sola matrice. Prove di laboratorio sperimentali su campioni di bimrock artificiale (Lindquist, 1994; Lindquist & Goodman, 1994; Sonmez et al., 2004a, b, 2006b), nonché simulazioni mediante analisi numerica (Li et al., 2004;

Barbero et al. , 2006, 2007, 2008, Pan et al., 2008, Xu et al., 2008), dimostrarono che la principale conseguenza dell'incremento di tortuosità della superficie di rottura era il progressivo aumento dell'angolo di attrito e del modulo di Young e la diminuzione della coesione del bimrock rispetto ai parametri di resistenza della sola matrice.

A partire dal lavoro svolto da Lindquist, Medley (2004) valutò come l'incremento della tortuosità sulla superficie di rottura dei campioni artificiali, testati triassialmente, influenzava il comportamento meccanico del bimrock esaminato. L'autore analizzò i tracciati delle superfici di circa 60 provini portati a rottura, per indagare le caratteristiche delle superfici di rottura (Figura 2-27).

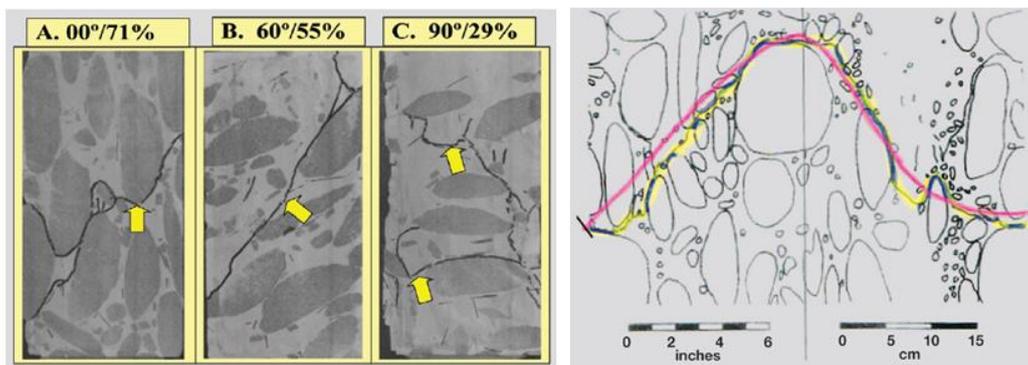


Figura 2-27: Sezioni trasversali dei campioni triassiali del diametro di 150 mm di modello melange, con orientamenti generici dei blocchi relativi al carico assiale verticale (gradi) e alle proporzioni del blocco volumetrico (%). Le frecce indicano superfici di rottura tortuose. Campioni testati da Lindquist. Scansione della superficie totale del campione triassiale C nella figura 2. Sono state effettuate misurazioni di: a) la lunghezza della superficie di rottura tortuosa (linea evidenziata in giallo); b) la lunghezza della superficie media liscia stimata (linea rossa); e c) lunghezza totale dei contatti del blocco lungo la superficie di rottura [Medley 2004].

Le zone a rottura erano identificate sulla superficie del cilindro da linee irregolari che si estendevano tortuosamente attorno ai blocchi, come mostrato dalla linea gialla; la loro misura veniva effettuata tramite l'uso di una catena flessibile, con cui poteva essere definita L , lunghezza tortuosa. La linea regolare invece indicava l'andamento stimato, che avrebbe avuto la superficie nel caso relativo alla presenza di sola matrice. Per il principio di conservazione di energia, il reale andamento della linea rappresentante il percorso a rottura, di lunghezza L_0 , si sarebbe discostato di poco rispetto a quello tortuoso. Medley (2004) ipotizzò che il grado di "stiramento"

orizzontale della catena durante la misura fosse lo stesso sia per la linea di rottura effettiva che per quella regolare stimata. Vennero misurate circa 70 linee di rottura tortuose e regolari e le lunghezze individuali al contatto blocco-superficie (le tangenti identificate dai segmenti di linea blu), che sommate definivano t , la lunghezza totale di contatto.

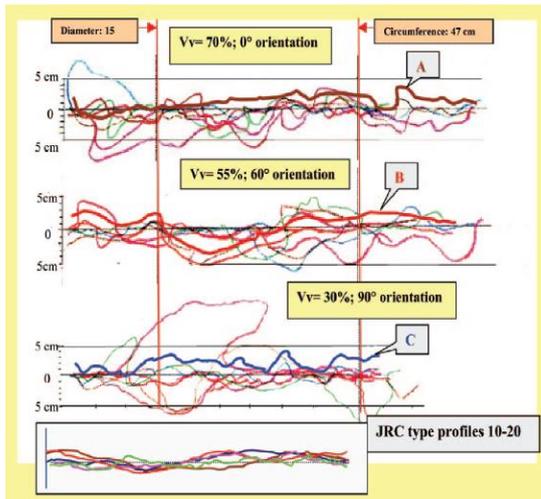


Figura 2-28: Scansioni delle superfici di rottura confrontate con profili tipo per JRC 10-20 (13). Scala orizzontale uguale alla scala vertical [Medley 2004].

dal punto di vista progettuale, poiché la "rugosità" delle superfici di rottura nei bimrocks superava di gran lunga la rugosità delle categorie di tipo JRC.

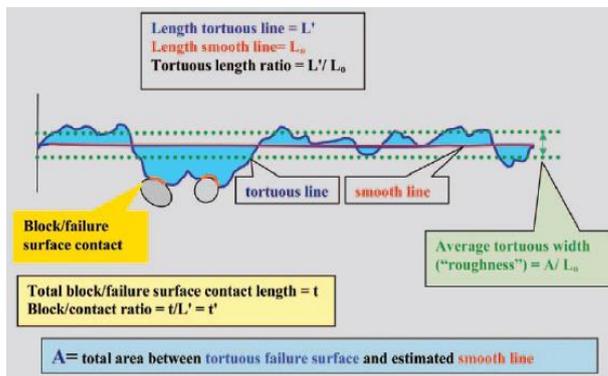


Figura 2-29: Parametri misurati e calcolati da linee rappresentative le superfici di rottura tortuose [Medley 2004].

In Figura 2-28 sono mostrati i tracciati ricavati manualmente delle linee di rottura, le cui traiettorie risultavano molto variabili le une dalle altre a causa della spiccata irregolarità. Medley (2004) confrontò questi andamenti con sei tipi di profili, ingranditi per adattarsi alle scale dei tracciati, comunemente usati per selezionare i coefficienti di rugosità (JRC) da 10 a 20 (Barton e Choubey, 1977), dimostrando che i coefficienti di rugosità selezionati, non erano utili

La definizione dei parametri descrittivi della superficie di rottura tortuosa è riportata in Figura 2-29. Dai risultati ottenuti venne riscontrata una bassa dipendenza tra la lunghezza tortuosa media, le proporzioni volumetriche e le orientazioni dei blocchi, sebbene vi fossero marcate variazioni per basse

frazioni volumetriche. Per VBP pari al 30% circa, si poteva identificare una maggiore variabilità per quanto riguarda il rapporto di lunghezza tortuosa (L/L_0), ossia il rapporto tra la lunghezza della linea tortuosa che collegava due punti e la lunghezza della retta tracciata tra gli stessi due punti. I risultati suggerivano che, nel complesso, esisteva una piccola variazione sistematica tra la geometria delle superfici di rottura, le frazioni volumetriche e le orientazioni dei blocchi. Dall'analisi dei risultati relativi ai rapporti di contatto tra le superfici del blocco e quella di rottura (t/L'), si poteva notare una dipendenza lineare iniziale tra le porzioni in cui le superfici di rottura erano tangenti ai blocchi e le frazioni volumetriche; la linearità diventava progressivamente meno marcata oltre la percentuale volumetrica relativa al 50%. Tuttavia, l'Autore riteneva maggiormente prudente la scelta di assumere sempre una dipendenza lineare.

Lo studio definiva inoltre la potenziale "zona di insuccesso" che identificava le possibili superfici tortuose di rottura; si trattava di una larghezza media utilizzata come termine di tolleranza per l'individuazione delle superfici in ingegneria meccanica. In quest'ambito la scabrezza superficiale era definita dalla deviazione media della superficie di rottura al di sopra di una linea media (Dipartimento di Ingegneria e Tecnologia, 2004). La scabrezza della superficie, in questo caso "larghezza tortuosa media", era calcolata dividendo il totale delle aree comprese tra la superficie irregolare e la linea media (A), per la lunghezza della linea media L_0 (Medley, 2004), come mostrato nella Figura 2-29.

Per applicare i risultati ottenuti alla scala di interesse ingegneristico, dipendentemente dal problema in esame, un'ipotesi preliminare da effettuare, una volta selezionata la dimensione caratteristica era quella di considerare una stima dello spessore della potenziale zona di rottura tra il 5% e il 15% della larghezza tortuosa (Medley, 2004). Quindi, a causa della forte variabilità insita nel problema, non era necessario definire univocamente le potenziali superfici di rottura per un bimrock, ma risultava appropriato definire zone di rottura in termini di spessore, relazionato alla dimensione ingegneristica caratteristica. Una conferma di questa teoria è stata fornita dal caso studio inerente la selezione della zona di rottura potenziale di 3 m sotto Scott Dam, California (Casi studio 2.3). Per la diga, di circa 40 m di altezza e 45 m di larghezza, di cui è stata necessaria la valutazione

dell'entità delle sollecitazioni di taglio alla base, attraverso la roccia di fondazione, è stata selezionata la larghezza come lunghezza ingegneristica caratteristica. Allora la teoria esposta da Medley è risultata congruente con gli studi effettuati sul caso in esame poiché, una potenziale zona di rottura sarebbe stata compresa tra 2,3 m e 6,8 m di spessore, e la zona a rottura stimata è stata valutata pari a 3 m.

2.2.2. Parametri di resistenza: analisi di laboratorio, prove in situ e modelli numerici

I parametri di resistenza dei bimrocks sono strettamente correlati alle caratteristiche della matrice e alla percentuale volumetrica dei blocchi. Nell'intervallo definito da $25\% < VBP < 75\%$, vi è un aumento graduale dell'angolo di attrito, che è stato messo in relazione con l'aumento della tortuosità della superficie di rottura, mentre la coesione diminuisce a causa delle scarse proprietà meccaniche della matrice all'interfaccia con i blocchi, dove le deformazioni tendono a svilupparsi.

Come mostrato Figura 2-30, Lindquist & Goodman (1994), attraverso una serie di test di compressione triassiale su campioni di bimrock artificiali, fabbricati in laboratorio con materiali a base di calce e inerti, e caratterizzati da blocchi di forma ellittica, evidenziarono l'aumento dell'angolo di attrito di 15° - 20° rispetto a quello della matrice, in conseguenza alla crescita della percentuale VBP; al contrario, la coesione tendeva a decrescere con l'aumento del contenuto di blocchi. Attraverso lo studio in questione venne valutata anche l'influenza della forma e dell'orientazione delle inclusioni; i valori di resistenza più bassi, infatti, in particolare per la coesione, appartenevano alla configurazione in cui l'asse maggiore dei blocchi ellittici era inclinato di 30° rispetto a quella del carico assiale.

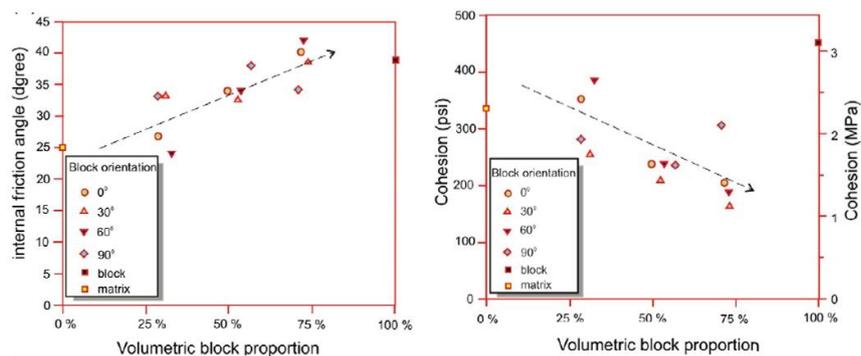


Figura 2-30: Variazione dell'angolo di attrito in funzione del VBC per il diverso orientamento dell'asse maggiore nella direzione del carico massimo (Lindquist & Goodman, 1994) (da Coli, 2010). Variazione della coesione in funzione di VBC per il diverso orientamento dell'asse maggiore alla direzione del carico massimo [Lindquist & Goodman, 1994].

Dalle analisi eseguite da Lindquist (1994) si conclude che anche il modulo di Young cresceva con l'aumento di VBP, raggiungendo i valori massimi per i campioni con l'asse maggiore dei blocchi orientato parallelamente alla direzione del carico massimo (Figura 2-31).

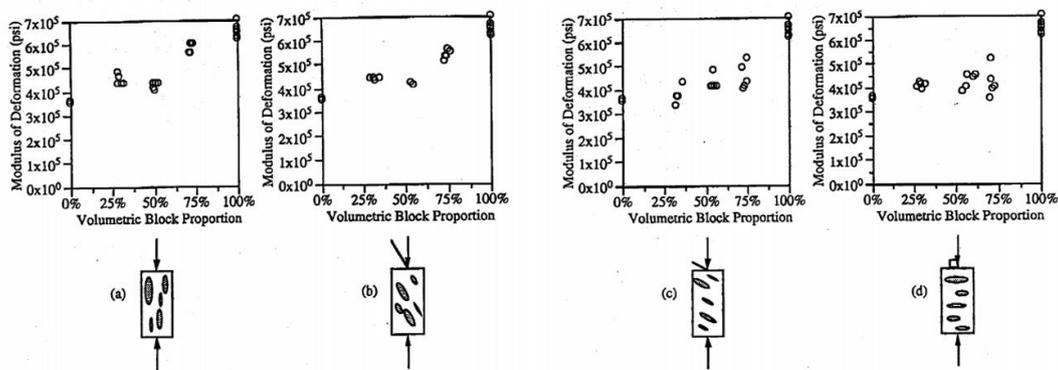


Figura 2-31: Modulo di deformazione in funzione della frazione volumetrica dei blocchi per le configurazioni: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90° [Lindquist 1994].

Più recentemente sono stati condotti diversi studi sui bimrock provenienti dall'Agglomerato di Ankara (Gokceoglu, 2002; Gokceoglu e Zorlu, 2004; Sonmez et al., 2004a, b, 2006a, b) che hanno messo in evidenza l'esistenza di una relazione esponenziale tra la resistenza a compressione monoassiale (UCS) e la percentuale volumetrica equivalente dei blocchi EBP (percentuale volumetrica ponderata dei

blocchi). Questo particolare materiale infatti, caratterizzato dalla presenza di blocchi di andesite nera molto resistenti e di andesite rosa più deboli, era descritto da un punto di vista meccanico, considerando una percentuale volumetrica di blocchi relativa alla resistenza globale, influenzata dai due diversi tipi di inclusioni: è stata riscontrata una maggiore influenza dell'andesite nera, rispetto a quella rosa, sui valori di UCS complessivi calcolati. Dallo studio in questione è stato concluso che, in alcuni casi, in presenza di due o più litologie di blocchi, risulta opportuno stimare una proporzione di blocco equivalente ponderata (EBP), che può essere calcolata come:

$$EBP = \sum_i^n VP_i \frac{UCS_i}{UCS_{max-block}}$$

dove VP è la frazione volumetrica del blocco, UCS è la resistenza a compressione monoassiale, n è il numero delle diverse tipologie di blocchi e UCS_{max_block} è la resistenza a compressione monoassiale relativa al tipo di blocco più resistente.

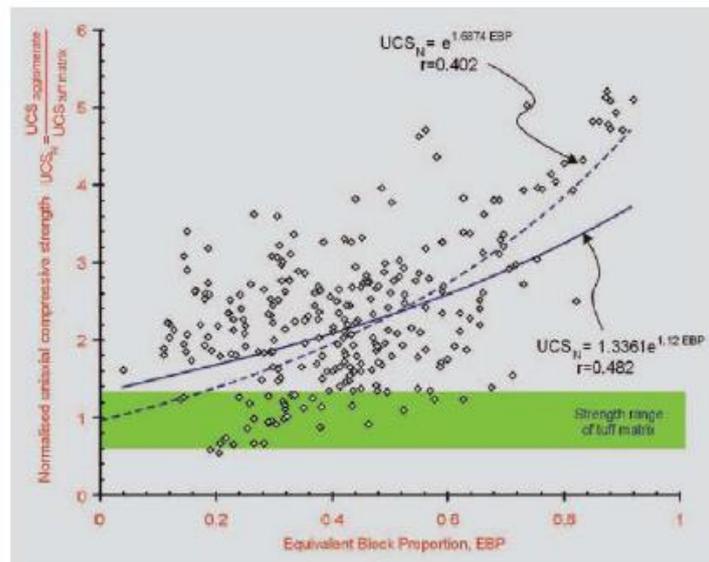


Figura 2-32: Relazione tra la percentuale equivalente del blocco (EBP) e l'UCS dell'agglomerato di Ankara [Sonmez et al., 2004].

Le distribuzioni dei dati, relativi alle prove di compressione, sono illustrate nella Figura 2-32, in cui è possibile osservare la relazione tra i valori di EBP e di UCS_N (resistenza a compressione monoassiale normalizzata rispetto a quella della matrice). Inoltre, vengono definite anche le due espressioni di tipo esponenziale ricavate mediante regressione dei dati:

$$UCS_N = 1,3361 \exp(1,2xEBP)$$

$$UCS_N = \exp(1,6874xEBP)$$

Dal grafico in Figura 2-32 si nota come la linea di regressione relativa alla coppia di dati di $EBP = 0$, $UCS_N = 1$, risulti maggiormente rappresentativa. Si tratta di una relazione non lineare per cui, al di sopra del 70% della EPB, l'influenza della frazione volumetrica di blocchi sulla resistenza complessiva del bimrock diventa marcata con meno dispersione di dati. Ad alte frazioni volumetriche del blocco, superiori al 70% e al 75%, le miscele di blocchi e matrice dovrebbero essere considerate come masse rocciose a blocchi con giunture ad ampia apertura, per le quali dovrebbero essere applicati metodi convenzionali della Meccanica delle rocce. Al contrario, è prassi assumere che la resistenza complessiva del bimrock non sia influenzata da quella del blocco, qualora la differenza di resistenza blocco-matrice sia sufficiente a determinare il passaggio delle superfici di rottura attorno ai blocchi (Medley, 1994; Lindquist & Goodman, 1994). Studi come quello condotto sui bimrock dell'Agglomerato di Ankara dimostrano che l'interazione tra blocchi e matrice è più complessa di quanto si supponesse in passato e che il contrasto di resistenza blocco-matrice, per due o più blocchi meccanicamente diversi, può anche influenzare il comportamento meccanico generale dei bimrocks (Sonmez et al., 2004).

Sonmez et al. (2006), hanno proposto un ulteriore studio basato sull'analisi di bimrocks artificiali, contenenti veri blocchi di tufo e andasite frammentati, per simulare la presenza delle inclusioni. Dai risultati ottenuti effettuando prove di resistenza a compressione monoassiale (UCS), è stata riscontrata la correlazione tra i parametri di resistenza dei blocchi e l'UCS globale per provini con differente percentuale VBP. Sono stati definiti anche i parametri di Mohr-Coulomb (c e ϕ) e

di Hoek-Brown (m_i), e la formulazione delle seguenti equazioni empiriche, ottenute normalizzando tutti i valori di input con quelli della matrice:

Mohr coulomb

$$c_N = 1,25 - \exp\left(\frac{VBP - 100}{75}\right) \quad c_{bimrock} = c_N \times c_{matrix}$$

$$\varphi_N = \exp\left(\frac{8 \times VBP}{1000}\right) \quad \varphi_{bimrock} = \varphi_N \times \varphi_{matrix}$$

$$UCS_N = 1 - \exp\left(\frac{VBP - 100}{75}\right) \quad UCS_{bimrock} = UCS_N \times UCS_{matrix}$$

Hoek brown

$$UCS_{bimrock} = \frac{2c \cos \varphi_{bimrock}}{1 - \sin \varphi_{bimrock}} \quad \sigma_1 = UCS_{bimrock} + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right) \sigma_3$$

$$m_{i-N} = \exp(0,015 \times VBP) \quad m_{i-bimrock} = m_{i-N} \times m_{i-matrix}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + UCS_{bimrock} \sqrt{\left(m_{bimrock} \frac{\sigma_3}{UCS_{bimrock}} + 1\right)}$$

dove, c e φ sono coesione e angolo di attrito interno, UCS è la resistenza a compressione monoassiale, m_i è il parametro m del campione intatto, σ_1 e σ_3 sono rispettivamente le tensioni principali maggiore e minore.

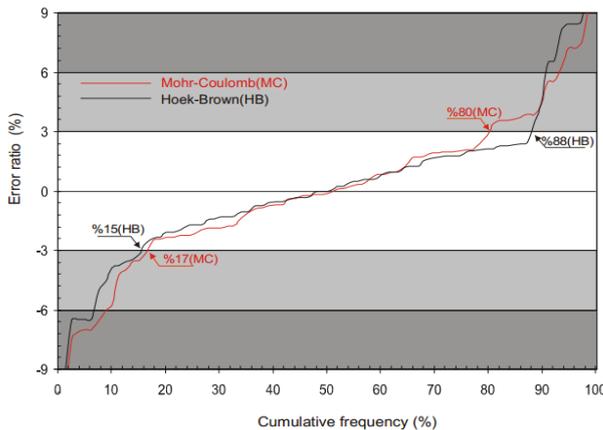
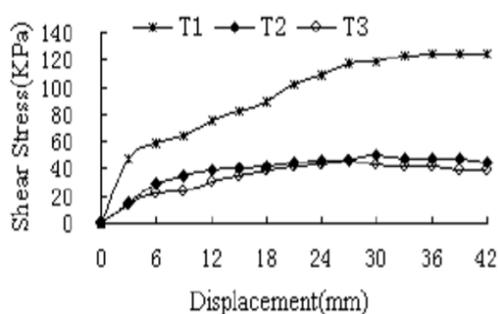


Figura 2-33: Distribuzione di frequenza cumulata dell'errore ottenuto usando i valori di σ_1 forniti dalle equazioni empiriche secondo i criteri di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown [Sonmez et al., 2006].

Per stabilire l'effettiva affidabilità delle equazioni proposte è stato ricalcolato il valore della tensione principale (σ_1), e confrontato con quello misurato, ottenendo l'errore percentuale: il 73% e il 65% dei dati, rispettivamente per il criterio di Hoek-Brown e il criterio di Mohr-Coulomb, sembra avere un errore minore del 3% (Figura 2-33).

Gli studi proposti da Li et al. (2004) sono stati condotti sull'analisi del comportamento meccanico di un materiale geologico situato nell'area delle Tre Gole in Cina, definito come aggregato di roccia e terreno (RSA), proveniente dal deposito quaternario, originato da eventi franosi, agenti atmosferici, e depositi alluvionali. Si trattava di una miscela di roccia e terreno, che comprendeva principalmente blocchi di roccia, argilla e argilla sabbiosa.

La determinazione dei parametri meccanici dell'RSA, è avvenuta in funzione dello studio preliminare delle caratteristiche geometriche delle particelle all'interno dei composti eterogenei e, sulla base dell'indagine in campo e dei test in situ, è stato presentato un modello strutturale stocastico di RSA, sviluppando una procedura numerica per prevederne la risposta meccanica. A tal scopo è stato selezionato il sito della frana Baiyian ($3,6 \times 107\text{m}^3$) per condurre i test di taglio diretto sui campioni di RSA, ottenuti dallo strato superficiale di 4-6 m di spessore. Per ridurre l'effetto dimensionale sui campioni, la loro dimensione minima è stata scelta cinque volte superiore rispetto alla dimensione massima del blocco all'interno di RSA ($90\text{ cm} \times 60\text{ cm} \times 30\text{ cm}$). Dall'analisi dei tre campioni di RSA testati in situ, T1, T2 e T3, sono state ottenute le curve delle sollecitazioni di taglio rispetto agli spostamenti orizzontali, le forze di taglio e di spinta orizzontale massime e minime P_{\max} , P_{\min} , i valori di coesione C e angolo di attrito interno (Figura 2-34).



	T1	T2	T3
Rock percentage in volume	54%	42.1%	38.3%
ρ / g/cm^3	2.36	2.36	2.36
P_{\max} / KN	24.64	15.02	14.14
P_{\min} / KN	15.49	6.7	6.4
σ_p / KPa	125.1	44.2	38.9
C / KPa	22.6	18.7	18.4
ϕ / Deg	41.6	39	29.3

Figura 2-34: Curve dello sforzo di taglio rispetto alla dislocazione dei tre campioni di RSA e risultati dei test di taglio diretto sui tre campioni di RSA in situ [Li et al., 2004].

La percentuale di roccia aveva un grande effetto sulle proprietà meccaniche di RSA: quando era relativamente bassa (T2, T3), si identificavano il tratto di pre-snervamento e quello di flusso plastico con diminuzione della resistenza residua, mentre nel campione T1, i due punti di snervamento si verificavano con una percentuale di roccia elevata. La sollecitazione di snervamento iniziale del campione poteva essere indicata come forza di snervamento, mentre la seconda come forza ultima, P_p . Con l'incremento della percentuale di roccia, il modulo di Young e la resistenza a taglio finale di RSA aumentavano leggermente da T3 a T2, mentre i due parametri aumentavano rapidamente da T2 a T1. Quindi, l'aumento della resistenza non era proporzionale alla percentuale di roccia ma poteva essere definito un valore soglia superato il quale, la risposta meccanica dell'RSA variava notevolmente. La causa di questo comportamento era dovuta al fatto che la probabilità di contatto diretto dei blocchi rocciosi aumentava notevolmente quando la percentuale di roccia era molto elevata; il terreno che riempiva e cementava il vuoto tra i blocchi andava a rottura dopo lo snervamento iniziale, mentre la struttura sfalsata dei blocchi di roccia non collassava, manifestando il tipico comportamento di hardening nei provini di RSA, dovuto al grado di compattazione e arrangiamento dei blocchi e non al livello di deformazione; nell'ultima fase di deformazione, lo spostamento eccessivo determinava infine il collasso strutturale. I piani di frattura identificati manifestavano forme irregolari e circondano i blocchi, formandosi nel terreno.

A causa delle condizioni di campo limitate nell'ambito delle prove in situ, è stato necessario sviluppare un nuovo approccio per esaminare il comportamento meccanico dell'RSA: le proprietà meccaniche dei terreni e dei blocchi di roccia potevano essere acquisite singolarmente mediante test e, una volta nota la distribuzione dei blocchi di roccia all'interno dell'RSA, era possibile studiarne le proprietà geomeccaniche con metodi numerici. I parametri geometrici includevano la posizione spaziale, la dimensione, la forma e l'azimut dei blocchi e, sulla base dell'indagine geologica e di analisi statistiche, le funzioni di distribuzione delle quattro variabili stocastiche erano sviluppate mediante il metodo Monte-Carlo.

La posizione spaziale dei blocchi di roccia all'interno si deduceva assumendo che le coordinate di posizione si distribuissero uniformemente; la dimensione dei

blocchi di roccia era rappresentata dalla distribuzione normale logaritmica nel campione T1, e si otteneva generando una serie di numeri casuali. La forma dei blocchi di roccia all'interno dei tre campioni era definita a partire dalla variabile casuale n (pentagono, esagono, ettagono e ottagono); mentre l'angolo tra un bordo del poligono e l'asse orizzontale del modello era valutato come l'azimut dei blocchi di roccia, che variava casualmente da 0 a 360.

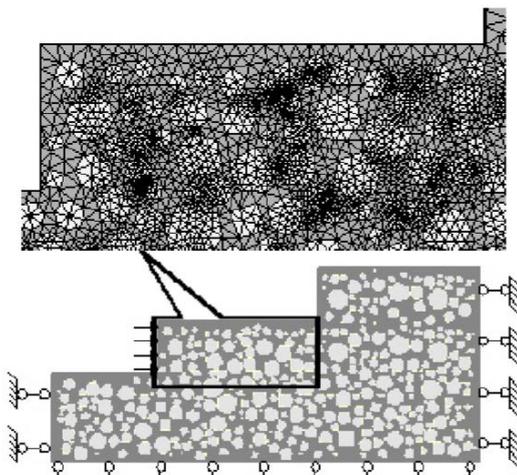


Figura 2-35: Modello strutturale stocastico 2D del campione RSA T1 [Li et al., 2004].

Sulla base del modello strutturale stocastico sopra descritto, è stato costruito il modello numerico 2D del campione T1 (Figura 2-35) di cui è stata studiata la risposta meccanica tramite il codice di analisi lagrangiana (FLAC3D). L'intero modello era discretizzato in 17393 zone e 18000 nodi a cui veniva applicata una velocità orizzontale uniforme sul lato sinistro per simulare il carico. La percentuale di roccia del modello numerico era del

54% in volume, che risultava la stessa del campione T1 testato in situ. Il terreno e il blocco di roccia nell' RSA si comportavano come materiali elastoplastici seguendo un criterio di rottura alla Mohr-Coulumb congruente con i parametri meccanici utilizzati per la modellazione numerica (Tabella 2-1).

		MATRICE	BLOCCHI
Density	$\rho / \text{kg m}^{-3}$	2200	2700
Volume modules	K / MPa	25	3000
Shear modules	G / MPa	15	2100
Cohesion	C / MPa	0,03	0,6
Friction angle	$\phi / ^\circ$	24	40
Tensile strenght	σ_t / MPa	0,02	0,5

Tabella 2-1: Parametri meccanici utilizzati per la modellazione numerica [Li et al., 2004].

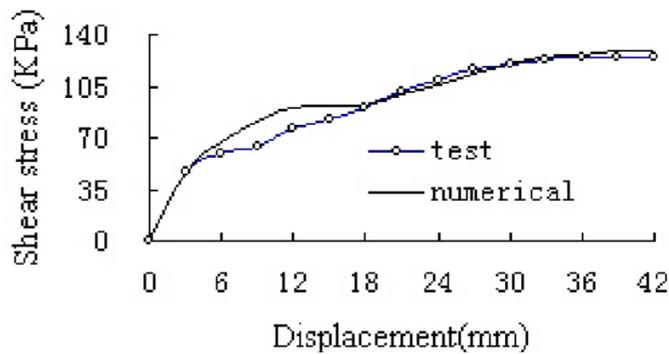


Figura 2-36: Curve di sollecitazione-spostamento di taglio ottenute dal modello numerico e dal test in situ [Li et al., 2004].

Dalle analisi numeriche è stata ottenuta la curva di sollecitazione-spostamento del campione T1, confrontata con quella corrispondente al test del campione; è stato dimostrando che i risultati numerici basati sul modello strutturale stocastico erano

quasi coincidenti con quelli pervenuti in situ (Figura 2-36).

Nelle due situazioni, il modulo di Yong e la resistenza a taglio dell’RSA erano simili, anche nel modello numerico era presente il ramo di hardening, ma c’era una piccola differenza nel valore di snervamento tra i due risultati. Per quanto riguarda il meccanismo di rottura, prima che la sollecitazione di taglio raggiungesse il valore di snervamento iniziale, nel modello si sviluppavano alcune zone plastiche. Una volta raggiunto lo snervamento, insorgevano le zone di rottura a trazione nel terreno, che aumentavano con l’aumentare del carico. Le zone di frattura spesso si sviluppavano attorno ai blocchi, ma, a volte, attraversavano quelli di dimensioni minori, conferendo la caratteristica irregolarità geometrica da cui dipendeva l’incremento del valore di angolo di attrito interno. È stato così dimostrato come l’analisi numerica, basata sul modello strutturale stocastico, potesse simulare realisticamente il comportamento meccanico di materiali eterogenei, incluse le modalità di propagazione della frattura.

Barbero et al. (2006, 2007, 2008) hanno realizzato simulazioni numeriche in due e tre dimensioni di prove di compressione in condizioni di deformazione piana, con diverse pressioni laterali, su un campione di bimrock alla scala del laboratorio.

Per quanto riguarda le analisi bidimensionali, uno dei codici utilizzati per la modellazione è stato PHASE² (Rocscience Inc., 1990-2005). Il campione, di lunghezza caratteristica $L_c = 15$ cm, è stato ottenuto inserendo, all’interno della matrice, blocchi di sezione rettangolare disposti casualmente, con rapporto tra gli assi pari a 2 e lato maggiore disposto orizzontalmente, e con medesima dimensione

dei blocchi, scelta come rappresentativa della distribuzione dimensionale a esponente negativo. Per ogni prova modellata, analizzando 5 percentuali volumetriche, sono stati determinati la resistenza a compressione e il modulo di deformabilità; da essi è stato possibile osservare che, considerando valido il criterio di resistenza di Hoek e Brown, gli involuipi relativi alla sola matrice e ai soli blocchi facevano da limite inferiore e superiore per le caratteristiche di resistenza del bimrock, crescenti all'aumentare della VBP a partire da un certo valor limite, al di sotto del quale la presenza dei blocchi nella matrice sembrava non influenzare il comportamento globale del materiale; il modulo di deformazione aumentava al crescere della VBP, soprattutto al di sopra del valore di soglia (Figura 2-37). Tali risultati erano concordi con quanto riscontrato in letteratura, confermando che esisteva una soglia di percentuale volumetrica al di sotto della quale il bimrock ha un comportamento molto vicino a quello della matrice.

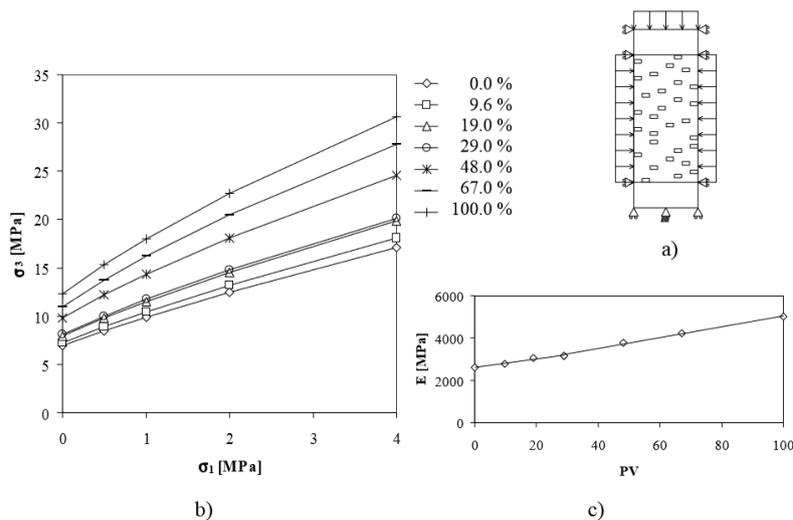


Figura 2-37: (a) Modello del campione di bimrock; (b) Involuppo di resistenza al variare di VBP; (c) Modulo di deformabilità al variare di VBP [Barbero et al., 2006].

Le analisi bidimensionali, effettuate con FLAC e ADINA 3D, sono state condotte con modellazione numerica di campioni caratterizzati da blocchi di forma ellittica e circolare, utilizzando generatori di numeri casuali uniformi che ne hanno definito le dimensioni e il posizionamento. La matrice e i blocchi erano descritti da un comportamento elastico-perfettamente plastico, con criterio di resistenza di

Mohr-Coulomb (sono stati utilizzati gli stessi valori dei parametri meccanici proposti da Lindquist e Goodman (1994)). Mediante il codice FLAC sono stati esaminati diversi campioni, con 4 differenti percentuali di VBP e blocchi circolari ed ellittici con rapporto tra assi pari a 2 e orientazione casuale; la discretizzazione prevedeva celle quadrilaterali distorte e l'analisi è stata condotta in condizioni di deformazione piana, secondo la procedura della prova di compressione monoassiale. Le analisi FEM, effettuate con il codice ADINA, sono state eseguite solo su campioni con blocchi circolari, utilizzando una discretizzazione a elementi triangolari a tre nodi in condizioni di deformazione piana, scegliendo di analizzare 7 percentuali diverse di VBP.

Le analisi condotte utilizzando i due metodi numerici hanno prodotto risultati confrontabili che sono stati interpretati utilizzando il criterio di resistenza di Hoek-Brown (Hoek & Brown, 1997) per bimrock con blocchi circolari ed ellittici, ricavando i parametri m e σ_{ci} mediante la regressione di tutti i dati rilevanti (Figura 2-38); anche in questo caso è stato dimostrato come l'aumento del VBP influenzi positivamente le caratteristiche meccaniche del bimrock.

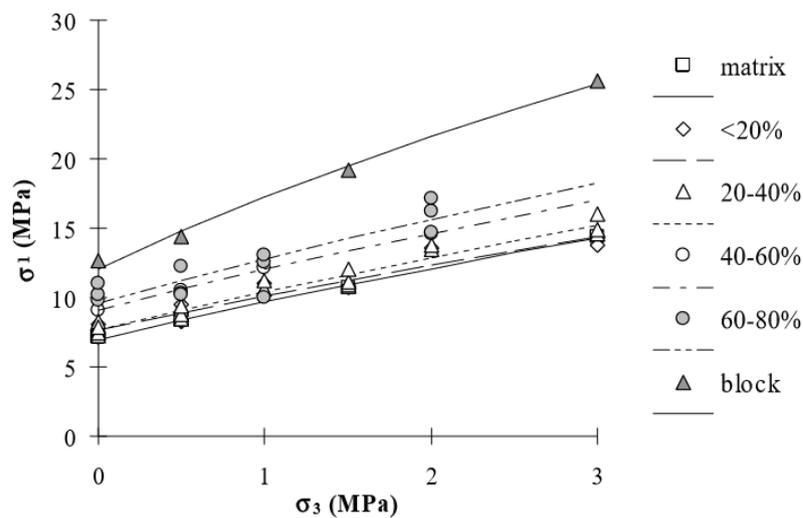


Figura 2-38: Valori a rottura: involucri di Hoek-Brown per diverse percentuali di VBP [Barbero et al., 2006].

Nella modellazione numerica tridimensionale le inclusioni sono state create all'interno del volume cilindrico effettuando delle estrazioni casuali da una popolazione di blocchi sferici aventi caratteristiche geometriche governate da una legge di potenza negativa. Le simulazioni numeriche sono state realizzate con il codice ad elementi finiti Adina (ADINA R & D, Inc.). Una volta generato il campione, mediante il modellatore tridimensionale, l'interno di tutte le sfere e l'intero volume di matrice sono stati discretizzati usando elementi tetraedrici a quattro nodi. Si è proceduto alla generazione di un set di tre campioni con differenti VBP allo scopo di determinare i parametri di resistenza e deformabilità dei campioni in bimrock sottoposti a test di compressione monoassiale e triassiale in cui i materiali sono descritti secondo il modello elastico perfettamente plastico Drucker-Prager, con relativa regola di flusso. Dai risultati ottenuti l'influenza dei blocchi può essere riassunta come segue:

- a parità di BVP, una disposizione uniforme dei blocchi induce una resistenza maggiore;
- l'insorgere delle zone a rottura è più probabile in sezioni sottili di matrice, isolate da blocchi situati vicino al limite del campione;
- i grandi blocchi alterano significativamente la distribuzione degli sforzi all'interno del provino;
- la resistenza a compressione monoassiale della matrice, σ_c , si ottiene anche per i campioni con VBP = 10%. All'aumentare di VBP, σ_c aumenta linearmente fino al massimo VBP, così come il modulo di deformazione tangente, valutato al 50% della resistenza a compressione del campione.

Per interpretare i risultati delle analisi numeriche è stato utilizzato il criterio di resistenza di Hoek-Brown (Hoek and Brown, 1997), ricavando i parametri m e σ_{ci} calcolati per ogni VBP mediante regressione statistica dei dati. In Figura 2-39, in cui sono rappresentati gli involucri di matrice e blocco, e le curve limite per i campioni numerici, è mostrata l'influenza della VBP. I campioni con VBP = 10% mostravano un involucro di resistenza praticamente coincidente con quello della matrice. Gli stessi dati sono stati interpretati in base al criterio di rottura di Mohr-Colulomb mediante linearizzazione del criterio di Hoek & Brown nell'intervallo 0,0-2,0 MPa.

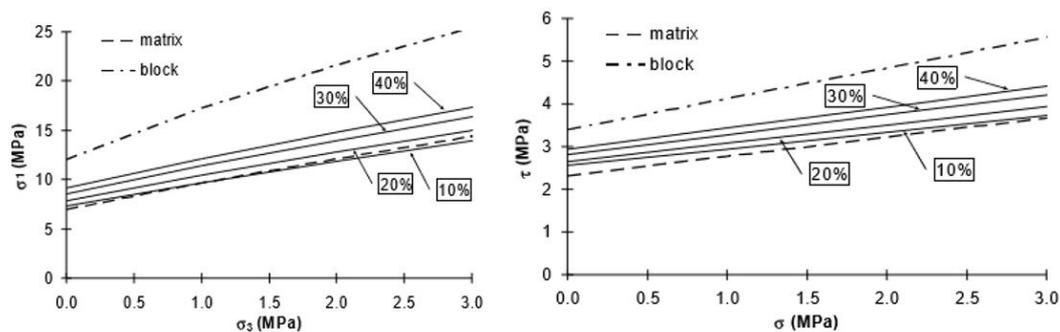


Figura 2-39: Influenza della VBP sui parametri di resistenza: criteri a rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

2.3. Casi studio

Medley (2007) definì una serie di casi studio con lo scopo di illustrare le problematiche inerenti l'erronea caratterizzazione dei bimrocks, facendo riferimento a particolari scenari tipici nell'ingegneria geotecnica. Una corretta caratterizzazione di questi materiali in fase di progetto infatti, può ridurre i problemi legati alla costruzione di gallerie, a lavori di sterro, alla stima della resistenza del mélange sottostante una diga e ad analisi di stabilità dei pendii.

Caso studio 1: Errata valutazione della stabilità di un pendio

L'oggetto dello studio ha riguardato la stabilizzazione di un versante, soggetto a fenomeni franosi, aggettante su una strada principale a Coleman Beach, in California. Durante le indagini in sito sono stati eseguiti sondaggi esplorativi fino a raggiungere 2m di profondità, riscontrando come litotipo, la presenza di arenaria, e identificando una frana superficiale composta da argilla e colluvium che scivolavano su un substrato roccioso. L'intervento più economico stabilito prevedeva la riprofilatura del versante con rimozione del materiale superficiale. Durante la messa in opera del progetto, fu riscontrata la presenza di formazioni scistose contenenti blocchi di notevoli dimensioni e di difficile rimozione così, le

perforazioni per raggiungere la superficie di scivolamento della frana, arrivarono a raggiungere diverse decine di metri, accrescendo notevolmente i costi dell'intervento, non preventivati. La frana era in realtà molto più profonda di quanto previsto, e non si trattava di una massa superficiale di terreno che scivolava su roccia, come erroneamente desunto dalle perforazioni esplorative. Un errore molto comune commesso è, infatti, quello di individuare il "bedrock" sulla base dei punti di contatto terreno-blocchi di roccia, incontrati durante l'esecuzione dei fori di sondaggio (Figura 2-40).

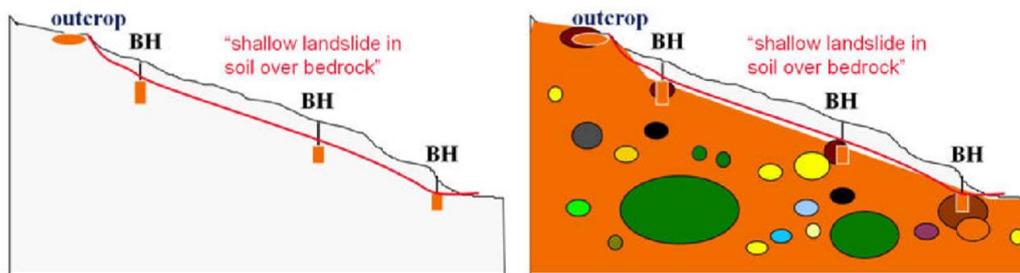


Figura 2-40: Interpretazione della geologia basata sulla erronea e corretta individuazione della superficie di scivolamento rispettivamente [Medley, 2007].

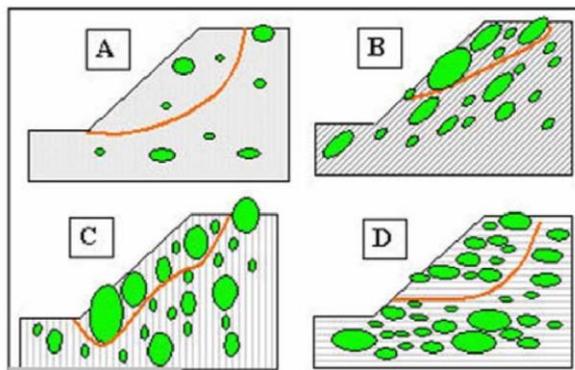


Figura 2-41: Situazioni tipiche da valutare nell'analisi di stabilità di una frana in Bimrock [Medley, 2007].

bimrock può ragionevolmente essere analizzato come terreno convenzionale o massa rocciosa (Figura 2-41 A); le superfici di rottura della frana sono influenzate dalla natura della matrice (Figura 2-41 B); i blocchi di grandi dimensioni influenzano la natura della superficie di rottura e accrescono la stabilità del pendio

È fondamentale, quindi, che il bimrock sia riconosciuto prima di essere caratterizzato, tenendo presente che la sua descrizione geologica risulta profondamente complessa. Ci sono molti fattori che dovrebbero essere considerati quando si analizzano problemi di stabilità di pendii nei bimrocks. Quando i blocchi sono pochi, il

(Medley, 2004) (Figura 2-41 C); le zone povere di blocchi all'interno di bimrock, caratterizzate da bassi VBP, costituiscono zone di debolezza (Figura 2-41 D).

Caso studio 2: Stima della resistenza del mélangé sottostante una diga

L'analisi in questione riguarda la tipologia dei metodi applicati per la ricostruzione del substrato sottostante la diga "Scott Dam", sul fiume Eel a Lake Pillsbury, 160 km a nord di San Francisco. Si trattava di una struttura a gravità in muratura di circa 40 m collocata su una formazione di Franciscan mélangé. Le analisi geotecniche condotte negli anni '70 indicavano che la resistenza del mélangé sottostante la costruzione era simile a quella della matrice in roccia scistosa, quindi l'opera sarebbe dovuta essere interessata da un meccanismo di scivolamento. Poiché la diga rimase intatta, si dimostrò che il substrato roccioso in mélangé era chiaramente più resistente, probabilmente a causa della presenza dei blocchi nella matrice scistosa (Volpe et al., 1991, Goodman e Ahlgren, 2000). Questa tipologia di materiale risultava caratterizzata da una distribuzione della dimensione dei blocchi indipendente dalla scala, di conseguenza, doveva essere stabilita una dimensione ingegneristica caratteristica L_c (larghezza del basamento, l'altezza della diga o il diametro del provino da testare in laboratorio) (Medley, 1994a). Il meccanismo di rottura della diga è stato considerato come lo scorrimento di materiale su una potenziale superficie di taglio alla profondità di 3 m, all'interno del mélangé, sotto la base della diga. Di conseguenza, L_c è stato identificato dallo spessore di 3 m della zona di taglio.

Nei bimrocks risulta difficile recuperare il nucleo di un provino di buona qualità a causa delle brusche variazioni tra blocchi e matrice, litologie di blocchi variabili, e natura altamente fratturata di piccoli blocchi. Il recupero dei campioni appare più semplice nei blocchi rispetto che nella matrice perché questi resistono al processo di perforazione, al contrario della matrice meno rigida (Riedmüller et al, 2001)

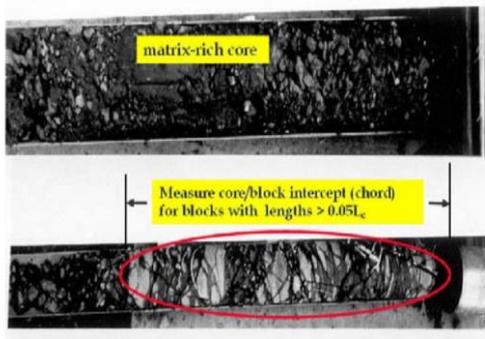


Figura 2-42: Nucleo tipico di una trivellazione esplorativa presso Scott Dam, che mostra la matrice costituita da blocchi di dimensioni inferiori a $0,05 L_c$ e un blocco misurabile [Medley, 2007].

(Figura 2-42). Goodman e Ahlgren (2000) definirono le difficoltà insorte nel recupero dei campioni durante la perforazione del *mélange* per la diga di Scott, nel nord della California, avvenuto mediante l'utilizzo di campionatori a tripla canna e il metodo di campionamento integrale di Rocha (1971). La stima della proporzione lineare dei blocchi, ossia la lunghezza totale dei blocchi intersecati, rapportata alla lunghezza totale dei fori, era effettuata tramite un metodo fotografico, attraverso le misure di tutte le intersezioni blocco-nucleo lunghe più di 2 cm o 3 cm, in maniera da ottenere informazioni utili per il lavoro eseguito su scala di laboratorio. Nella diga Scott, avendo utilizzato come dimensione caratteristica, L_c , 3m, la soglia matrice-blocchi è risultata pari a 0,15 m, dunque dall'ispezione delle perforazioni e dall'analisi fotografica, era stimata una proporzione lineare dei blocchi pari al 40%, che con un numero di dati sufficiente, poteva essere assimilata a quella volumetrica. Tuttavia, la lunghezza totale minima del nucleo di esplorazione, richiesta per ottenere una stima ragionevolmente accurata era pari ad almeno 10 volte la dimensione del blocco più grande atteso ($10 L_c$ o $10 d_{max}$). Nel caso in esame, la stima della dimensione del blocco più grande (d_{max}) risultava compresa tra 30 m e 43 m (Medley, 1997), quindi sarebbe stata preferibile una perforazione superiore al range compreso tra 300 m e 430 m, ma erano a disposizione solo 150 m di nucleo, rappresentativi di $5 d_{max}$. Utilizzando la procedura descritta da Medley (1997), per la percentuale di blocco lineare stimata del 40%, era stimata un'incertezza pari a 0,2, ottenendo una stima corretta di $40\% \pm 0,2 * 40\%$, equivalente a un VBP minimo del 32% e a un VBP Massimo del 48%. Per queste ragioni si stabilì di effettuare una scelta cautelativa di 31%, sulla base di ulteriori perforazioni esplorative (Goodman e Ahlgren, 2000).

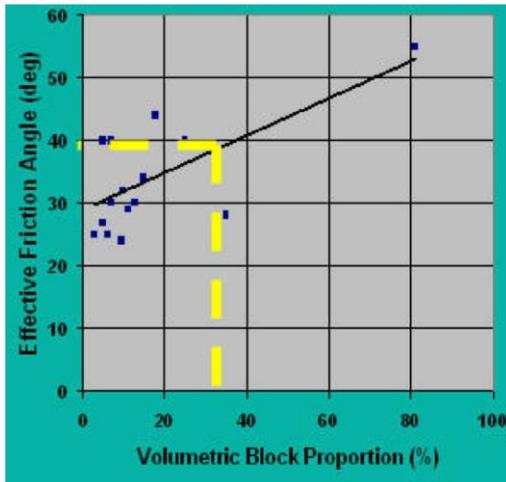


Figura 2-43: Andamento dell'angolo d'attrito in funzione della percentuale volumica del blocco ottenuto da prove di laboratorio di campioni di melange francescano ottenuti mediante carotaggio a Scott Dam, nel nord della California [Medley, 2007].

Dai test di laboratorio sui campioni della diga di Scott, era stimato un angolo d'attrito pari a 39° per una proporzione volumetrica complessiva del blocco del 31% (Figura 2-43). Ulteriori analisi geotecniche confermavano che la resistenza del bimrock alla base della diga era considerevolmente maggiore di quella della sola matrice e, sia la California Division of Safety of Dams che la Federal Energy Regulatory Commission, concordarono che per la diga di Scott non era richiesto l'inserimento di alcun rinforzo.

Caso studio 3: Stima delle dimensioni del blocco durante lo scavo di una galleria

Il seguente caso studio ha come oggetto la realizzazione della galleria Richmond Transport, un tubo in calcestruzzo di 4,3 m di diametro, costruito nelle zone di Sea Cliff e Legion of Honor di San Francisco tra il 1994 e il 1996. Il tubo era installato all'interno di una galleria di circa 6 km scavata da una TBM all'interno di un mélangé. Inizialmente venne effettuata un'indagine esplorativa lungo l'allineamento del tunnel che permise di recuperare circa 740 m di materiale. Grazie alla mappatura geologica erano identificate diverse zone, una in cui la roccia risultava ricca di blocchi e una in cui era predominante la presenza della matrice di natura scistosa. Sebbene i dati relativi alla resistenza dei singoli blocchi non influiscano sul comportamento complessivo di un bimrock, la litologia, le discontinuità, la distribuzione e le dimensioni dei blocchi interessano il progetto della costruzione di gallerie o lavori di sterro. La stima delle dimensioni dei blocchi si effettua a partire dai dati ottenuti con le perforazioni di sondaggio e dalle distribuzioni della lunghezza dei "chords". Tuttavia è possibile sovrastimare la

distribuzione effettiva delle dimensioni 3D dei blocchi più piccoli e sottovalutare la distribuzione dei blocchi più grandi (Medley, 1994a, 1995, 2002). Come dimensione caratteristica ingegneristica L_c , alla scala del fronte della galleria, venne scelto il diametro del tunnel stesso, pari a 6 m. La percentuale dei blocchi stimata era risultata di circa il 38% e la soglia blocco-matrice di 0,3 m ($0,05 L_c$). Come mostrato da Medley (1994a) e Medley e Lindquist (1995), con il diminuire delle dimensioni del blocco, il numero di blocchi tende ad aumentare. Sulla base della mappa geologica, Medley (1994a) stimò che il più grande blocco riscontrabile all'interno dell'area mappata (A), tra l'allineamento del tunnel e la linea di costa, era pari a 600 m (equivalente a \sqrt{A}). In questo particolare caso studio, durante i lavori di scavo venne incontrato un blocco inaspettato, non previsto dalle indagini in situ.

Alla luce degli esempi proposti da Medley (2007), estratti dall'analisi di alcuni casi studio, si può concludere che: nonostante la loro eterogeneità, i bimrocks possono essere caratterizzati in modo mirato ai fini della progettazione e della costruzione in ingegneria geotecnica, sebbene sussista una grande incertezza nella loro caratterizzazione. Sono disponibili procedure di caratterizzazione e analisi la cui implementazione può ridurre i costosi effetti prodotti da una non accurata analisi durante la progettazione e la costruzione. Medley definì le linee guida principali utili per la caratterizzazione geologica ingegneristica dei mélanges e bimrocks simili, desunte dai casi studio analizzati, secondo quanto segue:

- definizione della dimensione caratteristica ingegneristica;
- stima delle dimensioni massime e minime dei blocchi;
- rilevamento;
- perforazioni di sondaggio;
- interpretazione geologica;
- test di laboratorio;
- stima della percentuale volumetrica dei blocchi;
- stima della resistenza dell'ammasso;
- stima della distribuzione della dimensione dei blocchi.

3. ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE: INFLUENZA DELLA FORMA DEL BLOCCO

La principale problematica legata alla valutazione della stabilità di un pendio in bimrock è strettamente legata alla presenza dei blocchi nella matrice. Risulta dunque necessario capire quali siano gli effetti provocati dalle inclusioni nell'analisi di stabilità di un versante in bimrock. L'approccio comunemente adottato dai tecnici, infatti, consiste nell'effettuare le analisi di stabilità senza tener conto della presenza dei blocchi, il che determina fattori di sicurezza troppo cautelativi. Però, in letteratura, sono presenti diversi studi, riguardanti l'analisi di stabilità dei pendii, condotti considerando il materiale eterogeneo, come nel caso del franciscan mélange (Medley, 2001; Medley & Wakabayashi, 2004), o del colluvium di Hong Kong (Irfan e Tang, 1993). Le proprietà meccaniche complessive dei bimrocks sono governate dalla resistenza della matrice e dalla proporzione volumetrica, dagli orientamenti, dalle forme e dalle distribuzioni delle dimensioni dei blocchi. Questi fattori influenzano la tortuosità delle superfici di rottura e, di conseguenza, la valutazione del fattore di sicurezza del pendio.

Come descritto nel capitolo 2, lo sviluppo di una superficie di rottura tortuosa determina un aumento dell'angolo d'attrito, compreso tra 15° e 20°, rispetto a quello della matrice. L'aumento della proporzione volumetrica dei blocchi (VBP) comporta anche un aumento del modulo di Young e una diminuzione della coesione. Esiste una stretta relazione tra VBP e resistenza al taglio del materiale.

Dal punto di vista della stabilità dei pendii, è importante caratterizzare il comportamento dei bimrocks, tipico delle rocce di faglia (Riedmueller et al., 2001) e dei mélanges, caratterizzato da blocchi sub-paralleli. Lindquist & Goodman (1994) valutarono l'influenza dell'orientamento dei blocchi sulla resistenza globale, che risultava minima quando gli assi maggiori dei blocchi erano orientati di circa $30^\circ \left(45^\circ - \frac{\varphi_{matrix}}{2}\right)$ rispetto alla direzione della sollecitazione principale massima. In generale, quando i blocchi sono orientati verso l'esterno, rispetto all'inclinazione del pendio, vi è una minore stabilità. Viceversa i blocchi aventi inclinazioni

maggiori, rispetto a quella del versante incrementano la stabilità, a causa della maggiore tortuosità della superficie di scorrimento (Medley & Sanz, 2004). Le inclusioni di dimensioni maggiori o le regioni ricche di blocchi alla base dei pendii tendono a sostenerli e ad aumentarne la stabilità (Kim et al., 2004). Tuttavia, nei mélanges e nelle rocce di faglia, gli orientamenti dei blocchi, e di conseguenza la distribuzione delle sollecitazioni di taglio nel materiale, variano nella massa rocciosa, mentre i blocchi più piccoli ruotano attorno a blocchi più grandi se sollecitati a taglio dal movimento della massa. Di conseguenza, l'orientamento delle superfici di rottura varia lungo il pendio in funzione dell'effetto accoppiato delle forme e dell'orientamento dei blocchi. Quelli ellittici, in genere, hanno un maggior effetto instabilizzante quando la direzione degli assi maggiori è la medesima di quella del fronte del versante. Medley & Sanz (2004) analizzarono i principali fattori da tenere in considerazione nell'analisi di stabilità di un pendio (Figura 3-1) ed effettuarono le seguenti considerazioni:

- una bassa proporzione volumetrica dei blocchi non influenza l'andamento della superficie di scivolamento rispetto al caso in assenza di blocchi (A);
- la superficie di scivolamento segue l'andamento geometrico imposto dalla collocazione dei blocchi nel caso specifico di bimrocks con inclusioni isorientate (B);
- la superficie di scivolamento tende ad avere un andamento tortuoso aumentando la stabilità complessiva del pendio (C);
- la presenza contemporanea di aree ricche e povere di blocchi incide sulla posizione della superficie di scivolamento, che si sviluppa nella zona a minor contenuto di inclusioni (D).

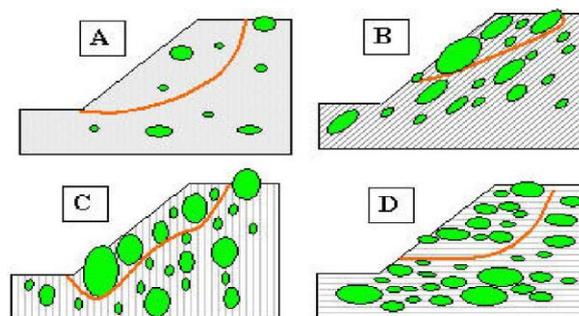


Figura 3-1: Situazioni tipiche di instabilità di un pendio in bimrock [Medley e Sanz, 2004].

Medley & Sanz (2004) svilupparono un modello semplice per studiare l'influenza della VBP sulla stabilità del pendio. Venne riprodotto un pendio inclinato di 35° e di 10 m di altezza, corrispondente alla dimensione ingegneristica caratteristica; i blocchi, assunti di forma rettangolare con rapporto tra assi 2:1, seguivano la tipica distribuzione dimensionale descritta da Medley e Lindquist per il franciscan mélange, assumendo tre differenti valori di VBP (50%, 25% e 13%). I parametri di resistenza scelti per la matrice erano pari a $c = 10$ kPa per la coesione e $\varphi = 25^\circ$ per l'angolo di attrito interno; sono stati trascurati i valori di resistenza al contatto blocco-matrice e la possibile presenza di falda.

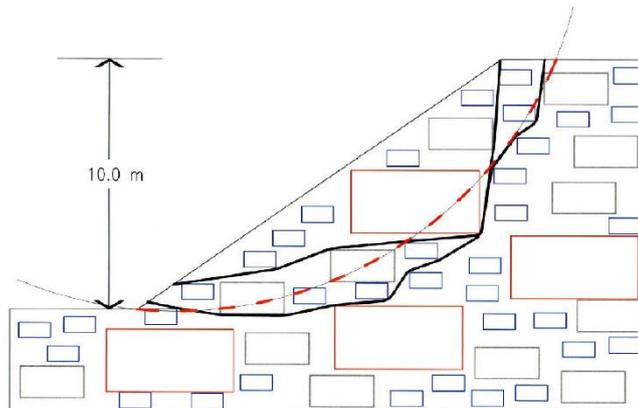


Figura 3-2: Esempio di modello di pendio in bimrock con VBP=50% e blocchi rettangolari distribuiti casualmente: rappresentazione della superficie di scivolamento critica per il caso di sola matrice e possibili superfici di scorrimento ipotizzate per il bimrock [Medley e Sanz, 2004].

In Figura 3-2 viene illustrata la sezione relativa ad uno dei casi studiati, in cui l'arco tratteggiato corrisponde alla superficie di scivolamento in presenza di sola matrice, che ha prodotto un fattore di sicurezza pari 1,26; tale risultato viene assunto come termine di paragone per i restanti modelli caratterizzati dalla presenza di blocchi, i cui fattori di sicurezza sono stati normalizzati rispetto a questo valore. Dai risultati delle analisi è emerso che sussiste una relazione tra fattore di sicurezza normalizzato e la proporzione volumetrica del blocco, che si traduce in un aumento di FS con VBP dovuto all'incremento delle lunghezze tortuose delle superfici di rottura.

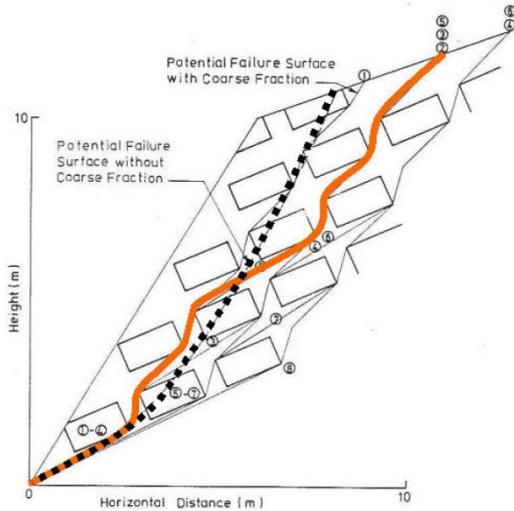


Figura 3-4: Modello con VBP=20%; rappresentazione della superficie di rottura per la sola matrice e di quella tortuosa, stimata per il colluvium di Hong Kong [Irfan e Tang, 1993].

Irfan & Tang (1993) analizzarono un modello di versante inclinato di 60° e alto 10 m, con dimensioni dei blocchi rettangolari uniformi e frazioni volumetriche tra il 10% e il 55% (Figura 3-4). Le proprietà di resistenza della matrice sono state assunte pari a $c' = 5$ kPa per la coesione e $\phi' = 35^\circ$ per l'angolo d'attrito. È stato utilizzato il metodo di analisi di stabilità proposto da Morgenstern & Price (1965), che

premise di validare la teoria secondo cui anche la stratificazione dei blocchi, e non solo la VBP, influenzava il

comportamento globale del sistema: a causa dell'aumento della tortuosità delle

superfici di rottura attorno ai blocchi e la resistenza attritiva viene incrementata.

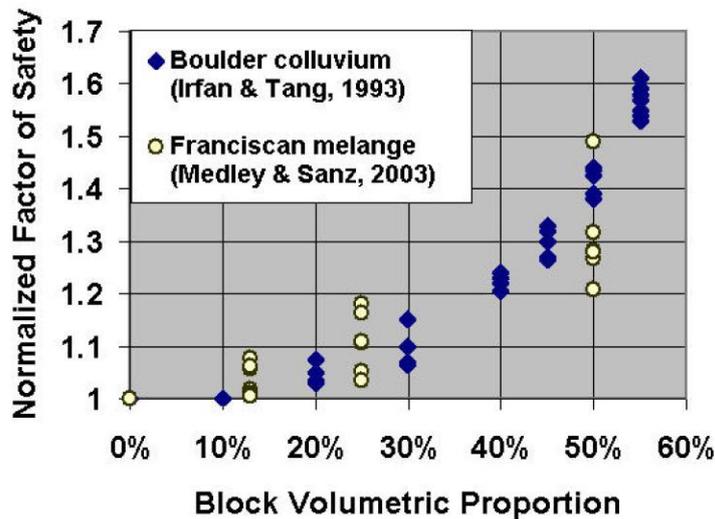


Figura 3-3: Confronto tra i risultati relativi al colluvium (Irfan e Tang, 1993) e al Franciscan mélangé (Medley e Sanz, 2003), [Medley e Rehmann, 2004].

Dal confronto dei risultati analizzati da Medley & Sanz (2004) e Irfan e Tang (1993), ottenuti nei due casi (Figura 3-3) si può notare che, nonostante le differenze significative nelle geometrie del modello, nell'orientamento dei blocchi, nella

geologia dei materiali modellati e nei metodi analitici utilizzati, esiste una buona relazione tra i fattori di sicurezza normalizzati e le proporzioni volumetriche dei blocchi; fino al 25% -30% circa di VBP, la presenza dei blocchi offre un vantaggio geomeccanico relativamente ridotto in termini di resistenza. A partire da questo limite inferiore fino al 55%, vi è un marcato aumento della stabilità del pendio. Tale risultato appare compatibile con quanto proposto da Lindquist & Goodman (1994), i quali affermarono che l'aumento della resistenza d'attrito, rispetto al caso di sola matrice, per il franciscan mélange con VBP compresa tra 25% e 70%, era pari a circa 16° .

Alla luce di quanto noto in letteratura, Barbero et al. (2006) hanno effettuato uno studio avente come oggetto la valutazione della stabilità di un versante in bimrock, in funzione di alcune caratteristiche fondamentali quali la VBP, la forma e l'orientazione dei blocchi. Le analisi in questione sono state condotte mediante modellazione numerica, tramite l'ausilio del codice FLAC (Itasca,2000), ipotizzando il mezzo continuo, al fine di ottenere la variazione del fattore di sicurezza globale del pendio in funzione dei parametri che caratterizzano i bimrock. Attraverso l'applicazione di un processo stocastico di estrazione casuale, in termini di dimensione e orientazione, sono stati inseriti i blocchi nella matrice, discretizzando il modello attraverso la definizione di una mesh bimateriale in un dominio poligonale, costituito da matrice rocciosa con caratteristiche geomeccaniche scadenti e blocchi, ovvero regioni ellittiche di materiale relativamente più resistente.

Il versante analizzato è riportato in Figura 3-5, dove è possibile identificare tre differenti VBP (20%, 35% e 50%), tre diverse eccentricità delle ellissi (rapporto tra dimensione degli assi e pari a 0,25, 0,5, e 1) e quattro orientazioni dell'asse maggiore del blocco rispetto all'orizzontale i (0° , 45° , 90° e 135°).

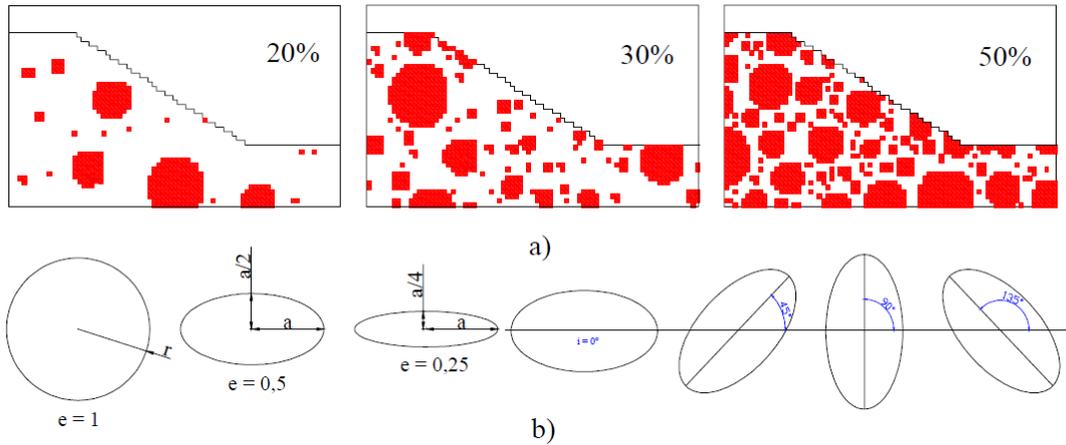


Figura 3-5: a) modello del versante per diverse VBP; geometrie relative a diversi valori di e ed i , [Barbero et al., 2006].

Lo scenario di analisi prevede condizioni gravitative di versante, ove il pendio, costituito da sola matrice, si trova in condizioni di equilibrio limite. Il fattore di sicurezza globale del versante al variare di VBP è stato valutato con la tecnica SRF (*strength reduction factor*), ottenendo una serie di risultati illustrati in Figura 3-6 e commentati di seguito.

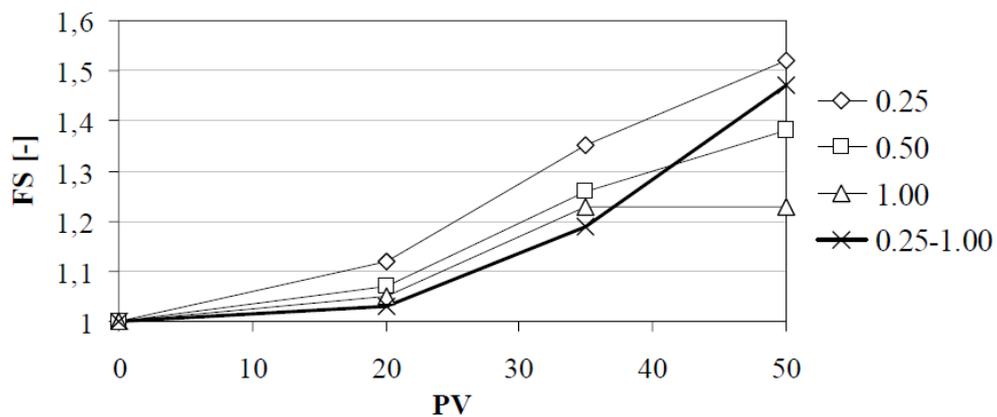


Figura 3-6: Andamento del FS al variare di VBP, indicata con PV (per inclinazioni completamente casuali e 4 valori diversi di rapporto tra assi).

- Il fattore di sicurezza FS cresce all'aumentare di VBP; tale crescita è più marcata per valori maggiori del 20%. Questo valore rappresenta una soglia al di sotto della quale il versante si comporta come se fosse costituito da sola matrice;
- il fattore di sicurezza, a parità di VBP, subisce un incremento significativo quando i blocchi hanno forme ovali molto schiacciate ($e = 0,25$); assume invece valori minimi per blocchi circolari ($e = 1$). Questo potrebbe essere dovuto al fatto che i blocchi ellittici, in qualche modo, ostacolano lo sviluppo della superficie di rottura, che diventa più tortuosa per poterli aggirare;
- in generale, per percentuali volumetriche del 20%, non si hanno sostanziali miglioramenti delle condizioni di stabilità rispetto al caso in cui i blocchi siano assenti e l'intero versante abbia le caratteristiche della matrice; in entrambi i casi la superficie di scorrimento è ampia e profonda. Per percentuali del 50%, la stabilità del versante risulta nettamente migliorata: le superfici di scivolamento appaiono più superficiali e meno estese;
- l'orientazione dei blocchi sembra non influenzare in modo evidente il fattore di sicurezza, per qualsiasi valore di VBP ed e . Tale influenza è in ogni modo molto complessa e richiede ulteriori analisi (Barbero et al. 2006).

3.1. Modellazione

Lo studio della stabilità di versante in bimrock è stato affrontato mediante la valutazione del fattore di sicurezza di un pendio, secondo modellazione numerica, utilizzando il metodo agli elementi finiti (FEM). La non-omogeneità del bimrock viene rappresentata tramite una configurazione che prevede la presenza di blocchi isorientati caratterizzati da buone proprietà meccaniche, di uguale forma e diversa dimensione, immersi all'interno di una matrice meno resistente. Si è fatto riferimento al metodo introdotto da Barbero et al. (2006), implementando un numero di analisi tali da garantire la validità statistica dei risultati, considerando

una diversa percentuale volumetrica di blocchi (VBP) e diverse disposizioni di questi nel pendio. Le analisi sono state condotte considerando quattro VBP differenti, per ognuna delle quali è stata generata una disposizione spaziale degli elementi estratta casualmente secondo un approccio stocastico, e una legge negativa di potenza della distribuzione della dimensione dei blocchi. Le estrazioni, che seguono il metodo Monte Carlo, sono state implementate tramite l'uso di un codice Matlab capace di generare casualmente ogni configurazione, modellata successivamente secondo il metodo agli elementi finiti. Per ciascuna estrazione si è realizzato un modello del pendio di cui si è valutata la stabilità globale, ottenendo una serie di risultati che confermano la teoria secondo la quale il bimrock può essere considerato come mezzo eterogeneo; l'uso del metodo stocastico, a differenza di quello deterministico, ha permesso una rappresentazione più verosimile del materiale complesso. Nell'ambito dello studio della stabilità dei versanti infatti, è prassi attribuire le caratteristiche della matrice all'intero ammasso, trascurando la presenza dei blocchi; ciò comporta inevitabilmente una sottostima della resistenza globale dello stesso, e di conseguenza una serie di imprecisioni nella fase di progetto di scenari usuali nell'ingegneria geotecnica.

3.1.1. Implementazione del codice Matlab: approccio stocastico

Gli effetti della differente proporzione volumetrica dei blocchi sulla stabilità del versante sono stati valutati facendo riferimento a un pendio teorico, secondo una configurazione bidimensionale. La dimensione ingegneristica caratteristica L_c del pendio è stata stabilita in funzione della sua altezza (Medley 2004), pari a 50 m e a un'inclinazione di 45° . Si sono fissate quattro diverse percentuali volumetriche dei blocchi pari a 25%, 40%, 55% e 70%, per ognuna delle quali sono state generate 15 configurazioni random, ciascuna sottoposta all'analisi di stabilità, in maniera tale da garantire la validità statistica dei risultati.

Il codice Matlab (ALLEGATO A) è stato realizzato in modo da generare casualmente le dimensioni degli assi dei blocchi, i quali vengono modellati con una

forma ellittica avente eccentricità pari a $\frac{\sqrt{3}}{2}$, orientazione pari a 90° , e secondo i parametri della distribuzione dei blocchi assunta (Barbero 2008). In particolare, impostati i valori minimo (a) e massimo (b) delle inclusioni, pari rispettivamente al 5% e al 75% della dimensione caratteristica L_c , il codice genera una matrice contenente gli assi maggiore e minore delle ellissi (d), estratti da una popolazione distribuita secondo la seguente funzione cumulata:

$$F(d) = \frac{(a^{1+q} - d^{1+q})}{a^{1+q} - b^{1+q}} \quad (1)$$

dove il termine q indica la dimensione frattale assunta pari a 2 in conformità con i dati di letteratura relativi al franciscan mélange. Tale funzione risulta definita tra i due valori pari ad a e b , mediante un vettore caratterizzato da incrementi pari a 0,0001. In Figura 3-7 è riportata la distribuzione delle dimensioni dei blocchi in termini probabilistici per il caso relativo alla prima estrazione con percentuale volumetrica di blocchi pari al 25%. Dal grafico si può notare che il 60% dei dati corrisponde a blocchi di piccole dimensioni, che risulta avere dimensione compresa tra il 5% e il 12% della dimensione caratteristica, il 30% dei dati ha diametro valutabile tra il 12% e il 32% di L_c , e solo il 10% è caratterizzato da dimensioni del diametro maggiori, il cui valore massimo risulta pari al 75% di L_c .

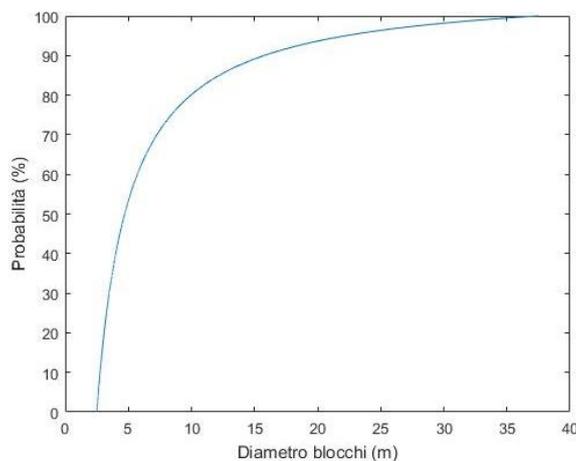


Figura 3-7: Grafico della distribuzione dei diametri dei blocchi in termini probabilistici (modello relativo alla prima estrazione al 25% di VBP).

La funzione di densità di probabilità di $F(d)$ si traduce quindi nella seguente legge negativa di potenza:

$$f(d) = -\frac{1+q}{a^{1+q} - b^{1+q}d^q} \quad (2)$$

Il ciclo di generazione delle inclusioni viene interrotto una volta che la percentuale volumetrica dei blocchi, calcolata come somma delle aree dei blocchi rispetto all'area totale del pendio, corrisponde alla VBP inserita come dato di input. Ciò è dovuto al fatto che, essendo un modello bidimensionale, la porzione di area occupata dai blocchi viene considerata equivalente alla porzione volumetrica (Medley,1997). Si è inoltre fissata una tolleranza sulla percentuale dei blocchi presenti pari a $\frac{1}{40}$ della VBP considerata. In Figura 3-8 è riportata la distribuzione dimensionale dei blocchi in cui vengono rappresentati i valori degli assi maggiore e minore di ciascuna inclusione, in relazione al modello ottenuto dalla prima estrazione al 25% di VBP.

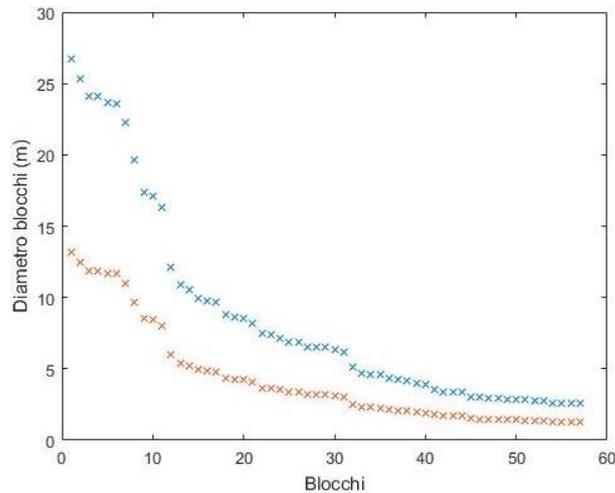


Figura 3-8: Distribuzione dimensionale dei blocchi (modello relativo alla prima estrazione al 25% di VBP).

Il codice, inoltre, permette di generare la configurazione geometrica del pendio tenendo conto di una serie di limitazioni; viene fissata una distanza minima tra i

blocchi e tra i blocchi e il dominio pari a 5 cm, in maniera tale da garantire che non vi sia compenetrazione tra gli stessi e tra questi e il dominio. Una sovrapposizione dei blocchi, infatti, comporterebbe una perdita in termini di percentuale di volume di materiale resistente, causando una sottostima delle inclusioni e venendo meno alla VBP fissata inizialmente. Una volta generata la configurazione geometrica estratta casualmente, si è verificato che la dimensione frattale fosse conforme con i valori tipici riportati in letteratura; la legge di potenza negativa viene utilizzata per descrivere la relazione tra la frequenza dei blocchi e la loro dimensione, in accordo con il principio di invarianza scalare.

Sulla base degli studi condotti da Medley (1994), il codice definisce l'istogramma delle frequenze nel diagramma bi-logaritmico. La verifica della dimensione frattale viene effettuata mediante la divisione in classi, ciascuna delle quali è caratterizzata da un valore centrale pari a $0,04\sqrt{A}$, da cui vengono definiti i limiti delle classi: si dimezza per ottenere quello della classe precedente e si raddoppia per ottenere quello relativo alla classe successiva (Medley1994). Fissando i valori minimo e massimo della dimensione dell'asse maggiore dei blocchi, la frequenza di ogni classe viene calcolata come il numero di elementi con asse maggiore incluso tra i valori specifici dell'intervallo della classe, rispetto al numero totale degli assi.

Il codice ha così permesso il calcolo delle coordinate dei punti dei perimetri che identificano le varie inclusioni, tenendo conto dei parametri di ingresso e delle limitazioni fissate.

L'output ottenuto al termine di ogni ciclo è costituito da un file .txt contenente le coordinate necessarie ad identificare la posizione, la forma e la dimensione di ogni blocco. Per l'importazione del modello sul programma RS2 è stata necessaria la generazione del file in formato .dxf., ottenuto mediante l'uso di Autocad. Ogni blocco, infatti, può essere generato all'interno del modello FEM solo dopo essere stato convertito in polilinea. In questo modo, per ogni estrazione, è stata ricostruita la geometria di ogni modello necessaria per effettuare l'analisi FEM.

3.1.2. Modello agli elementi finiti

L'analisi agli elementi finiti è stata condotta mediante l'uso del software RS2 del pacchetto Rocscience. Ogni modello è stato costruito riferendosi ad un pendio ideale in bimrock di cui si sono fissate le caratteristiche geometriche e meccaniche. Per ognuno di essi sono stati considerati 11 stage differenti, ciascuno relativo a una differente situazione, in maniera tale da simulare il processo di scavo da cui deriva la configurazione finale, sulla quale è stato effettuato il calcolo del fattore di sicurezza. Il primo stage prevede l'assunzione di un comportamento elastico, mentre per i successivi, fino ad arrivare alla fase ultima di rimozione del materiale di scavo, si è assunto un comportamento elastico perfettamente plastico, sia per i blocchi che per la matrice. Per lo studio della stabilità dei pendii il software utilizza il metodo Shear Strength Reduction (SSR), con cui è possibile eseguire l'analisi SSR e determinare il fattore di riduzione della resistenza critica (fattore di sicurezza) di un pendio.

Geometry

Ogni modello analizzato di versante in bimrock varia in funzione della distribuzione e della dimensione dei blocchi in base all'estrazione random effettuata su matlab, ma la configurazione geometrica esterna rimane invariata. Si è considerato un pendio di 50 m di altezza, i cui limiti geometrici sono stati identificati mediante il codice agli elementi finiti come *Material Boundaries*, all'interno del quale si sono inserite le inclusioni definite allo stesso modo. Durante l'importazione del file .dxf, si è selezionata l'opzione *Geometry Cleanup* che consente di "ripulire" la geometria del modello unendo vertici molto vicini tra loro in un singolo vertice, in base a un criterio di spaziatura definito. Vertici di confine molto vicini tra loro o vertici quasi coincidenti possono infatti dare luogo a problemi di modellazione generando una mesh di scarsa qualità. La costruzione del dominio esterno, le cui dimensioni e forma influenzano i risultati delle analisi FEM, è stata effettuata tenendo in considerazione gli effetti che questa comporta ai fini del calcolo sul pendio. A tal proposito è stato inserito un *layer* esterno di dimensioni 350 m x 200 m attribuendo, per tutti gli stage analizzati, un comportamento elastico

e le stesse proprietà meccaniche della matrice costituente il pendio in bimrock (Figura 3-9).

Mesh

La definizione della mesh è risultata di particolare rilevanza in quanto capace di influenzare notevolmente i risultati ottenuti e la convergenza del problema. Il processo prevede la discretizzazione dei segmenti introdotti come *Boundaries* a partire dai quali avviene la generazione degli elementi finiti. Come è prassi in un'analisi SSR, si è scelta una mesh con elementi triangolari costituiti da sei nodi ciascuno, secondo la tipologia *Graded*; essa produce una mesh graduale utilizzando la tecnica di inserimento nodale quadripolare. Data l'elevata complessità della geometria in esame, si è optato per l'inserimento di un'*Advanced Mesh Regions* in corrispondenza del pendio in bimrock, che consente di personalizzare la densità della mesh nell'area definita. Si è scelto infatti di adottare un *gradation factor* in combinazione con il numero di nodi definiti sull'*External Boundaries*, in maniera tale da permettere un maggior infittimento della mesh in prossimità dell'area di maggior interesse ai fini del calcolo. Infine, per ciascun modello, è stato necessario mettere appunto la mesh generata in automatico inserendo dei nuovi vertici, per incrementare la discretizzazione nelle zone di maggior criticità.

Boundary Condition

Le condizioni al contorno per la risoluzione delle equazioni che governano il problema agli elementi finiti, sono state stabilite in termini di spostamenti, utilizzando come vincoli carrelli sui lati dell'*External Boundaries* e cerniere ai vertici della stessa.

Material properties

Il comportamento di insieme del modello è stato valutato a partire dalla definizione dei legami costitutivi che caratterizzano matrice e blocchi. Per ogni elemento sono state definite le caratteristiche di resistenza e deformabilità in conformità allo stage di interesse, tenendo dunque in considerazione il passaggio da comportamento elastico ad elasto-plastico di matrice e blocchi. A tal scopo si è

fatto riferimento ai parametri di Li et Al. (2004) precedentemente citati e richiamati in Tabella 3-1.

		MATRICE	BLOCCHI
Densità	$\rho / \text{kg m}^{-3}$	2200	2700
Rigidezza flessionale	K / MPa	25	3000
Rigidezza di taglio	G / MPa	15	2100
Coesione	C / MPa	0,03	0,6
Angolo d'attrito	$\phi / ^\circ$	24	40
Resistenza a trazione	σ_t / MPa	0,02	0,5

Tabella 3-1: Parametri meccanici utilizzati per la modellazione numerica.

Si è scelto di adottare l'opzione *Field Stress* definendo le condizioni di stress in situ prima dello scavo e considerando lo stato di sforzo in campo gravitazionale, che definisce un campo di sollecitazione in-situ che varia linearmente con la profondità. La profondità viene automaticamente misurata a partire dalla superficie effettiva del modello.

In seguito si riportano le immagini, che mostrano la costruzione del modello, relative alla prima estrazione dei casi con VBP=25% nella situazione iniziale, primo stage, e in quella finale, undicesimo stage (Figura 3-9, Figura 3-10 e Figura 3-11).

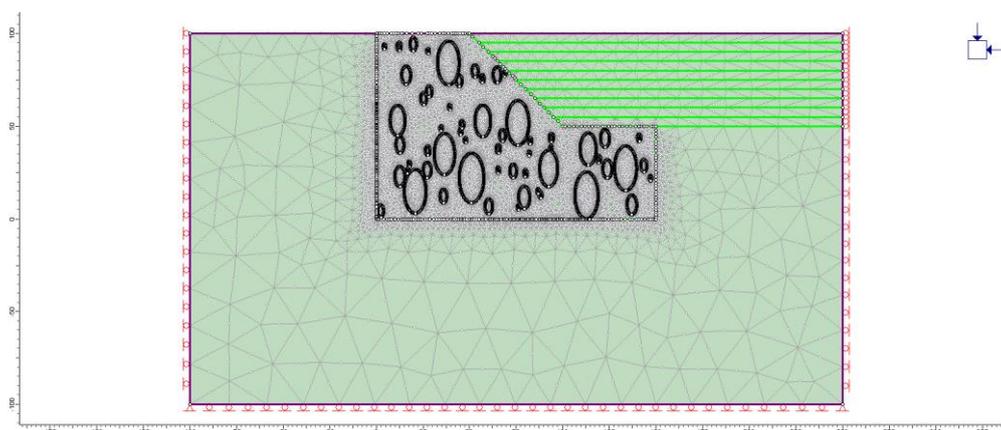


Figura 3-9: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 1 (materiale elastico).

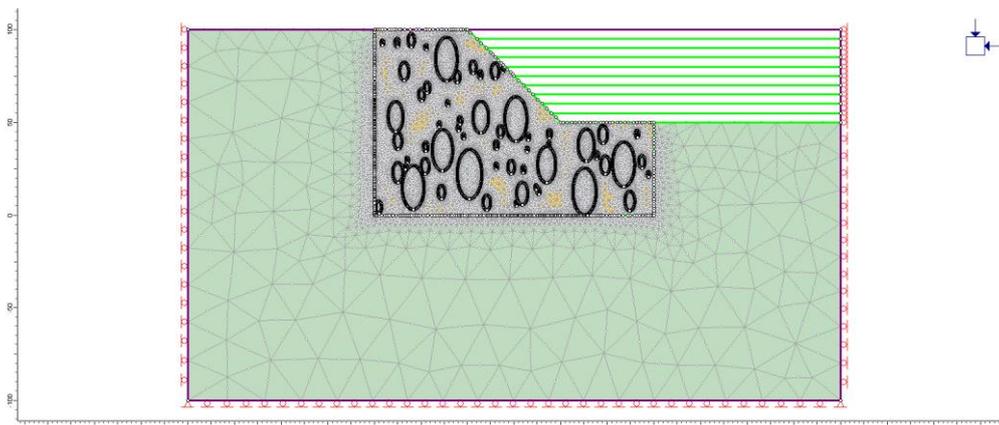


Figura 3-10: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).

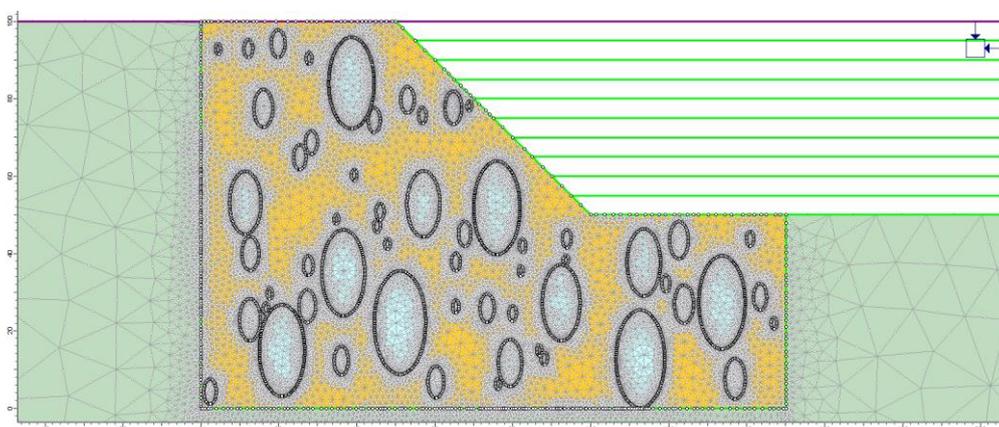


Figura 3-11: Particolare del modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).

3.1.3. RS2: analisi FEM

I principi fondamentali che governano le analisi agli elementi finiti possono essere schematizzati come segue:

- definizione del dominio: la regione da considerare deve essere selezionata in maniera tale che la distanza tra la zona di maggior interesse per il calcolo non risenta delle variazioni di stato tensio-deformativo dei punti in prossimità del dominio, cioè si deve assumere una distanza che teoricamente possa essere considerata infinita;

- discretizzazione: l'intero dominio viene suddiviso in elementi finiti generando una mesh;
- definizione della variabile principale: in problemi classici dell'ingegneria geotecnica si assume che sia lo spostamento;
- formulazione delle equazioni per l'elemento: per ogni singolo elemento finito della mesh si definiscono le equazioni di equilibrio in funzione della variabile principale;
- combinazione delle equazioni: si definiscono le equazioni globali del sistema;
- applicazione dei vincoli: per passare dal problema geotecnico alla definizione del problema matematico, si fissano le condizioni al contorno per la risoluzione delle equazioni;
- soluzione delle equazioni globali: si determinano gli spostamenti in corrispondenza di ogni nodo della mesh, da cui si ricavano i valori di sforzo e deformazione.

L'analisi agli elementi finiti si basa sull'equazione all'equilibrio scritta nella seguente forma matriciale:

$$K\Delta U = P - F \quad (3)$$

dove P rappresenta il vettore di carichi applicati, F il vettore delle forze interne e ΔU il vettore degli spostamenti nodali, incognita da determinare per la risoluzione del problema. Nell'analisi non lineare il carico P è applicato secondo una serie di gradini di carico $P_{(1)}, P_{(2)}, P_{(3)}, \dots$. Per l' n -esimo step di carico, l'equazione è risolta attraverso metodi iterativi secondo la seguente forma:

$$K\Delta U_{(i+1)} = P_{(n)} - F_{(i)} \quad \text{con } i = 0, 1, 2 \quad (4)$$

Il processo di soluzione agli elementi finiti e la ricerca della convergenza del problema possono essere descritti facendo riferimento al semplice caso di un'unica forza applicata a una molla in campo non lineare. In questo caso, la relazione tra il carico applicato P e lo spostamento U risulta:

$$K\Delta U = P \quad (5)$$

dove $K = K(U)$ è la rigidezza non lineare della molla, che è una funzione dello spostamento.

Supponendo che la soluzione sia nota e pari a $U_{(n)}$, dopo l'applicazione del primo valore di carico alla molla $P_{(n)}$, si vuole determinare la risposta e l'incremento degli spostamenti ΔU a seguito dell'applicazione del nuovo step di carico $P_{(n+1)}$. Prima dell'applicazione del carico, le forze interne $F_{(0)}$, a causa della deformabilità della molla, sono in equilibrio con il carico esterno applicato $P_{(n)}$. Si ricava preliminarmente la rigidezza tangente $K_{(0)}$ sulla curva carico-spostamento, e siccome il codice utilizza il metodo della rigidezza iniziale, essa risulterà la medesima indipendentemente dal livello di carico applicato. Successivamente, si calcola l'incremento di spostamento e si aggiorna la soluzione:

$$K_{(0)}\Delta U_{(1)} = P_{(n+1)} - F_{(0)} \quad (6)$$

$$\Delta U_{(1)} = K_{(0)}^{-1}(P_{(n+1)} - F_{(0)}) \quad (7)$$

$$U_{(n+1)} = U_{(n)} + \Delta U_{(1)} \quad (8)$$

In questo modo è possibile ricavare il valore della forza interna $F_{(1)}$ relativa al primo step, e stimare l'errore dovuto alla presenza di un carico non bilanciato pari a $P_{(n+1)} - F_{(1)}$. L'obiettivo delle iterazioni è quello di ridurre al minimo questo valore, infatti nelle fasi successive, grazie ad una più accurata stima del termine $U_{(n+1)}$, e l'applicazione dello stesso livello di carico $P_{(n+1)}$, si ottiene un incremento in termini di spostamento $\Delta U_{(2)}$, che risulterà minore di quello precedente $\Delta U_{(1)}$, e di conseguenza, un valore di forza interna $F_{(2)}$ più simile a quella esterna, in maniera tale che il carico non bilanciato tenda ad azzerarsi. Con il susseguirsi delle iterazioni continue, anche gli incrementi di spostamento $\Delta U_{(i)}$ risultano sempre più piccoli e si perviene alla reale soluzione di $U_{(n+1)}$. Esistono alcuni criteri di convergenza che permettono di arrestare l'iterazione nel momento in cui il processo restituisce risultati simili. Nel caso in questione si è scelto di

adottare come criterio di convergenza quello dell'energia assoluta, che risulta soddisfatto quando:

$$\left\| \frac{\Delta U_i^T(P_{(n)} - F_{(i)})}{\Delta U_0^T(P_{(n)} - F_{(0)})} \right\| < (\text{specified energy tolerance}) \quad (9)$$

Il metodo della rigidità iniziale è una variante dell'algoritmo computazionale di Newton usato per l'analisi elasto-plastica agli elementi finiti, e prevede, all'inizio dell'analisi, l'assemblaggio della matrice di rigidità globale, mantenuta costante per tutte le successive fasi di calcolo. Questa tecnica riduce il costo computazionale poiché la matrice di rigidità non viene ricalcolata per ogni iterazione. Tuttavia, richiede un numero maggiore di iterazioni per arrivare a convergenza. Il sistema di equazioni da risolvere ad ogni iterazione è:

$$\Delta U^i = K^{-1} R^{i-1} \quad (10)$$

dove K è la matrice di rigidità, R^{i-1} è la forza residua derivante dalla precedente iterazione, calcolata come differenza tra la forza esterna e la forza interna all'iterazione i -esima, mentre ΔU^i è la differenza in termini di spostamento. La forza interna relativa all'iterazione i -esima è ottenuta dalla relazione:

$$F_{int}^i = \int B^T \sigma^i dV \quad (11)$$

dove B è la matrice di deformazione-spostamento e σ^i è il tensore degli sforzi. La matrice di rigidità globale, invece, viene calcolata utilizzando:

$$K_e = \int B^T D_e B dV \quad (12)$$

dove D_e è la matrice elastica di sforzo-deformazione. Lo spostamento totale all' i -esima iterazione è dato da:

$$U^i = U^{i-1} + \Delta U^i \quad (13)$$

Lo spostamento totale è quindi la somma dello spostamento alla precedente iterazione e lo spostamento calcolato inizialmente.

La deformazione che si sviluppa in un mezzo continuo può essere descritta matematicamente: le deformazioni possono essere caratterizzate assegnando un vettore spostamento a ciascun punto del corpo e l'insieme dei vettori spostamento per tutti i punti è noto come campo vettoriale di spostamento, la cui conoscenza definisce completamente lo stato deformativo del corpo. Il campo di spostamento può essere composto da due parti: il movimento del corpo rigido e la distorsione. Al fine di separare le componenti si definisce la matrice del gradiente di spostamento, ∇U , che comprende le derivate parziali di U .

$$\nabla U = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial x} & \frac{\partial v}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial x} & \frac{\partial w}{\partial y} & \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Queste derivate parziali non sono influenzate da traslazioni rigide ma da rotazioni rigide. L'eliminazione dell'influenza delle rotazioni richiede l'uso di ciò che è noto come la parte simmetrica di ∇U , ε (anche conosciuta come matrice della deformazione), data da:

$$\varepsilon = \frac{1}{2}[\nabla U + \nabla U^T] = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right) & \frac{\partial v}{\partial y} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}\right) & \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (15)$$

La simmetria della matrice di deformazione è dimostrata da:

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) \quad (16)$$

$$\varepsilon_{xz} = \varepsilon_{zx} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right) \quad (17)$$

$$\varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zy} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right) \quad (18)$$

Le componenti fuori diagonale della matrice, note come deformazioni a taglio, possono anche essere espresse da un punto di vista ingegneristico come:

$$\gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) = 2\varepsilon_{xy} \quad (19)$$

In seguito è riportato l'esempio delle deformazioni a taglio di un elemento infinitesimo nel punto p nel piano x - y .

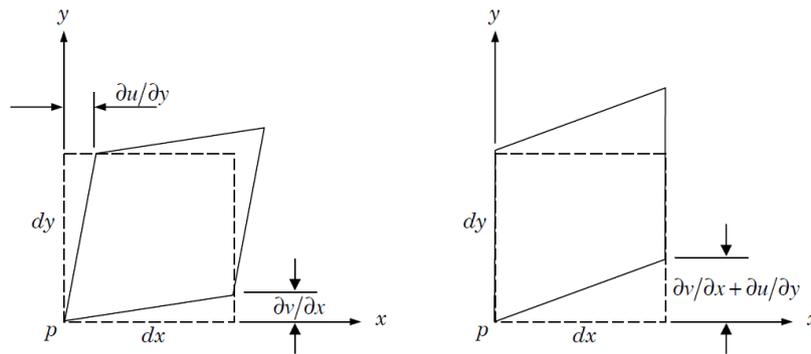


Figura 3-12: La componente di deformazione ε_{xy} del tensore è la media dei due contributi $\frac{\partial u}{\partial y}$ e $\frac{\partial v}{\partial x}$. La deformazione a taglio γ_{xy} è la somma delle deformazioni $\frac{\partial u}{\partial y}$ e $\frac{\partial v}{\partial x}$.

Dalla Figura 3-12, si può vedere che le deformazioni di taglio fanno variare l'angolo tra i lati dell'elemento, mentre la deformazione di taglio, da un punto di vista ingegneristico, ne quantifica l'entità. La deformazione a taglio $\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ è la media delle deformazioni di taglio tra $\frac{\partial u}{\partial y}$ e $\frac{\partial v}{\partial x}$ mentre, la deformazione a taglio $\gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ è la deformazione totale nel piano x - y .

Secondo la convenzione fissata da RS2, la deformazione è considerata positiva o negativa se l'elemento si accorcia o si allunga lungo le coordinate nella direzione di interesse. Poiché la matrice di deformazione ε risulta simmetrica, esistono delle direzioni principali in cui possono verificarsi solo l'allungamento o l'accorciamento dell'elemento infinitesimo e lungo le quali non può manifestarsi la deformazione a taglio.

Nel caso di analisi bidimensionale, le deformazioni principali ε_1 e ε_2 e l'angolo di rotazione che determina le direzioni principali di deformazione, possono essere determinati dalle espressioni:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{xy}^2}{2}} \quad (20)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{xy}^2}{2}} \quad (21)$$

$$\theta_P = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\varepsilon_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \right) \quad (22)$$

La deformazione volumetrica è la misura del cambiamento di volume per unità di volume di materiale, ed è definita come la somma dei due contributi di deformazione puramente estensionali secondo quanto segue:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (23)$$

È dunque possibile definire anche la direzione lungo la quale il taglio risulta massimo ottenuta mediante trasformazione di coordinate; si riportano le espressioni relative a deformazione di taglio massima e relativo angolo di rotazione (Figura 3-13).

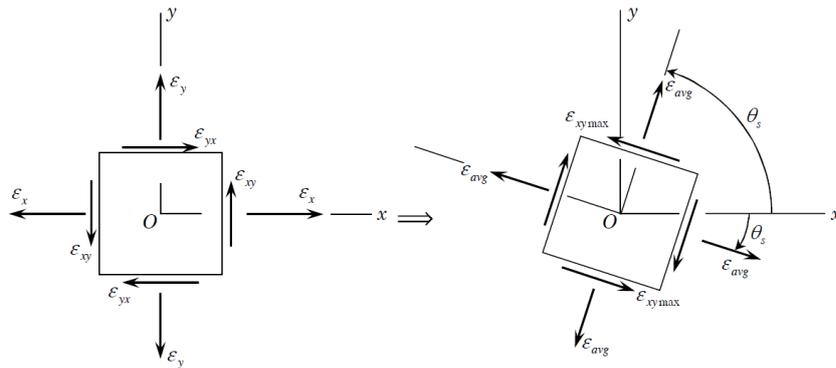


Figura 3-13: Componenti della deformazione nel sistema di riferimento originale e definizione della massima deformazione a taglio.

$$\varepsilon_{xy \max} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (24)$$

$$\theta_S = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(-\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2\varepsilon_{xy}} \right) = \theta_P \pm 45^\circ \quad (25)$$

Per l'analisi bidimensionale, nota la deformazione volumetrica e la massima deformazione di taglio, la coppia di deformazioni principali può essere valutata utilizzando le seguenti equazioni:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_v}{2} + \varepsilon_{xy \max} \quad (26)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_v}{2} - \varepsilon_{xy \max} \quad (27)$$

L'analisi del problema richiede, oltre alla definizione delle equazioni di equilibrio e di compatibilità, quella della legge costitutiva che governa il comportamento del materiale e descrive il legame tra le variazioni di stato tensionale e quelle deformative. Il modello costitutivo utilizzato per l'esecuzione delle analisi è di tipo elastico-perfettamente plastico, e segue un criterio di rottura alla Mohr Coulomb. Per la definizione di un modello elastico perfettamente plastico sono necessari:

- la relazione sforzo-deformazione (ILE o NONILE);
- la superficie di snervamento, che indica l'inizio della deformazione plastica e rappresenta la superficie di separazione tra stati tensionali ammissibili e non;
- la funzione del potenziale plastico, che fornisce la direzione delle deformazioni plastiche.

Le variazioni di deformazione legate a qualsiasi variazione dello stato tensionale possono essere suddivise in parte elastica recuperabile (e) e plastica non recuperabile (p), secondo la seguente formulazione:

$$\delta\varepsilon = \delta\varepsilon^e + \delta\varepsilon^p \quad (28)$$

All'interno del dominio accessibile si può identificare la relazione di sforzo-deformazione, che in campo elastico risulta:

$$\{\delta\sigma\} = [D]\{\delta\varepsilon^e\} \quad (29)$$

dove D è la matrice di rigidezza elastica. La formulazione può essere anche esplicitata come segue:

$$\begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{pmatrix} \quad (30)$$

dove K e G sono rispettivamente i moduli di rigidezza flessionale e a taglio espressi rispettivamente come:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+2\nu)} \quad (31)$$

mentre $\delta p'$ e δq coincidono con la tensione media efficace e quella deviatorica, a cui corrispondono le relative componenti elastiche di deformazione, $\delta \varepsilon_p^e$ e $\delta \varepsilon_q^e$ rispettivamente.

La rappresentazione matematica della superficie di snervamento $f(\sigma)$, ossia il limite della regione elastica, che separa la regione di spazio interessata dagli stati tensionali finchè non insorgono deformazioni plastiche, è definita matematicamente come segue:

$$\begin{aligned} f(\sigma) < 0 & \quad \text{comportamento elastico} \\ f(\sigma) = 0 \quad e \quad \delta f = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \delta \sigma < 0 & \quad \text{comportamento elastico} \\ f(\sigma) = 0 \quad e \quad \delta f = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \delta \sigma = 0 & \quad \text{comportamento elasto - plastico} \\ f(\sigma) < 0 & \quad \text{stato tensionale non ammissibile} \end{aligned}$$

L'incremento della deformazione plastica $\delta \varepsilon^p$ si verifica solo quando lo stato di sollecitazione coincide con la superficie di snervamento. Per essere in grado di calcolare le deformazioni plastiche, si ipotizza che esista una funzione di potenziale plastico $g(\sigma)$, il cui gradiente fornisce la direzione della deformazione plastica. In campo elasto-plastico si definisce la regola del flusso che lega gli incrementi tensionali a quelli deformativi definita da:

$$\{\delta\varepsilon^p\} = \mu \frac{\partial g(\{\sigma\})}{\partial \sigma} \quad (32)$$

dove μ è un moltiplicatore scalare e $g(\sigma)$ è la funzione di potenziale plastico, di cui è necessario conoscere solo il gradiente e non il valore.

La matrice di rigidezza elasto-plastica può essere valutata combinando la definizione di elasto-plasticità $\delta\varepsilon = \delta\varepsilon^e + \delta\varepsilon^p$ con quella di matrice di rigidezza elastica $\{\delta\sigma\} = [D]\{\delta\varepsilon^e\}$, ottenendo la seguente formulazione:

$$\delta\sigma = \left[D - \frac{[D] \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [D]}{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [D] \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \right] \{\delta\varepsilon\} = [D]^{ep} \{\delta\varepsilon\} \quad (33)$$

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb stabilisce una relazione tra la resistenza a taglio disponibile su una superficie di scorrimento (τ) e la sollecitazione normale che agisce su questo piano (σ) in funzione delle caratteristiche del materiale. L'espressione, scritta in termini di tensioni efficaci, è la seguente:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (34)$$

dove c' e φ' sono coesione e angolo di attrito. Nel modello di Mohr-Coulomb l'espressione della superficie di snervamento fornita in funzione di sforzo medio efficace e deviatore è data da:

$$f(\sigma) = f(p', q) = q - Mp' \quad (35)$$

dove M è un valore dipendente dalle proprietà del materiale e può essere correlato all'angolo di attrito del materiale:

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (36)$$

Infine, si definisce la regola di flusso e il meccanismo di deformazione plastica allo stato di sollecitazione corrente, attraverso la seguente funzione:

$$g(\sigma) = g(p', q) = q - M^* p' + k = 0 \quad (37)$$

dove k è una variabile arbitraria e M^* è la pendenza della funzione di potenziale plastico del modello e rappresenta la dilatanza.

$$M^* = \frac{6 \sin \psi'}{3 - \sin \psi'} \quad (38)$$

con ψ angolo di dilatanza. Gli incrementi di deformazione plastica sono normali alla funzione potenziale e risultano:

$$\begin{pmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{pmatrix} = \mu \begin{pmatrix} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial g}{\partial p'} \end{pmatrix} = \mu \begin{pmatrix} -M^* \\ 1 \end{pmatrix} \quad (39)$$

e il loro rapporto fornisce la direzione del vettore di deformazione:

$$\begin{pmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{pmatrix} = -M^* \quad (40)$$

In questo modo risulta univocamente definita la matrice di rigidità elastico-plastica:

$$[D]^{ep} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} - \frac{1}{kMM^* + 3G} \begin{bmatrix} MM^*K^2 & 3M^*GK \\ -3MGK & 9G^2 \end{bmatrix} \quad (41)$$

Il software RS2 implementa le equazioni del modello di Mohr Coulomb relative a superficie di snervamento e a potenziale plastico nel seguente modo:

$$f_s = -\frac{I_1}{3} \sin(\varphi) + \sqrt{J_2} \left[\cos(\theta) + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\theta) \sin(\varphi) \right] - c * \cos(\varphi) \quad (42)$$

$$g_s = -\frac{I_1}{3} \sin(\varphi_{dil}) + \sqrt{J_2} \left[\cos(\theta) + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\theta) \sin(\varphi) \right] - c * \cos(\varphi) \quad (43)$$

dove:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (44)$$

$$J_2 = (s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (45)$$

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2 \quad (46)$$

$$s_i = \sigma_i - \frac{I_1}{3} \quad (47)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (48)$$

La valutazione della stabilità del pendio tramite analisi FEM viene effettuata grazie al metodo chiamato *Shear Strength Reduction* che consente il calcolo di un fattore di riduzione della forza critica per il modello, coincidente con il fattore di sicurezza del pendio. Il fattore di sicurezza è definito come il "rapporto tra la resistenza al taglio effettiva del terreno e la resistenza al taglio richiesta per prevenire il cedimento" o "il fattore con il quale la resistenza al taglio del suolo deve essere ridotta per portare un pendio a rottura" (Duncan, 1996). Nell'applicazione del metodo, i parametri di resistenza del pendio sono ridotti di un certo fattore (SRF) e successivamente viene effettuato il calcolo delle tensioni sugli elementi finiti; questo processo viene ripetuto per diversi valori del fattore di riduzione della resistenza, fino a quando il modello diventa instabile (i risultati dell'analisi convergono); si determina il fattore di riduzione della resistenza critica (SRF critico) o fattore di sicurezza del pendio.

Nella tecnica degli elementi finiti SSR, quindi, le resistenze al taglio del materiale, considerando un comportamento elasto-plastico, vengono progressivamente ridotte fino al raggiungimento del collasso. Considerando il criterio di Mohr-Coulomb e riducendolo del fattore F si ottiene:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \varphi'}{F} \quad (49)$$

da cui:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan \varphi' \quad (50)$$

dove:

$$c^* = \frac{c'}{F} \text{ e } \varphi' = \arctan \left(\frac{\tan \varphi'}{F} \right) \quad (51)$$

Nel caso esaminato, in base alle proprietà di deformazione e resistenza stabilite per i materiali costituenti il pendio, una volta che l'analisi risulta terminata si registra la deformazione totale massima, in seguito si incrementa il valore di F e si

rivalutano i parametri del materiale secondo Mohr-Coulomb, con i quali si ottiene una nuova deformazione totale massima. Il processo è iterato incrementando sistematicamente F , fino a quando il modello FEM non converge a una soluzione, ovvero continua a ridurre la resistenza del materiale fino a quando il pendio non si instabilizza, situazione a cui corrisponde il valore F critico, che rappresenta il fattore di sicurezza del pendio. In caso di pendio instabile, i valori dei fattori di sicurezza devono essere ridotti finché il modello FEM non converge a una soluzione.

3.2. Analisi FEM: risultati

Le analisi condotte per lo studio della stabilità di versanti in bimrock, caratterizzato dalla presenza di inclusioni ellissoidali, con asse maggiore orientato a 90° , hanno prodotto risultati valutati in termini di fattore di sicurezza, sforzi di taglio e volumi coinvolti nel fenomeno di instabilità. Mentre il fattore di sicurezza complessivo, indice della stabilità del pendio, viene identificato tramite la tecnica SSR di riduzione dei parametri di resistenza al taglio, per i volumi mobilizzati il criterio adottato per la loro definizione si basa sull'identificazione della porzione dell'area interessata dalle massime deformazioni di taglio al termine dell'analisi. Inizialmente è stato valutato il modello costituito da sola matrice, che rappresenta il termine di confronto per tutte le successive analisi, nonché lo scenario consueto che viene assunto nella soluzione dei problemi geotecnici trascurando la presenza delle inclusioni. Come si può notare dalla Tabella 3-2, il valore del fattore di sicurezza riportato indica che il pendio non si trova in condizioni di sicurezza, mentre, per quanto riguarda il volume, valutando le deformazioni di taglio massime, l'area interessata dal fenomeno coinvolge quasi tutta l'altezza del pendio e tende a formare una superficie di scivolamento circolare profonda (Figura 3-14).

MATRICE ISOTROPA	
SF	Volume m ³ /m
0,94	1302

Tabella 3-2: Valori di SF e volume coinvolto per il modello costituito da sola matrice valutato con analisi FEM.

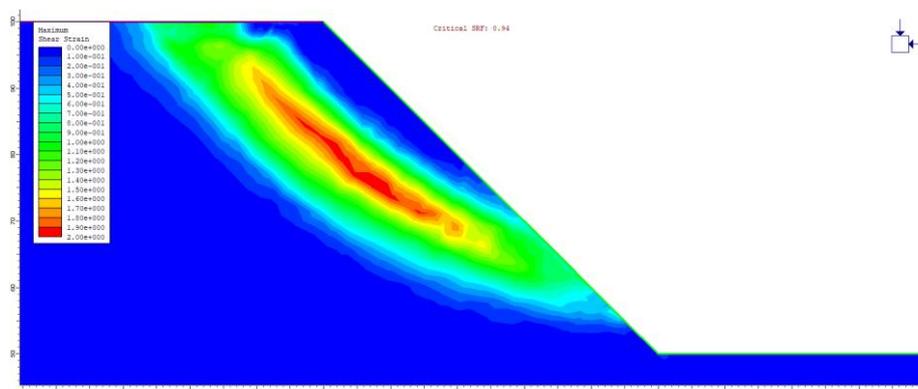


Figura 3-14: Risultato dell'analisi FEM in termini di deformazioni a taglio massime valutate nel modello costituito da sola matrice.

Secondo quanto indicato in letteratura, la presenza dei blocchi viene considerata rilevante per percentuali comprese tra 25% e 70%. Si è così proceduto alla valutazione dei quattro casi principali, caratterizzati da valori di VBP pari a 25%, 40%, 55% e 70%. Per ognuno di essi vengono effettuate 15 estrazioni, grazie all'ausilio del codice Matlab, che permettono di realizzare i modelli, differenziabili in base a dimensione e posizione dei blocchi all'interno del pendio.

Di seguito vengono riportati i risultati, in termini di fattore di sicurezza e volume coinvolto, ottenuti per il caso specifico dei modelli aventi percentuale volumetrica di blocchi VBP pari al 25%, valore minimo fissato per le analisi (Tabella 3-3).

MATRICE ISOTROPA VBP=25%		
Estrazione	SF	Volume m ³ /m
1	0,995	653
2	1,01	653
3	1,01	826
4	0,96	1184
5	0,95	1172
6	0,97	923
7	1,07	606
8	0,88	998
9	0,9	1068
10	0,97	1102
11	0,87	1180
12	0,92	1067
13	1,04	1223
14	0,95	457
15	0,89	1001

Tabella 3-3: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=25%, valutati con analisi FEM.

I valori dei fattori di sicurezza ricavati dalle analisi FEM variano tra un minimo di 0,87 e un massimo di 1,07; i dati ottenuti presentano SF simili a quelli relativi al primo modello costituito da sola matrice, rispetto al quale si può notare un lieve aumento in termini di fattore di sicurezza fatta eccezione per 5 casi che hanno prodotto SF inferiori. Questo fatto può essere associato alle particolari caratteristiche geometriche dei cinque casi aventi $SF < 0,94$; questi infatti presentano una collocazione sfavorevole dei blocchi che vincolano la superficie di rottura ad assumere un andamento verticale a monte del pendio, scenario che risulta associabile a quello classico caratterizzato dalla presenza di un giunto di trazione (Figura 3-15).

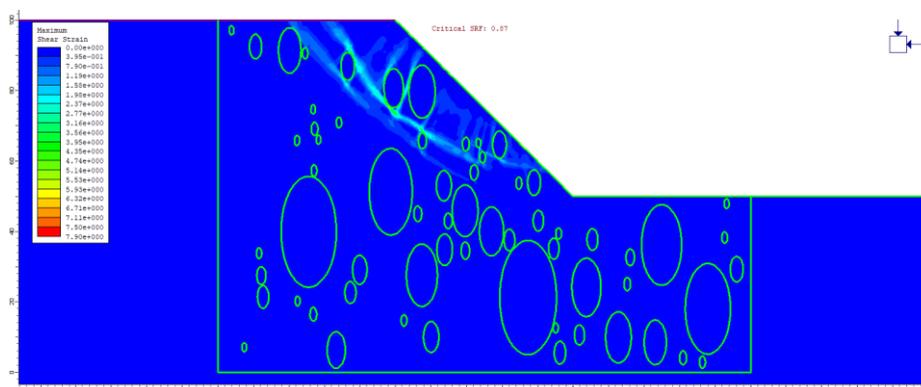


Figura 3-15: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=25%.

Per quanto riguarda il calcolo del volume mobilizzato, il criterio adottato, basato sulla definizione della porzione dell'area interessata dalle massime deformazioni di taglio, sono stati ottenuti valori inferiori rispetto a quello dell'unico modello di matrice e variabili tra 457 m³/m e 1223 m³/m (Tabella 3-3).

SF			Volume m ³ /m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,959	0,960	0,060	941	1001	245

Tabella 3-4: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=25%.

In Tabella 3-4 vengono riportati i valori di media, mediana e deviazione standard, desunti dalla valutazione statistica dei dati ottenuti dalle 15 analisi, da cui è possibile osservare come risulti validata l'assunzione secondo cui, in genere, si assiste a una crescita di resistenza meccanica del pendio con la presa in considerazione delle inclusioni, ma tale aumento appare poco marcato in corrispondenza di valori di VBP bassi, appartenenti a un range del 20%-30%, secondo quanto affermato da Medley e Sanz (2004), Irfan e Tang (1993) e Barbero et al. (2006). Facendo particolare riferimento ai valori di massima deformazione di taglio, è importante notare che in tutti i casi le deformazioni si sviluppano nella matrice e mai all'interno dei blocchi; questo determina una perdita della circolarità della superficie di rottura e un incremento della tortuosità, variabile a seconda della posizione e della dimensione dei blocchi. A titolo di esempio, in Figura 3-16, si riporta una delle rappresentazioni delle massime deformazioni a taglio, dove si evidenziano i cambiamenti in termini di tortuosità della superficie di rottura rispetto al caso semplice di sola matrice.

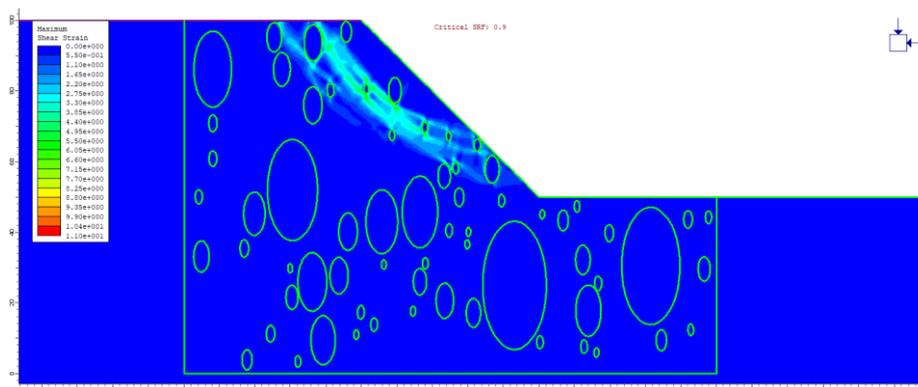


Figura 3-16: Massime deformazioni di taglio del modello relativo alla 9° estrazione con VBP=25%.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per modelli aventi percentuale volumetrica di blocchi VBP=40%, relativi FS, volumi mobilizzati, valori medi, mediani e della deviazione standard (Tabella 3-5 e Tabella 3-6).

MATRICE ISOTROPA VBP=40%		
Estrazione	SF	Volume m ³ /m
1	0,93	933
2	1	892
3	0,98	434
4	0,92	434
5	0,88	785
6	0,95	759
7	0,87	1092
8	0,95	794
9	1	679
10	0,92	1090
11	1,01	636
12	0,93	884
13	0,92	696
14	1,05	397
15	0,95	806

Tabella 3-5: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=40%, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m ³ /m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,951	0,950	0,049	754	785	216

Tabella 3-6: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=40%.

Il fattore di sicurezza varia tra 0,87 e 1,05. Considerando una percentuale volumetrica più elevata, pari al 40%, sussiste ancora una forte variabilità nei risultati; in alcuni modelli c'è una variazione significativa del fattore di sicurezza rispetto alla matrice, in altri questa variazione è meno marcata. Anche in questo caso, per 5 modelli sono stati riscontrati valori di FS inferiori rispetto al caso di sola matrice; inoltre è possibile constatare come l'aumento della VBP non sia ancora sufficiente a determinare un considerevole incremento della resistenza complessiva del materiale. Tuttavia, facendo riferimento alla massima deformazione di taglio, è importante notare che in tutti i casi le deformazioni si sviluppano nella matrice e mai all'interno dei blocchi, con conseguente aumento della tortuosità della superficie di rottura, se pur poco elevato. Dall'osservazione dei volumi mobilitati (Tabella 3-5), compresi tra $396 \text{ m}^3/\text{m}$ e $1091 \text{ m}^3/\text{m}$, è evidente come una maggiore percentuale di blocchi all'interno del pendio riduca la superficie dell'area coinvolta dal fenomeno.

Aumentando ulteriormente la percentuale volumetrica di blocchi, fino ad arrivare al 55%, è evidente il cambiamento del comportamento meccanico del bimrock sia in termini di FS che di volume coinvolto (Tabella 3-7 e Tabella 3-8). I valori del fattore di sicurezza minimo e massimo sono rispettivamente pari a 0,9 e 1,18 e, nonostante anche in questo caso 5 di essi risultino inferiori al valore del modello con $VBP = 0\%$, pari a 0,94, tale discrepanza è giustificata dall'assetto geometrico dei blocchi sul pendio. Il valore medio, prossimo all'unità, ne mette in evidenza un incremento significativo. Analizzando le deformazioni massime a taglio, i volumi coinvolti sono variabili tra $415 \text{ m}^3/\text{m}$ e $953 \text{ m}^3/\text{m}$. Risulta evidente la loro diminuzione in funzione dell'aumento di VBP, e l'aumento della tortuosità della superficie che non può più essere considerata circolare.

MATRICE ISOTROPA VBP=55%		
Estrazione	SF	Volume m³/m
1	0,9	524
2	0,93	588
3	1,03	610
4	0,97	800
5	1	953
6	1,02	577
7	1,18	585
8	1,05	415
9	0,91	674
10	0,9	538
11	0,92	669
12	1	512
13	0,98	574
14	1,03	662
15	1,07	593

Tabella 3-7: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=55%, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m³/m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,993	1	0,076	618	588	127

Tabella 3-8: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=55%.

Infine, facendo riferimento al limite massimo associabile alla presenza di blocchi nel pendio, pari al 70% come riscontrato in letteratura, si osserva un notevole incremento di resistenza desumibile dai valori di FS, variabili tra 1,04 e 1,37, e quelli di volume mobilitato compresi tra 327 m³/m e 999 m³/m (Tabella 3-9 e Tabella 3-10). L'elevato contenuto di blocchi più resistenti della matrice fa sì che la tortuosità della superficie di rottura, sviluppata lungo i perimetri delle inclusioni, aumenti notevolmente, e che i volumi coinvolti, desunti dalle deformazioni massime di taglio, decrescano rispetto ai precedenti casi.

In Figura 3-17 si riporta l'andamento delle massime deformazioni di taglio relative al modello 11 con VBP = 70%; la presenza di una percentuale maggiore di blocchi incrementa la tortuosità della superficie di scorrimento.

MATRICE ISOTROPA VBP=70%		
Estrazione	SF	Volume m ³ /m
1	1,16	660
2	1,04	574
3	1,07	839
4	1,22	999
5	1,04	468
6	1,37	327
7	1,24	936
8	1,09	710
9	1,15	594
10	1,26	355
11	1,09	367
12	1,3	700
13	1,17	429
14	1,23	340
15	1,31	355

Tabella 3-9: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=70%, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m ³ /m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
1,183	1,170	0,104	577	574	225

Tabella 3-10: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=70%.

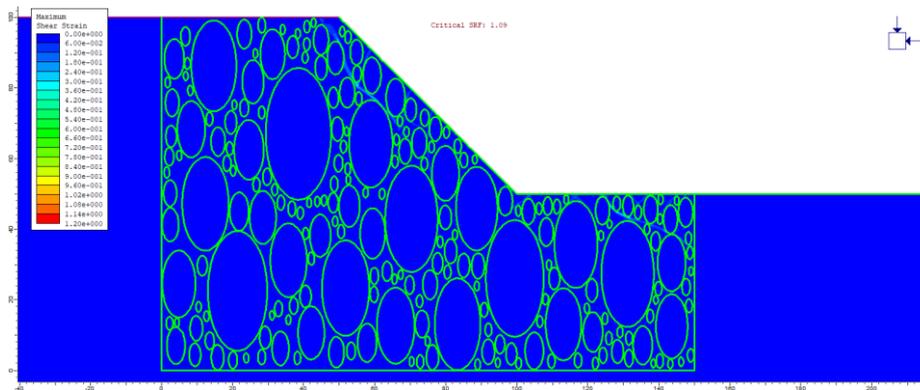


Figura 3-17: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=70%.

Tutti i risultati delle analisi relative alle massime deformazioni di taglio sono riportati in ALLEGATO B.

3.2.1. Osservazioni e confronto dei risultati

Al fine di valutare in che modo la percentuale volumetrica dei blocchi influenza il comportamento meccanico del pendio, i dati ottenuti per le quattro casistiche trattate sono stati comparati come mostrato in Figura 3-18 e in Figura 3-19.

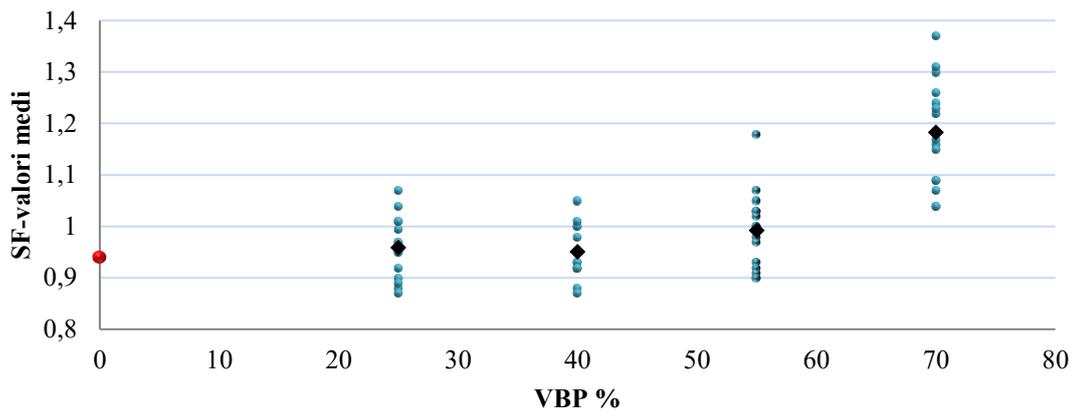


Figura 3-18: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS in funzione di VPB%.

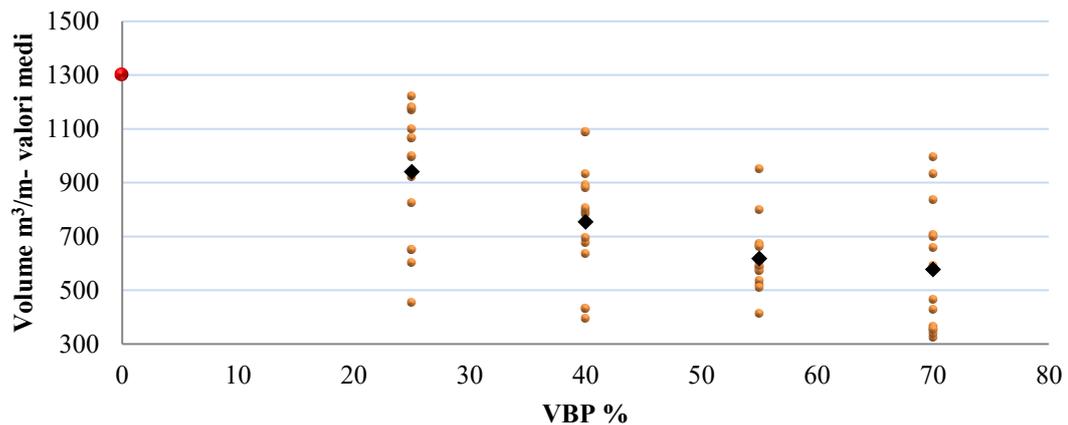


Figura 3-19: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati in funzione di VPB%.

I risultati delle simulazioni confermano che, all'aumentare della VBP si osserva un significativo incremento del FS e i volumi coinvolti dall'instabilità tendono a

diminuire, come riscontrato negli studi condotti sui bimrock presenti in letteratura (Lindquist, 1994; Barbero et al. 2006; Napoli et al., 2018). Per valori di VBP tra il 25% e il 40%, tale aumento non risulta particolarmente marcato, a differenza delle analisi effettuate con VBP pari al 55% e al 70%. I valori delle deviazioni standard ottenuti sono indice di una notevole dispersione dei dati, giustificata dalle diverse dimensioni e posizioni dei blocchi caratteristiche di ognuna delle 15 configurazioni geometriche esaminate per ciascun valore di VBP fissato. Tali caratteristiche incidono sulla stabilità dei versanti e, per i materiali eterogenei quali i bimrock, sulla tortuosità delle superfici di scivolamento. Pertanto, l'uso di un approccio stocastico, piuttosto che deterministico, sembra essere particolarmente appropriato per lo studio di questi materiali. Come affermato nei capitoli precedenti, viene dimostrato che il ricorso a modellazioni semplificate, che trascurano la presenza dei blocchi assegnando a tutto il bimrock le caratteristiche della sola matrice, comporta una sottostima dei fattori di sicurezza, e di conseguenza un'errata previsione delle posizioni e degli andamenti delle superfici di scivolamento, a cui corrisponde una sovrastima generale dei volumi mobilitati, tanto più significativa quanto più elevate sono le VBP. Inoltre, tale semplificazione non sempre rappresenta la scelta maggiormente cautelativa; come riscontrato per alcune configurazioni particolari infatti, a causa di un assetto geometrico sfavorevole dei blocchi, è possibile che i valori di FS siano inferiori rispetto al caso relativo al pendio costituito da sola matrice.

4. INFLUENZA DELL'ANISOTROPIA

Per studiare come l'anisotropia della matrice può influenzare il comportamento meccanico della roccia, si è fatto riferimento ai risultati desunti da analisi di laboratorio, in particolar modo all'applicazione del *block punch index test*. È stata dimostrata l'esistenza di una forte correlazione tra il block punch index test, la resistenza a compressione monoassiale e la resistenza del materiale in condizioni anisotrope.

La determinazione dei parametri di input necessari alla classificazione delle rocce, parte dai dati ottenuti da prove di laboratorio; uno dei parametri fondamentali risulta senza dubbio la resistenza a compressione monoassiale (UCS). Si tratta di un test classico che richiede un'elevata qualità dei provini, che spesso non possono essere confezionati in maniera ottimale a causa della debolezza, della stratificazione, e della fratturazione della roccia. Allo scopo di superare tale limite, è stata considerata la possibilità di utilizzare un semplice apparato per la misura della resistenza a taglio diretto dei campioni di roccia. Mazanti e Sowers (1965) e Stacey (1980) hanno affermato che la resistenza al taglio di rocce stratificate può essere valutata realizzando i provini aventi forma di dischi sottili; Taselaar (1982) e Van der Schrier (1998) hanno studiato come, la metodologia più efficace per caratterizzare meccanicamente materiali con comportamento anisotropo, sia il *block punch index test*, realizzando provini di 10 mm di spessore e 40 mm di diametro. Mediante questa tecnica, Ulusay e Gokceoglu (1997) sono stati i primi a valutare le caratteristiche di resistenza dei provini considerando anche gli effetti di forma in termini di spessore e diametro; questi autori hanno stabilito una correlazione tra la resistenza, ottenuta dai risultati della prova, e l'angolo formato dalla direzione di applicazione del carico e i piani di debolezza, per provini in roccia stratificata. In questo modo è stato possibile stabilire una misura dell'anisotropia come il rapporto tra il massimo e il minimo valore di BPI.

4.1. Block punch index test BPI

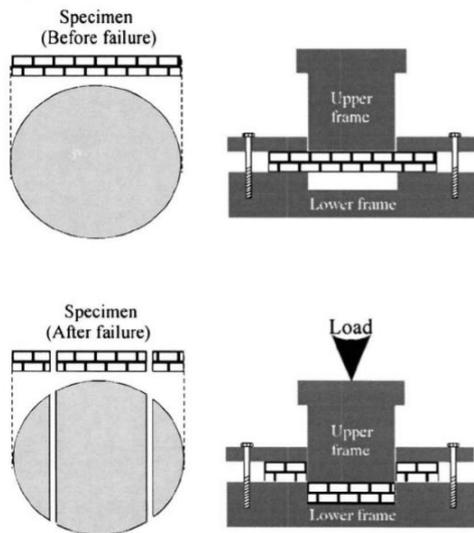


Figura 4-1: Struttura della macchina per la valutazione del block punch index test (BPI) [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

L'apparecchiatura utilizzata per lo studio condotto da Ulusay e Gokceoglu (1997) è riportata in Figura 4-1. Il provino di roccia, a forma di disco e dello spessore di 5-10 mm, viene posizionato sull'apparecchio di taglio mentre l'intero complesso viene inserito nella classica macchina per la prova di compressione. Il carico di compressione induce nel provino una rottura per taglio doppio e la variazione di resistenza può essere misurata effettuando la prova secondo differenti orientazioni.

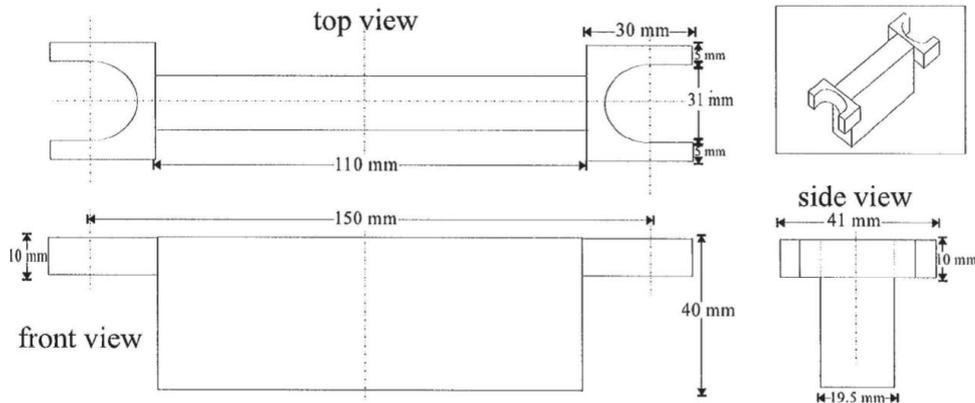


Figura 4-2: Blocco punzonante per l'apparecchiatura del block punch index test [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

L'applicazione del carico avviene per mezzo di tre lastre di acciaio temprato, delle quali due costituiscono il supporto base, dove il provino viene posizionato e serrato alle estremità per mezzo di barre d'acciaio, mentre la terza corrisponde a un

blocco rigido rettangolare, con funzione punzonante, che passa tra i due blocchi con una distanza di 0,25 mm e solleva il provino. La larghezza del blocco di punzonamento è circa 19,5 mm a seconda del diametro delle colonne del telaio dell'apparecchiatura usata (Figura 4-2). Il carico viene progressivamente incrementato finché il provino giunge a rottura nell'arco di 10-60 s.

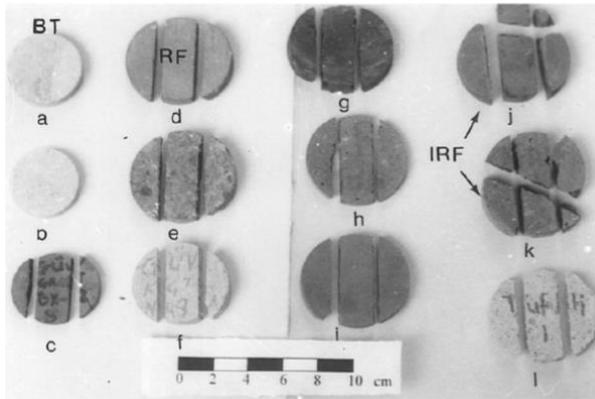


Figura 4-3: Condizione dei provini prima e dopo il BPI: fratture regolari e irregolari [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

La rottura avviene secondo due piani paralleli in cui lo sforzo normale risulta nullo mentre lo sforzo di trazione, causato dal momento flettente, è ridotto al minimo. Una volta raggiunta la rottura, in corrispondenza della quale si registra il valore del carico applicato, il campione risulterà diviso in tre parti: due esterne fisse all'apparecchio e una interna punzonata.

Il test risulta invalidato se i piani di rottura sono assenti o non completamente sviluppati (Figura 4-3). L'indice BPI è definito come:

$$BPI = \frac{10^{-3}F}{A} [MPa] \quad (1)$$

dove F rappresenta il carico di rottura e A la superficie su cui si è manifestata la rottura per taglio. Il termine A dipende dallo spessore e dal diametro del disco secondo la seguente relazione:

$$A = 4t(r^2 - 95,1)^{0,5} \cdot 10^{-6} \quad (2)$$

4.1.1. Valutazione degli effetti di forma

Come introdotto precedentemente, Ulusay e Gokceoglu (1997) hanno effettuato il loro studio fornendo una valutazione degli effetti di forma dei provini testati. Sono state realizzate due prove differenti per ottenere i valori di BPI e UCS su una serie di campioni provenienti da diverse zone della Turchia. Per tenere in considerazione gli effetti di forma dei provini, questi sono stati realizzati con differenti spessori ($t = 5-10$ mm) e diametri ($D = 42-54$ mm). Dalle prove risultava un aumento del BPI all'aumentare delle dimensioni del disco, così come è prassi nell'UCS e nel point-load test. Inoltre solo un numero di provini, di spessore 5-10 mm, compreso tra il range 1-10% del numero totale di provini analizzati, aveva prodotto risultati non accettabili, quindi è stato scelto di utilizzare uno spessore standard di 10 mm per il block punch index test. È stata così determinata la relazione lineare tra il carico che porta a rottura un disco dello spessore di 10 mm (F) e lo spessore (t), secondo regressione statistica dei dati sperimentali, ottenendo il fattore di correzione dello spessore:

$$K_t = \frac{F_{10,d}}{F_{t,d}} \quad (3)$$

con $F_{10,d}$ carico richiesto per portare a rottura il provino standard e $F_{t,d}$ carico per portare a rottura provini di diversi spessore e diametro. L'andamento di K_t in funzione dello spessore è stato ricavato da una legge di potenza con coefficiente di correlazione r di 0,89 ($r^2 = 0,79$) espresso secondo quanto segue:

$$K_t = 14,7 t^{-1,1672} \quad (4)$$

Per valutare come le dimensioni del diametro influenzavano i risultati delle prove è stato definito il diametro standard pari a 50 mm. Dai dati ottenuti è stato desunto il fattore di correzione del diametro:

$$K_d = \frac{F_{10,50}}{F_{10,d}} \quad (5)$$

con $F_{10,50}$ carico necessario per portare a rottura un provino standard di spessore 10 mm e diametro 50 mm e $F_{10,d}$ carico necessario per portare a rottura un provino standard di spessore 10 mm e diametro qualsiasi. Dalle analisi di regressione dei dati è stato stabilito che la legge di potenza era quella che meglio approssimava la relazione tra il fattore di correzione K_d e il diametro:

$$K_d = 211,5 D^{-1,3687} \quad (6)$$

con coefficienti di correlazione r paria 0,88 ($r^2 = 0,78$).

Applicando entrambi i coefficienti di correzione è stato ottenuto il seguente carico a rottura per il block punch index test:

$$F_{10,50} = K_t K_d F_{t,d} \quad (7)$$

Normalizzando rispetto all'area A , superficie su cui si manifesta il taglio per provini standardizzati di $D = 50$ mm e $t = 10$ mm sono state ottenute le seguenti relazioni:

$$BPI_{10,50} = \frac{K_t K_d F_{t,d}}{A_{10,50}} = \frac{10^{-3} F_{10,50}}{A_{10,50}} [MPa] \quad (8)$$

e

$$BPI_{10,50} = \frac{(14,7 t^{-1,1672})(211,5 D^{-1,3687})(F_{t,d} \times 10^{-3})}{221 \times 10^{-6}} [MPa] \quad (9)$$

da cui:

$$BPI_S = 3376 D^{-1,3687} t^{1,1672} F_{t,d} \quad (10)$$

che rappresenta la formulazione per esprimere il valore di BPI corretto secondo i fattori di forma inerenti spessore e diametro.

Di seguito si riportano i grafici esplicativi della variazione di BPI, prima e dopo l'applicazione delle correzioni, in funzione dello spessore e del diametro dei provini, per un particolare tipo di marna (Figura 4-4).

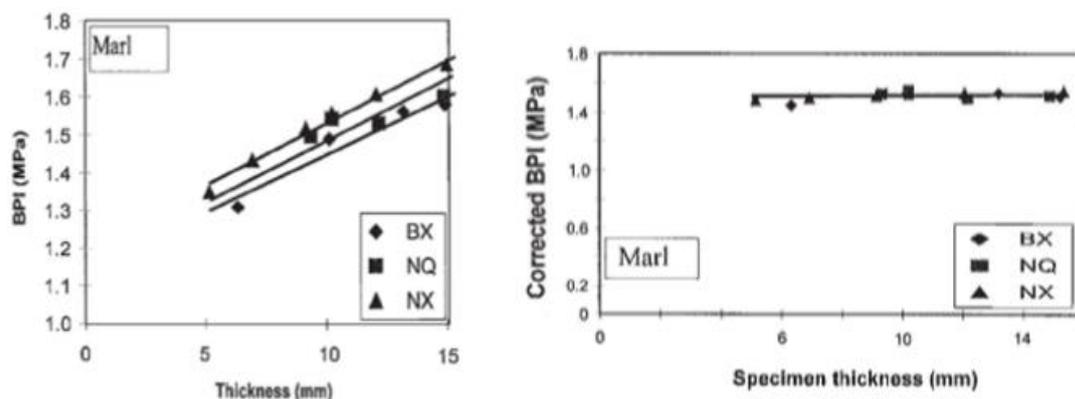


Figura 4-4: Variazione di BPI non corretto e di BPI corretto in funzione di spessore e diametro [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

4.1.2. BPI come parametro per la classificazione meccanica delle rocce

Lo studio proposto da Ulusay e Gokceoglu (1997) è stato condotto analizzando differenti tipi di rocce provenienti da diverse zone della Turchia per effettuare le due prove: il block punch index e la prova di resistenza a compressione monoassiale. Per la valutazione dell'anisotropia sono stati preparati provini di marna, una roccia sedimentaria, realizzati secondo la specifica orientazione dei piani di stratificazione. Dalla marna in esame sono stati realizzati 489 provini, di cui 154 orientati, per il BPI test e 62 per l'UCS test. I risultati ottenuti hanno evidenziato come i valori di BPI, calcolati in corrispondenza del carico necessario a portare il provino a rottura, variavano in funzione delle dimensioni del disco di materiale, in particolar modo dello spessore e del diametro. Per tenere conto di questi aspetti sono stati valutati dei fattori di correzione al fine di ottenere in maniera più realistica il BPI, definendone una formulazione analitica. In questo modo è stato possibile osservare una correlazione tra i valori di UCS e di BPI, dimostrando come il BPI rappresenti un buon parametro di input per la

classificazione meccanica delle rocce. La relazione in questione, di tipo lineare, è stata desunta mediante regressione statistica di dati sperimentali e corrisponde a:

$$UCS = 5,5 BPI_S \quad (11)$$

Dove con BPI_S si intende il block punch index corretto mediante i fattori che tengono conto di spessore e diametro dei provini. Le analisi statistiche hanno dimostrato che, fatta eccezione per alcuni tipi rocce, assumendo un rapporto tra UCS e BPI_S pari a 5,5, l'errore commesso nella stima di UCS da BPI_S risultava pari al 16%, motivo per cui scegliere BPI come indice di resistenza delle rocce nella loro classificazione meccanica poteva essere considerata una scelta accurata, soprattutto per rocce di scarsa resistenza (Figura 4-5).

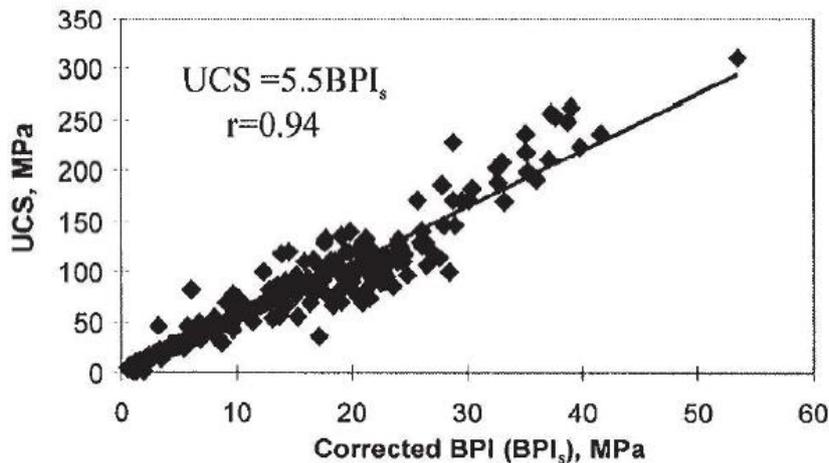


Figura 4-5: Relazione tra UCS e BPI ricavata dallo studio in questione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

Considerando i sistemi di classificazione geomeccanica di Bieniawski (1989) e Unal (1996), relativi alla valutazione dell'RMR e dell'M-RMR, e considerandone il range di variazione normalizzando per il fattore di conversione delle resistenze assunto, pari a 5,5, è stato possibile ottenere una buona rappresentazione del BPI (Figura 4-6).

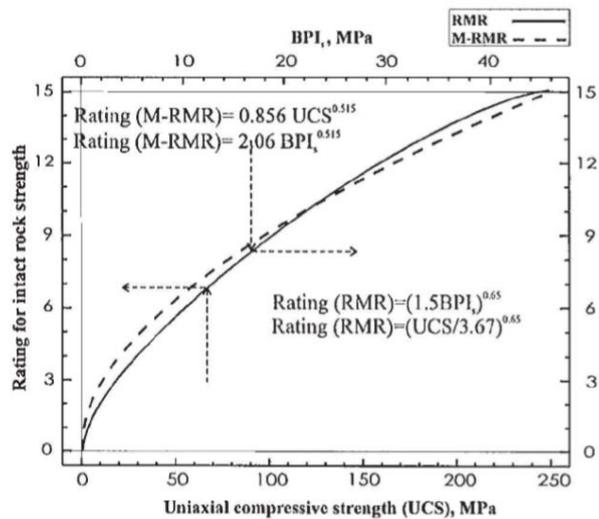


Figura 4-6: Valutazione di BPI e UCS per RMR e M-RMR [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

4.2. Indice di anisotropia e stima della resistenza

In una roccia con comportamento anisotropo, la valutazione della resistenza viene effettuata definendone i valori minimo e massimo, corrispondenti rispettivamente alla situazione in cui la rottura avviene nelle direzioni normale e parallela ai piani di stratificazione o di clivaggio. Il loro rapporto può essere considerato come la massima resistenza in condizioni anisotrope.

Alcuni autori come Stacey (1980) e Taselaar (1982, in van der Schrier 1988) hanno studiato come resistenza a taglio e BPI, in questi studi valutato senza considerare le correzioni dovute agli effetti di forma, risultavano essere dipendenti dall'angolo tra la direzione di applicazione del carico punzonante e quella dei piani di debolezza di siltite, arenaria e argilla (Figura 4-7). Dal loro lavoro è risultato che la resistenza nella direzione di massima rigidità poteva essere associata a campioni ottenuti per perforazione in direzione sia normale che parallela ai piani di debolezza.

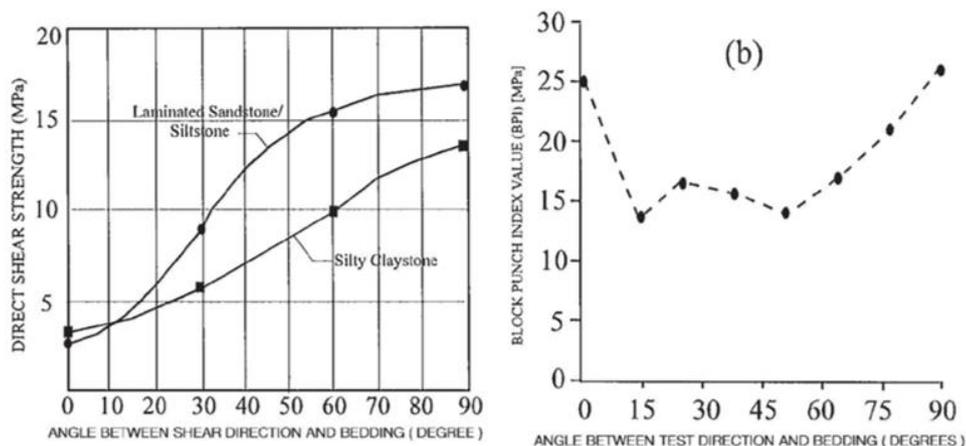


Figura 4-7: Grafici della resistenza al taglio diretta (Stacey 1980) e BPI (Taselaar 1982, in van der Schrier) in funzione dell'angolo tra la direzione di esecuzione della prova e piani di stratificazione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

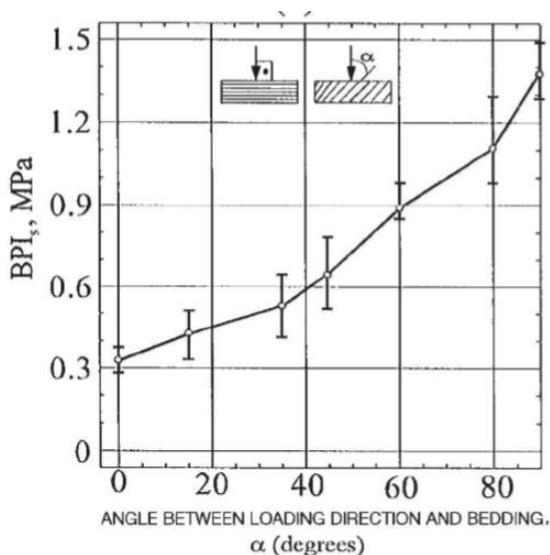


Figura 4-8: BPI in funzione dell'angolo tra la direzione di del carico e piani di stratificazione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].

Per valutare il BPI_s, Ulusay e Gokceoglu (1997) hanno effettuato 22 prove, i cui provini sono stati realizzati confezionando dei dischi ottenuti da campioni di marna lamellare estratti per perforazione. Il risultato dello studio ha prodotto un grafico che dimostra la relazione tra il BPI_s e l'angolo tra la direzione di orientazione del carico e il piano di stratificazione della marna, identificando i valori medi dei dati ottenuti e la loro deviazione standard. Dalla Figura 4-8 si nota

come il valore più alto di resistenza sia quello ottenuto per campioni estratti in direzione normale a quella dei piani di debolezza. Gli autori trovarono il modo di trasformare il BPI_s ottenuto per i provini estratti secondo le diverse orientazioni, in

quello relativo alla direzione di maggior rigidità definendo lo *strength anisotropy transformation factor*:

$$K_{\alpha} = \frac{BPI_{S\ 90}}{BPI_{S\ \alpha}} \quad (12)$$

dove $BPI_{S\ 90}$ era il valore di BPI_S del provino ottenuto effettuando un foro ortogonale ai piani di debolezza (direzione di massima resistenza) e $BPI_{S\ \alpha}$ quello di BPI_S valutato per qualsiasi inclinazione rispetto ai piani di stratificazione.

Come si può notare in Figura 4-9, ogni punto rappresenta la media di 5 valori la cui analisi viene effettuata tramite regressione lineare ottenendo la seguente relazione:

$$K_{\alpha} = 4,24e^{-0,0156\ \alpha} \quad (13)$$

Con un fattore di correlazione r di 0,97 ($r^2=0,94$) per un range di variazione dell'angolo α compreso tra 0° e 90° .

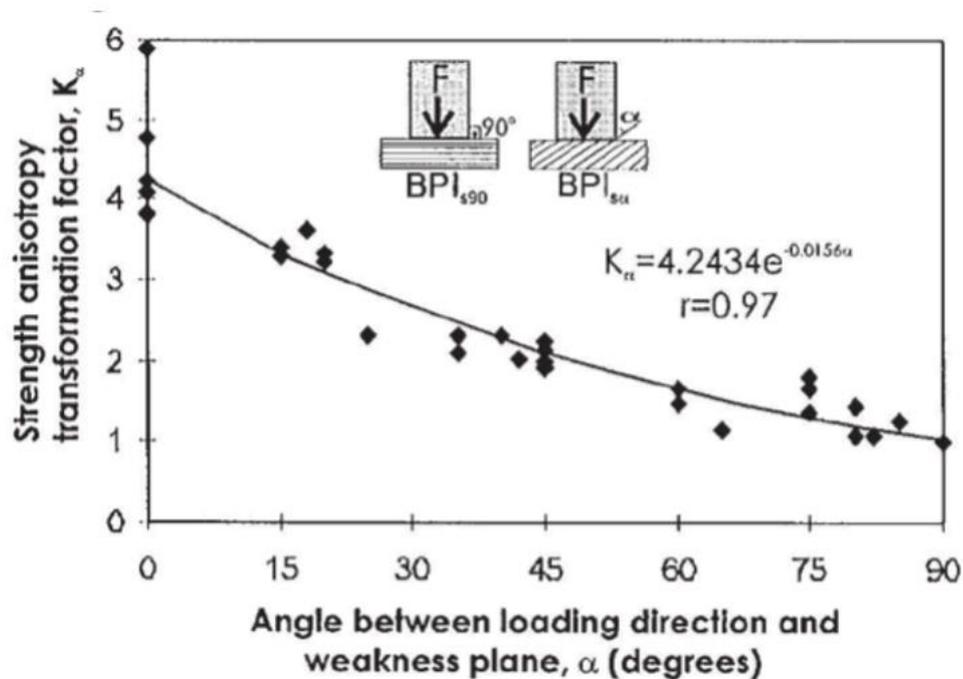


Figura 4-9: Strength anisotropy factor in funzione dell'angolo tra i piani di debolezza e la direzione di applicazione del carico.

Dunque, la relazione valida per le marne studiate dagli autori risulta:

$$BPI_{S90} = 4,24e^{-0,0156 \alpha} BPI_{S\alpha} \quad (14)$$

In questo modo è stata possibile la valutazione della resistenza nella direzione più resistente, per provini aventi diverse angolazioni dei piani di debolezza.

4.3. Stabilità di versante: influenza dell'anisotropia sulle analisi FEM

L'analisi della stabilità dei versanti mediante modellazione numerica tramite il metodo agli elementi finiti FEM, per ognuna delle configurazioni analizzate nel capitolo 3, in base alle estrazioni realizzate secondo l'approccio stocastico per la definizione dei modelli e considerando le quattro percentuali volumetriche dei blocchi, è stata condotta considerando il comportamento anisotropo della matrice. Per simulare le proprietà della matrice, caratterizzata da una tessitura lamellare i cui piani di debolezza conferiscono le caratteristiche anisotrope al materiale costituente il pendio, sono stati definiti dei parametri aggiuntivi nella definizione del modello, tramite l'ausilio del codice RS2.

A tal fine, è stata introdotta una rete di giunti nell'area del modello interessata dalla presenza della matrice nel pendio, utilizzando la funzione *joint network*. Per la definizione delle proprietà geometriche e meccaniche di questi elementi aggiuntivi è stato scelto il modello di giunto chiamato *parallel deterministic*, il quale consente di definire una rete di giunti paralleli con una spaziatura e un orientamento fissi. In questo caso, il termine deterministico si riferisce al fatto che la spaziatura, la lunghezza e la persistenza dei giunti sono assunte come costanti, cioè esattamente definite senza variazione statistica; tuttavia, questo tipo di modello consente la casualità del posizionamento di tutto l'assetto di giunti. L'input è strettamente bidimensionale, l'inclinazione e la spaziatura vengono misurate nel piano della sezione trasversale bidimensionale del modello RS2.

La spaziatura è la distanza perpendicolare tra i piani di giunzione paralleli. Per i modelli analizzati è stato scelto un valore costante pari a 2 m; essa viene misurata nel piano in sezione trasversale bidimensionale, è cioè la spaziatura apparente, ossia quella misurata sul piano di traccia.

L'inclinazione è l'angolo formato dai giunti e dall'asse x del modello, con valori che possono variare tra -90° e 90° e viene fissata pari a -78° ; i valori minimi dei parametri di resistenza sussistono quando l'inclinazione dei giunti rispetto alla direzione della sollecitazione principale massima è orientata di $33^\circ \left(45^\circ - \frac{\varphi_{matrix}}{2}\right)$. Nel caso in esame, la sollecitazione principale massima risulta variabile nell'area definita dal dominio ma, poichè l'obiettivo dell'analisi è quello di valutare la stabilità in corrispondenza delle zone prossime al pendio, si assume che la direzione della sollecitazione sia costante e orientata normalmente rispetto alla direzione del fronte di scavo. In questo modo, per valutare la direzione maggiormente sfavorevole dei giunti, la si assume ruotata di ulteriori 45° e dunque pari a -78° rispetto alla base del modello.

La posizione della rete di giunti è generata casualmente sebbene la spaziatura, l'orientamento e la lunghezza siano fissi. La condizione del giunto nei punti di intersezione con il perimetro esterno consente di specificare che le estremità siano chiuse, ciò significa che la fine del limite del giunto è rappresentata da un solo nodo nella maglia dell'elemento finito, e quindi il movimento relativo non può verificarsi.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche, si è scelto come criterio il *Material dependent*, dunque la resistenza e la rigidità dei giunti vengono assunte dipendenti da quelle della matrice in cui sono inseriti, e rispettano il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. La resistenza del giunto, dipendente dal materiale, è definita in termini di un coefficiente di interfaccia utilizzato come moltiplicatore per la coesione e l'angolo di attrito del materiale circostante e viene applicato secondo le seguenti formulazioni:

$$C_{joint} = C_i * C_{matrix} \quad (15)$$

$$\varphi = \arctan(\tan(\varphi_{matrix}) * C_i) \quad (16)$$

I parametri di resistenza residui sono analogamente determinati da quelli della matrice. Ogni elemento inserito è modellato secondo la rigidezza di molle normali e a taglio che correlano sollecitazioni normali e di taglio sull'elemento, agli spostamenti. La rigidezza del giunto è una proprietà di difficile definizione per cui vengono ricavati alcuni metodi per stimarla, uno dei quali si basa sulle proprietà di deformazione dell'ammasso roccioso e della roccia intatta e sulla spaziatura dei giunti. Supponendo che la deformabilità dell'ammasso sia dovuta a quello della roccia intatta e dei giunti, risulta che:

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_i} \frac{1}{K_n L} \quad (17)$$

dove E_m è il modulo dell'ammasso, E_i è il modulo della roccia intatta, K_n è la rigidezza normale dei giunti e L la loro distanza media. Mentre le rigidezze normali e tangenziali sono definite come segue:

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (18)$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (19)$$

dove G_m è il modulo di taglio dell'ammasso roccioso, G_i è il modulo di taglio della roccia intatta, k_s è la rigidezza a taglio dei giunti, e L la loro distanza media.

Anche per quanto riguarda la rigidezza, questa può essere definita in relazione alle proprietà del materiale circostante, utilizzando un coefficiente di moltiplicazione. Il coefficiente di rigidezza viene applicato come segue per determinare rigidezza normale e di taglio in base al modulo del materiale:

$$K_s = C_s * E_{matrix} \quad (20)$$

$$K_n = 10 * K_s \quad (21)$$

Il giunto si deformerà in base alle sollecitazioni su “campo lontano” e alle tensioni indotte dovute a qualsiasi scavo. Di conseguenza, il campo delle sollecitazioni nelle vicinanze del giunto sarà alterato dalla distribuzione iniziale di quelle generate in punti lontani.

Per la definizione dei coefficienti di riduzione dei parametri nel caso specifico di matrice anisotropa, si è scelto di utilizzare $C = 0,25$, in accordo con gli studi proposti da Resat Ulusay e Candan Gokceoglu (1997), secondo cui lo *strength anisotropy transformation factor* era valutato in funzione della relazione tra il BPI_s (Block punch index test) e α , ossia l'angolo tra la direzione di applicazione del carico e il piano di stratificazione della marna. Come si può osservare dalla Figura 4-9, considerando i piani di maggior debolezza relativi all'inserimento dei giunti, l'angolo α è assunto pari a 0° , che corrisponde a una diminuzione dei parametri del 25%.

Come per le precedenti analisi FEM si è scelto di attribuire un comportamento elastico nella fase iniziale e uno elastoplastico per simulare gli effetti dello scavo. I parametri dei materiali utilizzati sono i medesimi di quelli proposti da Li et al. (2004) in Tabella 2-1. Di seguito viene riportata la rappresentazione grafica del primo modello analizzato corrispondente alla percentuale volumetrica del 25%, dove è possibile osservare le nuove caratteristiche geometriche attribuite (Figura 4-10):

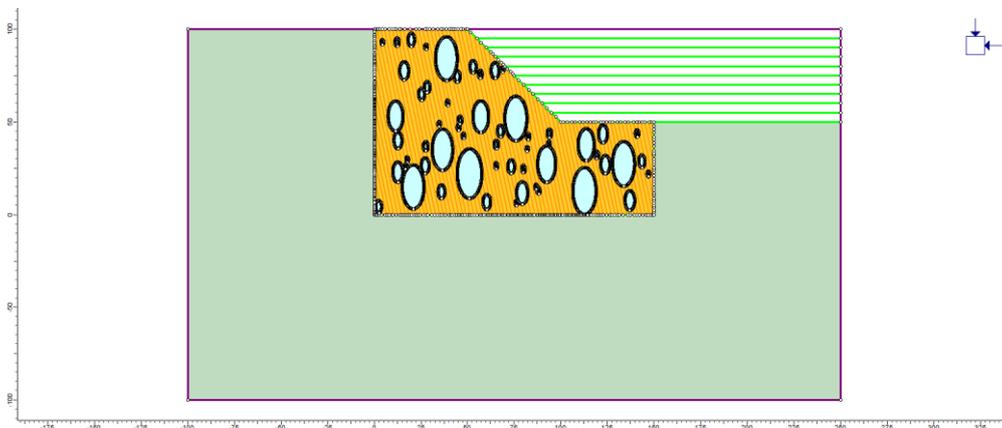


Figura 4-10: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico): definizione geometrica del modello per l'analisi FEM.

Per garantire l'ottimizzazione computazionale, è stata messa appunto una mesh maggiormente performante discretizzando ulteriormente gli elementi costituenti i giunti mediante l'aggiunta di ulteriori vertici, in corrispondenza dei quali viene effettuato il calcolo (Figura 4-11 e Figura 4-12).

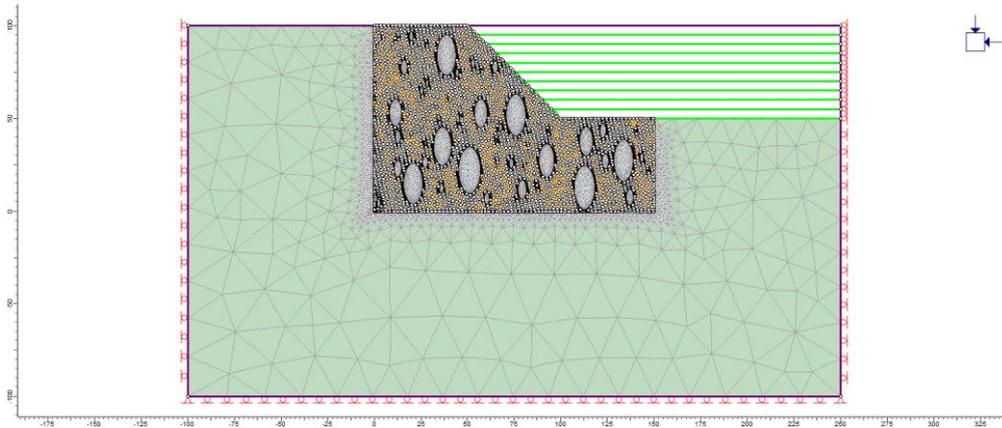


Figura 4-11: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).

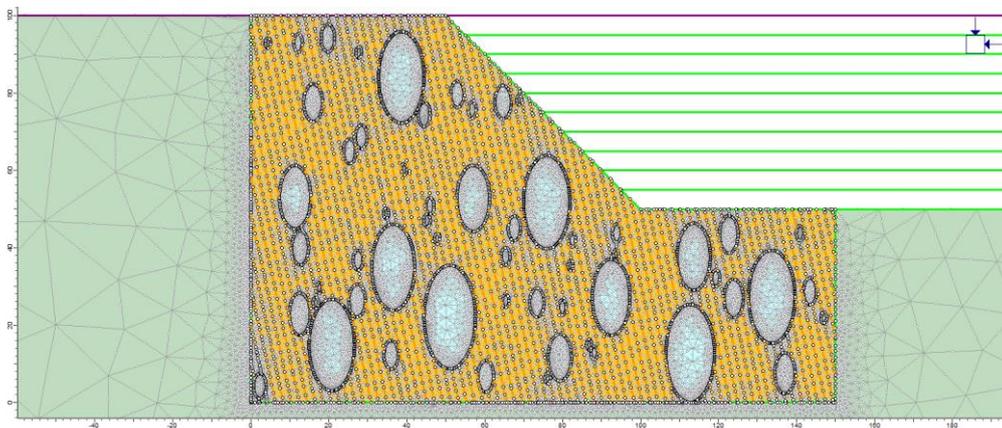


Figura 4-12: Particolare del modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).

4.3.1. Analisi FEM: risultati

In maniera analoga allo studio condotto nel Capitolo 3, è stato analizzato anche il modello di versante costituito da sola matrice con caratteristiche anisotrope; i valori relativi al fattore di sicurezza e ai volumi mobilitati vengono riportati in Tabella 4-1; in

Figura 4-13 invece, sono rappresentate le massime deformazioni di taglio da cui è possibile dedurre il meccanismo di rottura che interessa il versante.

MATRICE ANISOTROPA	
SF	Volume m ³ /m
0,81	1064

Tabella 4-1: Valori di SF e volume coinvolto per il modello costituito da sola matrice valutato con analisi FEM (matrice anisotropa).

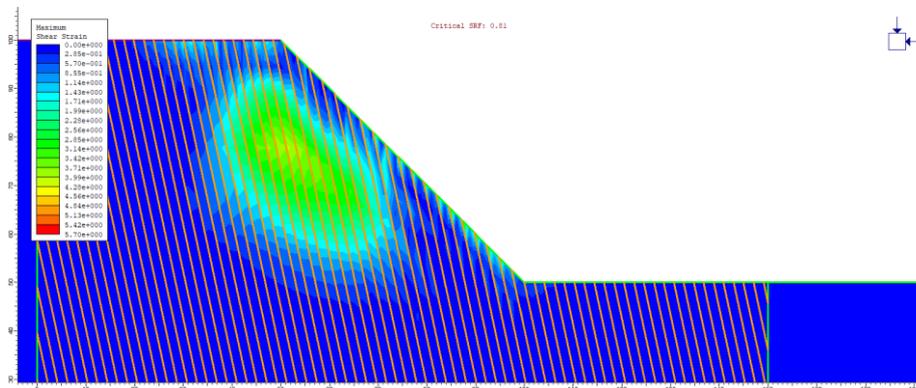


Figura 4-13: Risultato dell'analisi FEM in termini di deformazioni di taglio massime valutate nel modello costituito da sola matrice anisotropa.

Successivamente sono state analizzate le stesse configurazioni eterogenee dei modelli FEM (ottenute facendo riferimento all'approccio stocastico), considerando un comportamento della matrice di tipo anisotropo. Di seguito si riportano i valori

di fattore di sicurezza e volumi coinvolti dal fenomeno di instabilità relativi al caso VBP=25% (Tabella 4-2).

MATRICE ANISOTROPA VBP=25%		
Estrazione	SRF	Volume m³/m
1	0,89	698
2	1	562
3	0,83	672
4	0,9	788
5	0,94	862
6	0,85	525
7	0,97	461
8	0,86	801
9	0,85	988
10	0,88	1029
11	0,83	944
12	0,91	847
13	0,9	666
14	0,88	319
15	0,86	460

Tabella 4-2: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=25%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.

I fattori di sicurezza sono compresi tra 0,83 e 1. Risulta quindi evidente un aumento in termini di resistenza rispetto al caso di sola matrice anisotropa, fin dall'introduzione di una percentuale volumetrica di blocchi bassa, pari al 25%. In questo caso, inoltre, nessun dato risulta inferiore rispetto a quello di riferimento valutato in assenza di inclusioni, e i valori medi corrispondenti (Tabella 4-3) dimostrano un notevole incremento dell'FS e una diminuzione in termini di volume mobilitato, motivo per cui è possibile affermare che, per materiali caratterizzati da questo tipo di comportamento, la semplificazione che prevede di non considerare la presenza dei blocchi risulta troppo conservativa.

SF			Volume m³/m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,890	0,880	0,049	708	698	212

Tabella 4-3: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=25% e matrice anisotropa.

Le caratteristiche geometriche incidono, anche in questo caso, sulla stabilità del versante influenzando la tortuosità delle superfici di scivolamento; a titolo di esempio, si riporta in Figura 4-14, l'andamento delle deformazioni massime di taglio per il modello relativo all'undicesima configurazione al 25% di VBP. Si osserva come il meccanismo di rottura influenzi esclusivamente le zone in cui non si registra la presenza di blocchi, i quali ostacolano lo sviluppo della superficie di scivolamento che assume un andamento tortuoso. Facendo un confronto con la stessa configurazione relativa al caso di matrice isotropa, la cui rappresentazione delle massime deformazioni di taglio è illustrata in Figura 3-15, si osserva che, nel caso anisotropo, la superficie di scivolamento è più profonda a causa della presenza dei piani di debolezza della matrice; questi, insieme all'assetto geometrico dei blocchi, ne influenzano l'andamento e determinano un incremento delle deformazioni di taglio lungo le direzioni dei piani di foliazione.

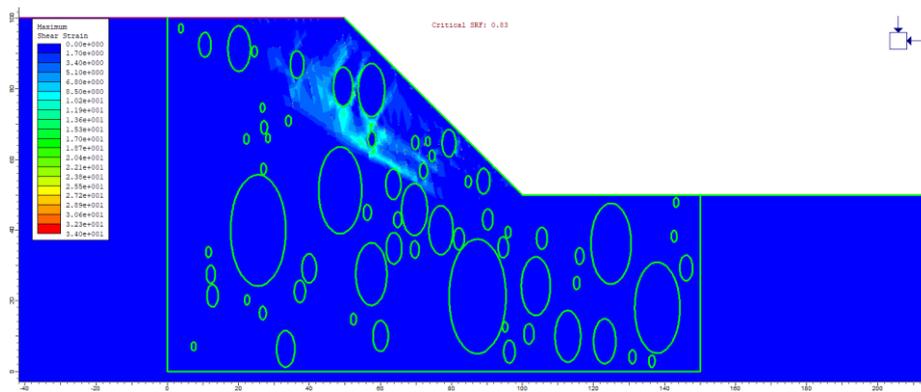


Figura 4-14: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=25% e matrice anisotropa.

Analogamente alla precedente trattazione, si è valutata la variabilità dei dati relativa a FS, volumi mobilizzati e relativi valori di media, mediana e deviazione standard, considerando una VBP=40% (Tabella 4-4 e Tabella 4-5). I fattori di sicurezza variano tra 0,88 e 1, e i volumi tra 250 m³/m e 934 m³/m, valori che crescono rispetto al caso precedente, caratterizzato da una VBP minore; questo aumento è indice dell'incremento di resistenza dovuto all'introduzione di una

percentuale maggiore di blocchi e conseguente aumento della tortuosità della superficie di scorrimento.

MATRICE ANISOTROPA VBP=40%		
Estrazione	SRF	Volume m³/m
1	0,89	690
2	0,94	662
3	0,88	354
4	0,97	456
5	0,91	523
6	0,98	504
7	0,91	665
8	0,91	562
9	0,89	934
10	0,96	736
11	0,94	396
12	0,98	310
13	0,93	277
14	1	250
15	0,97	359

Tabella 4-4: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=40%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m³/m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,937	0,940	0,038	512	504	196

Tabella 4-5: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=40% e matrice anisotropa.

Facendo riferimento ai modelli costruiti fissando come percentuale volumetrica di blocchi VBP=55%, l'aumento dell'FS correlato fa sì che il valor medio relativo sia prossimo all'unità. Si osserva dunque una crescita sempre più marcata del FS. In Tabella 4-6 e Tabella 4-7 sono espressi i risultati ottenuti, variabili tra 0,9 e 1,12 per l'FS, e tra 226 m³/m e 676 m³/m per i volumi coinvolti.

MATRICE ANISOTROPA VBP=55%		
Estrazione	SRF	Volume m³/m
1	0,9	433
2	0,94	437
3	1,03	421
4	0,96	676
5	0,995	592
6	0,95	446
7	1,12	277
8	0,99	259
9	0,86	371
10	0,96	288
11	0,96	236
12	1	253
13	1,02	225
14	1	392
15	1,02	371

Tabella 4-6: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=55%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m³/m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
0,980	0,990	0,060	378	371	131

Tabella 4-7: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=55% e matrice anisotropa.

Infine, considerando la massima percentuale volumetrica dei blocchi, pari al 70%, l'incremento in termini di FS, rispetto ai casi precedentemente analizzati, e a quello con sola matrice, comporta la definizione di un valore medio pari a 1,14; risulta quindi confermato come, anche nel caso di comportamento anisotropo della matrice, una VBP maggiore migliora le condizioni di stabilità del pendio grazie al conseguente aumento della tortuosità delle superfici di scorrimento. In Tabella 4-8 e Tabella 4-9 sono riportati i risultati in termini di fattori di sicurezza, volumi mobilitati, e relativi valori di media, mediana e deviazione standard: per quanto riguarda il FS, esso varia tra 0,98 e 1,29, mentre i volumi mobilitati tra 172 m³/m e 446 m³/m.

MATRICE ANISOTROPA VBP=70%		
Estrazione	SRF	Volume m³/m
1	0,9	433
2	0,94	437
3	1,03	421
4	0,96	676
5	0,995	592
6	0,95	446
7	1,12	277
8	0,99	259
9	0,86	371
10	0,96	288
11	0,96	236
12	1	253
13	1,02	225
14	1	392
15	1,02	371

Tabella 4-8: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=70%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.

SF			Volume m³/m		
Media	Mediana	Dev.st.	Media	Mediana	Dev.st.
1,141	1,150	0,091	302	342	96

Tabella 4-9: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=70% e matrice anisotropa.

4.3.2. Osservazioni e confronto dei risultati

Al fine di valutare in che modo la percentuale volumetrica dei blocchi influenza il comportamento meccanico del pendio, i dati ottenuti per le quattro casistiche trattate, nel caso specifico di matrice con comportamento anisotropo, sono stati comparati come mostrato in Figura 4-15 e Figura 4-16.

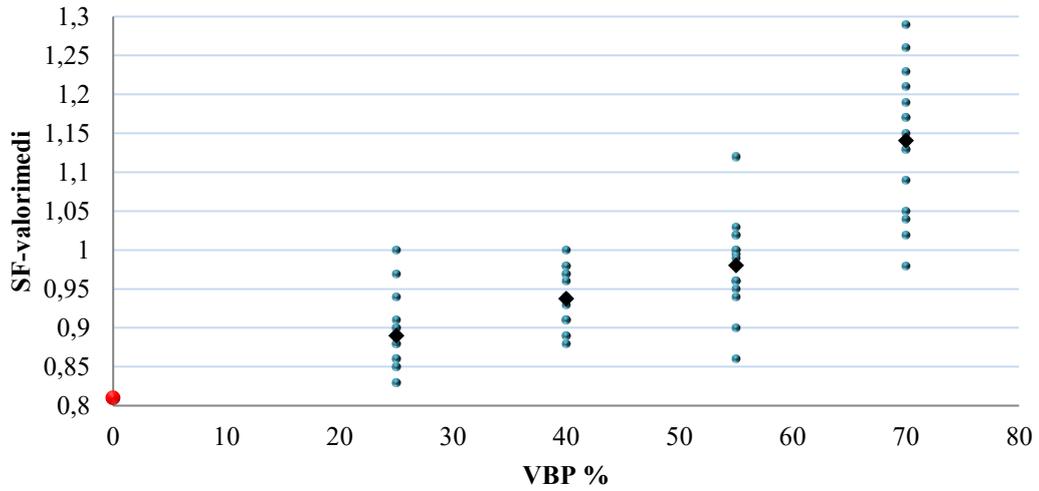


Figura 4-15: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS in funzione di VPB%, (matrice anisotropa).

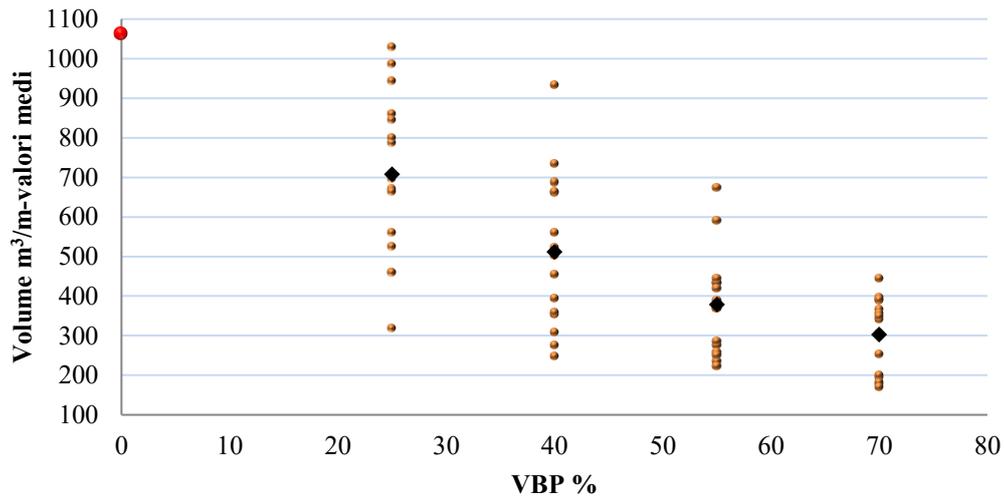


Figura 4-16: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati in funzione di VPB%, (matrice anisotropa).

I risultati delle simulazioni confermano che, all'aumentare della VBP, si osserva un significativo incremento dei FS e che i volumi coinvolti dall'instabilità tendono a diminuire, come riscontrato negli studi condotti sui bimrocks presenti in letteratura (Lindquist, 1994; Barbero et al. 2006). A partire da valori di VBP del 25% tale aumento risulta particolarmente marcato, e diventa sempre più significativo con l'aumentare del volume occupato dalle inclusioni. I valori delle

deviazioni standard ottenuti sono indice di una notevole dispersione dei dati, giustificata dalle diverse dimensioni e posizioni dei blocchi caratteristiche di ognuna delle 15 configurazioni geometriche esaminate, in questo caso comprensive della presenza dei giunti che simulano i piani lamellari tipici, presenti nella matrice di marna. Tali caratteristiche incidono sulla stabilità dei versanti e, per i materiali eterogenei quali i bimrock, sulla tortuosità delle superfici di scivolamento. Pertanto, l'uso di un approccio stocastico, piuttosto che deterministico, sembra essere particolarmente appropriato per lo studio di questi materiali. Come affermato nei capitoli precedenti, viene dimostrato che il ricorso a modellazioni semplificate, che trascurano la presenza dei blocchi assegnando a tutto il bimrock le caratteristiche della sola matrice (VBP = 0%), comporta una sottostima dei fattori di sicurezza, e di conseguenza un'errata previsione delle posizioni e degli andamenti delle superfici di scivolamento, a cui corrisponde una sovrastima generale dei volumi mobilitati, tanto più significativa quanto più elevate sono le VBP.

Per effettuare un confronto tra le analisi svolte, valutando il comportamento della matrice assunto isotropo e anisotropo, si sono diagrammati i valori medi di FS e volume mobilitati, relativi a ciascun set di 15 estrazioni, per le quattro percentuali di VBP considerate, ottenendo i risultati riportati in

Figura 4-17 e Figura 4-18.

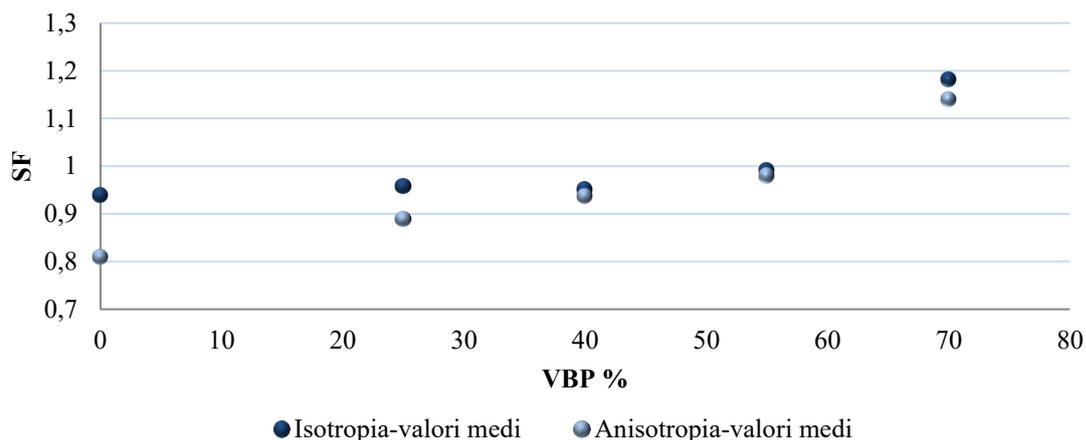


Figura 4-17: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS medi, relativi a matrice isotropa e matrice anisotropa, in funzione di VPB%.

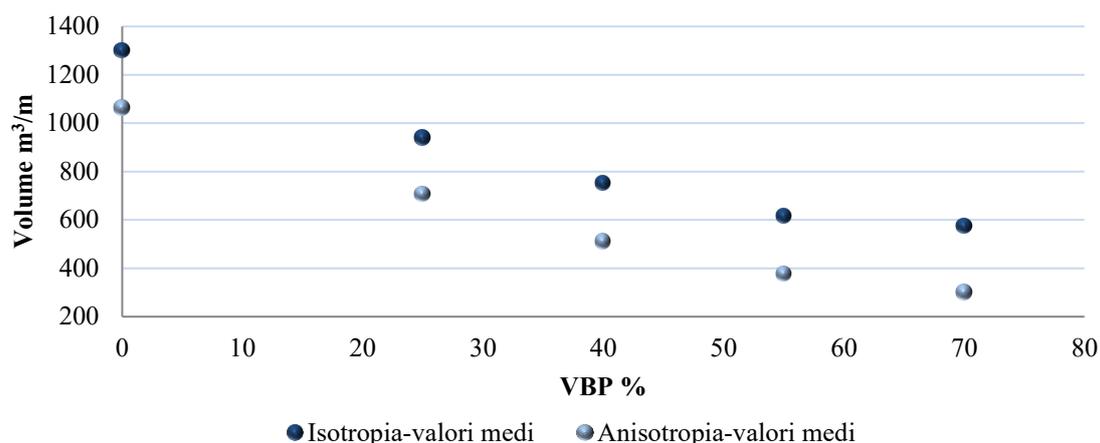


Figura 4-18: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati medi, relativi a matrice isotropa e matrice anisotropa, in funzione di VPB%.

È evidente come la presenza dei piani di debolezza nel materiale costituente la matrice, in corrispondenza dei quali si registra un significativo aumento delle massime deformazioni di taglio, influiscano sulla stabilità del pendio. Tutti i risultati ottenuti, sia in termini di FS che di volume mobilitato, risultano inferiori rispetto al caso isotropo. Per quanto riguarda i fattori di sicurezza, si osserva una differenza significativa per valori di VBP bassi, fino al 40%, mentre all'aumentare del contenuto di blocchi tali differenze risultano meno marcate. Questo andamento è giustificato dal fatto che, nella configurazioni anisotropa, in cui è presente solo la matrice e in quelle in cui il volume delle inclusioni non è elevato, la presenza dei giunti, con caratteristiche meccaniche ridotte del 25% rispetto a quelle della matrice è preponderante; dal momento che la condizione di stabilità del pendio risulta nettamente peggiorata, è evidente come una non corretta caratterizzazione meccanica della struttura della matrice potrebbe determinare risultati poco rappresentativi e, in questo caso, non a favore di sicurezza.

Tutti i risultati delle analisi relative alle massime deformazioni di taglio sono riportati in ALLEGATO C.

5. APPLICAZIONE DI METODI EMPIRICI EQUIVALENTI

Gli studi di laboratorio effettuati per valutare parametri geomeccanici come coesione, angolo d'attrito interno e resistenza a compressione monoassiale delle miscele complesse, quali i bimrocks, vengono effettuati analizzando provini artificiali, oppure campioni ottenuti per perforazione. I primi richiedono estrema cura nella preparazione ma la loro struttura integra rende più facile l'esecuzione delle prove. Il recupero di campioni di buona qualità, ottenuti per perforazione, risulta invece un processo molto più complicato. È possibile riscontrare in letteratura una serie di studi empirici e di laboratorio che descrivono le caratteristiche meccaniche di resistenza di questi materiali eterogenei. Sono di seguito esposti gli studi condotti da Kalender (2014) e Lindquist (1994), i quali hanno proposto due criteri di resistenza preliminari e ed empirici per predire il comportamento meccanico di bimrock e bimsoil.

5.1. Lindquist (1994)

Sulla base dei risultati delle prove triassiali effettuate sul mélange, Lindquist propose un modello di resistenza a taglio per predire il comportamento meccanico del materiale. Le assunzioni alla base dello studio riguardavano la valutazione del modulo di deformabilità, della coesione e dell'angolo di attrito interno, rapportati alla percentuale volumetrica dei blocchi VBP. Di seguito vengono esposti i risultati ottenuti dallo studio, sui quali si basava il metodo empirico equivalente per la caratterizzazione meccanica del mélange esaminato.

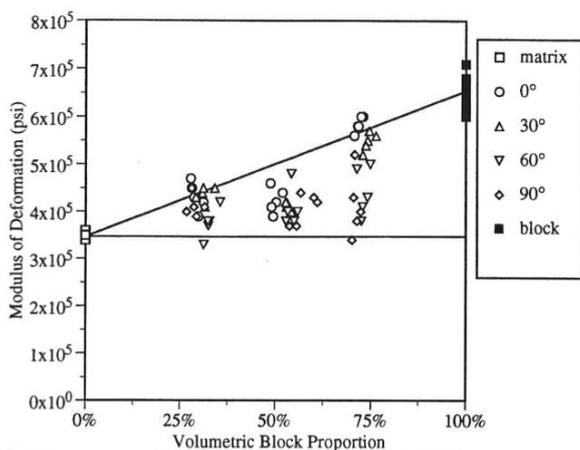


Figura 5-1: Moduli di deformazione in funzione di VBP [Lindquist, 1994].

In Figura 5-1 si può notare come la maggior parte dei dati cadessero tra il valore medio di modulo elastico relativo alla matrice (limite inferiore), e la media ponderata tra i moduli di blocco e matrice, basata sulla loro percentuale volumetrica (limite superiore).

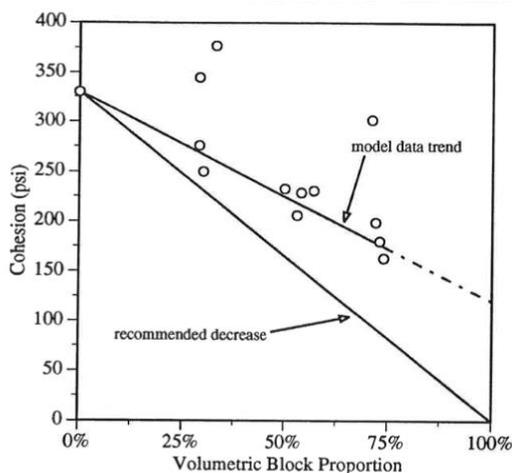


Figura 5-2: Coesione in funzione di VBP [Lindquist, 1994].

Quando questi piani di debolezza presentavano una coesione più bassa, la coesione del materiale globale subiva un decremento anche molto significativo con l'aumento di VBP. Una scelta conservativa era quella di assumere che la coesione decresse linearmente fino a zero con l'aumento della VBP.

Per quanto riguarda la rigidità del mélange essa aumentava con la percentuale volumetrica dei blocchi. L'aumento di rigidità risultava meno marcato nella direzione perpendicolare all'orientazione dei blocchi, dovuto non solo all'orientazione dei blocchi, ma più probabilmente, alla presenza di zone di materiale più deformabile, concentrate lungo i

La coesione del mélange diminuiva con l'aumento di VBP a causa della debolezza al contatto blocco-matrice. Come mostrato in figura Figura 5-2, il valore di coesione per VBP pari al 100% di blocchi era approssimativamente pari a 120 psi. Questo valore si trovava tra quello relativo ai punti di contatto blocco-matrice e quello dei *wax shear*.

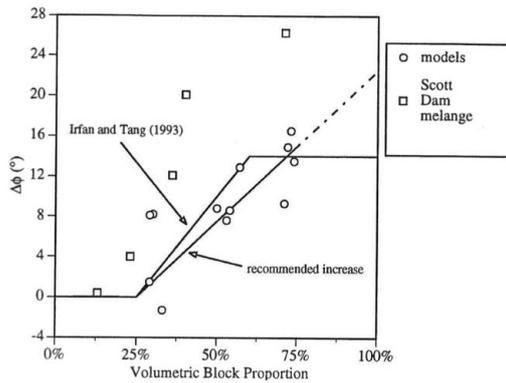


Figura 5-3: Incremento dei valori di angolo di attrito interno in funzione di VBP [Lindquist, 1994].

L'angolo di attrito interno del mélange aumentava con l'incremento della VBP a causa dell'aumento di tortuosità della superficie di rottura. In Figura 5-3 sono riportati i valori di angolo di attrito interno in funzione di VBP per i modelli artificiali riprodotti da Lindquist (1994), per il franciscan mélange della diga di Scott, in California (l'angolo di attrito effettivo per il franciscan mélange è assunto di 28°) e quelli definiti da Irfan a

Tang (1993) per il colluvium di Hong Kong. Questi ultimi hanno messo in evidenza un incremento dell'angolo di attrito poco conservativo, pari ad un aumento di 4° per ogni 10% di incremento di VBP, oltre il 25%. Si nota che, per i provini di mélange della diga di Scott, la predizione dell'incremento dell'angolo d'attrito interno risultava molto conservativa.

Dai risultati sopra esposti, valutati nello studio di Lindquist (1994), è stato definito il seguente modello di resistenza al taglio:

$$\tau_p = c_{matrix}(1 - VBP) + \sigma \tan(\phi_{matrix} + \Delta\phi(VBP)) \quad (1)$$

dove τ_p è la resistenza al taglio; c_{matrix} è la coesione della matrice; VBP è la percentuale volumetrica dei blocchi; σ è la tensione normale; ϕ_{matrix} è l'angolo di attrito interno della matrice; $\Delta\phi(VBP)$ è l'aumento in termini di angolo di attrito interno per la VBP di interesse (3° per ogni 10% di aumento di VBP oltre il 25%). Quello proposto risulta essere un modello piuttosto conservativo per predire la resistenza a taglio del mélange.

5.2. Kalender et al. (2014)

Lo studio condotto da Kalender et al. (2014), basato sui principi fondamentali della meccanica delle rocce e dei terreni, ha descritto il comportamento meccanico dei bimrocks in funzione della frazione volumetrica del blocco (VBP). Sono state formulate equazioni predittive del comportamento meccanico dei bimrocks, calibrate utilizzando un database desunto da letteratura, e sono state sottoposte a verifica, riscontrando un'elevata prevedibilità dei risultati empirici rispetto a quelli teorici. A tal scopo sono stati preparati dei campioni in laboratorio per il test di compressione monoassiale e triassiale, i cui risultati sono stati inseriti nella raccolta di dati. Il database in questione contiene dati sperimentali storici ottenuti da test di laboratorio su bimrock artificiale, precedentemente eseguiti da Lindquist (1994) e Altinsoy (2006); da un recente studio condotto da Afifipour e Moarefvand (2014); da Bimtest in situ eseguiti da Coli et al. (2011); da test eseguiti sul mélange francescano proveniente dal sito di Scott, in California, riportati da Goodman e Ahlgren (2000); da test triassiali eseguiti sul franciscan mélange dalla fondazione della diga di Calaveras, in California, proposti da Roadifer et al. (2009) e Roadifer and Forrest (2012).

Dagli studi effettuati da Lindquist (1994) sono stati ottenuti i valori medi di ϕ_{matrix} e c_{matrix} , pari a circa $24,7^\circ$ e 330 kPa ($UCS_{\text{matrix}} = 1030 \text{ kPa}$), mentre non è stato possibile ricavare l'angolo a riposo dei blocchi (α). Questo è stato stimato effettuando un confronto tra valori di " α ", misurati su provini di bimrocks artificiali preparati appositamente per lo studio in questione, e l'analisi delle forme dei blocchi illustrate nelle immagini relative ai bimrocks artificiali valutati da Lindquist (1994). Dal momento che l'angolo di riposo dei blocchi fabbricati da Lindquist (1994) variava probabilmente tra 25° e 35° , è stato utilizzato un valore medio pari a 30° . Sono stati inoltre calcolati i valori di UCS_{bimrock} a partire dalle coppie di ϕ_{bimrock} e c_{bimrock} di Lindquist (1994) usando il criterio lineare di Mohr-Coulomb.

Altinsoy (2006), ha condotto il suo studio focalizzandosi sull'analisi di blocchi di tufo e andesite. Questi erano testati in laboratorio, facendo riferimento a due tipi diversi di matrice: una composta da gesso di Parigi (45%), bentonite (5%) e acqua (50%), con $UCS_{\text{matrix_type1}} = 897,6 \text{ kPa}$, e una composta da gesso di Parigi (25%),

cemento Portland (35%) e acqua (40%), con $UCS_{matrix_type2} = 4102.2$ kPa. Dai risultati desunti, Kalender et al. (2014), hanno stimato un angolo di riposo dei blocchi (α) di circa 33° e 36° , rispettivamente per i frammenti di tufo e di andesite. Pertanto è stato utilizzato un valore medio pari a $\alpha = 34^\circ$. Inoltre sono stati inseriti nel database anche i risultati dei test di compressione monoassiale e triassiale condotti da Altinsoy (2006).

Afifipour e Moarefvand (2014) hanno contribuito alla raccolta dei dati per la costruzione del database, effettuando l'analisi dell'effetto delle frazioni volumetriche dei blocchi sul comportamento meccanico dei bimrocks artificiali con contenuto elevato di blocchi, superiore al 70%. La matrice utilizzata aveva un UCS pari a circa 19 MPa, realizzata utilizzando un cemento Portland con un rapporto dell'acqua di 0,3, mentre i blocchi, con forme generalmente arrotondate data la natura fluviale, erano caratterizzati da un UCS di circa 41 MPa. L'angolo di riposo per l'aggregato di fiume, variabile tra 20° e 30° , è stato definito, per la costruzione del database, con il suo valore medio, pari a 25° . Anche in questo caso sono stati incorporati nella raccolta i dati di resistenza a compressione monoassiale.

Coli et al. (2011), mediante Bimtest, su un particolare tipo di mélange proveniente dalla miniera di Santa Barbara in Italia, chiamato bimrock Shale-Limestone Chaotic Complex, hanno definito il valore di $\tan\phi_{block}$ pari a 0,93 e l'angolo di riposo dei blocchi pari a circa 45° . I parametri di resistenza al taglio della matrice argillosa, sulla base dell'involuppo lineare di Mohr-Coulomb, risultavano pari a $c_{matrix} = 20$ kPa e $\phi_{matrix} = 21^\circ$, con UCS della matrice pari a 58 kPa. Nello studio in esame, i valori di $UCS_{bimrock}$, sono stati calcolati dalle coppie $\phi_{bimrock}$ e $c_{bimrock}$ mediante l'involuppo lineare di Mohr-Coulomb.

La valutazione della variazione dell'angolo di attrito interno e della coesione in funzione di VBP, per il mélange della diga di Scott, è stata ricavata a partire dagli studi proposti da Goodman e Ahlgren (2000). Per quanto riguarda la matrice, ϕ è stato assunto variabile tra 28° e $22,3^\circ$ mentre l'angolo di riposo dei blocchi è stato considerato pari a $\alpha = 50^\circ$. I dati del test effettuati nel sito di Scott indicavano che la coesione aumentava con VBP mentre, per bassi valori di frazione volumetrica dei blocchi, si assisteva ad aumenti incrementali della resistenza del materiale.

Il database è stato realizzato anche considerando i risultati dei test triassiali dei campioni recuperati dal mélange della fondazione della diga di Calaveras, ottenuti dalle analisi condotte da Roadifer et al. (2009) e Roadifer and Forrest (2012). Similmente ai dati del mélange della diga di Scott, i valori di α e di φ sono stati assunti pari a 45° .

Kalender et al. (2014) hanno condotto anche ulteriori studi sperimentali su campioni artificiali, realizzati con blocchi di andesite e due tipi di matrice con differenti valori di resistenza a compressione monoassiale: il tipo di matrice A coincideva con il tipo 1 di matrice di Altinsoy (2006), mentre la matrice di tipo B era costituita da un terreno argilloso. Per osservare l'effetto della forma del blocco, sono stati preparati tre gruppi di frammenti di andesite con diversi gradi di angolarità, utilizzando l'apparato di prova dell'abrasione Los Angeles, mentre l'influenza del VBP è stata considerata preparando i campioni con diverse frazioni volumetriche di blocchi.

L'elaborazione delle formulazioni empiriche, che esprimono i parametri di resistenza del bimrock in funzione di quelli della matrice e dei blocchi, è stata effettuata da Kalender et al. tenendo in considerazione alcune linee guida elaborate precedentemente da Sonmez et al. (2009) e Coskun (2010). Nella previsione della resistenza meccanica dei bimrocks, sulla base dei dati di letteratura, relativi all'angolo di attrito interno della matrice, i due autori hanno osservato un aumento fino a circa 75° dell'angolo di attrito interno, tra $VBP = 10\%$ e $VBP = 75\%$ e, in base alle relazioni tra resistenza attritiva e proporzioni volumetriche dei blocchi (VBP), hanno definito le seguenti caratteristiche:

- tra $VBP = 0\%$ e $VBP \cong 10\%$ non vi è un aumento della resistenza attritiva dei bimrocks (φ_{bimrock}), mentre si manifesta per frazioni volumetriche comprese tra $VBP = 10\%$ e $VBP = 75\%$. Non c'è quasi nessun incremento di resistenza oltre $VBP = 75\%$;
- si può presumere che φ_{bimrock} sia circa uguale all'angolo di riposo dei blocchi (α) quando $VBP = 75\%$, poiché per VBP superiori, i contatti blocco-matrice sono assunti quasi nulli o molto bassi;
- si ipotizza che $\alpha\varphi_{\text{matrix}}$ rappresenti l'incremento di φ_{bimrock} con l'aumento di VBP;

- $UCS_{bimrock}$ decresce rispetto a UCS_{matrix} fino a zero tra $VBP = 0\%$ e $VBP = 100\%$, poiché per $VBP = 60\%$, il contatto blocco-matrice è considerato quasi nullo o molto basso.

Sulla base delle limitazioni elencate è stata definita una relazione tra $\varphi_{bimrock}$ e VBP (Figura 5-4) e una tra $UCS_{bimrock}$ e VBP (Figura 5-5). Per la previsione di $\varphi_{bimrock}$, $c_{bimrock}$ e $UCS_{bimrock}$ sono state ottenute le tre equazioni empiriche (Kalender et al., 2014):

$$\varphi_{bimrock} = \varphi_{matrix} \left[1 + \frac{1000 \left[\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\varphi_{matrix})} - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - VBP}{15} \right)} \left(\frac{VBP}{VBP + 1} \right) \right] \quad (2)$$

$$UCS_{bimrock} = \left[\frac{\left(A - A \frac{VBP}{100} \right)}{(A-1)} \right] UCS_{matrix} \quad 0,1 \leq A \leq 500 \quad (3)$$

$$c_{bimrock} = UCS_{bimrock} \frac{[1 - \sin(\varphi_{bimrock})]}{[2 \cos(\varphi_{bimrock})]} \quad (4)$$

dove $\varphi_{bimrock}$ e φ_{matrix} sono angolo di attrito interno di bimrock e matrice; α è l'angolo a riposo dei blocchi; $UCS_{bimrock}$ e UCS_{matrix} sono rispettivamente la resistenza a compressione monoassiale di bimrock e matrice; $c_{bimrock}$ è la coesione del bimrock; VBP è la percentuale volumetrica dei blocchi; A è un parametro che può essere definito a partire dal valore di UCS_{matrix} e di α .

Come osservato in Figura 5-4, per VBP alti, il valore superiore dell'angolo di attrito interno normalizzato è apparentemente delimitato dal rapporto tra α e φ_{matrix} . Analogamente, in Figura 5-5, le relazioni tra $UCS_{bimrock}$ e VBP sono rappresentate da una famiglia di curve non lineari identificate dal parametro "A". I valori più alti di "A" rappresentano l'andamento delle forze di contatto tra i blocchi e la matrice. La tendenza più conservativa si ottiene quando il valore di "A" è 0.1. L'UCS della matrice viene utilizzato come parametro di scala per prevedere l'UCS di un bimrock e, quando le proporzioni volumetriche del blocco aumentano, l'UCS del bimrock, normalizzato rispetto a quello della matrice, diminuisce come previsto dall'Eq. 3 e come mostrato in Figura 5-5. Il grado di diminuzione, nell'equazione empirica proposta, è controllato dal valore di "A". Il valore più alto di "A" è scelto quando la forza di contatto tra i blocchi e la matrice è elevata, dipendentemente dall'angolarità

e dalla rugosità dei blocchi, dal tipo di matrice e dalla genesi del bimrock. Pertanto, per la valutazione di "A", è stato costruito il grafico riportato in Figura 5-6, che ne permette l'identificazione a partire dai dati relativi alla resistenza a compressione monoassiale della matrice e all'angolo di riposo dei blocchi.

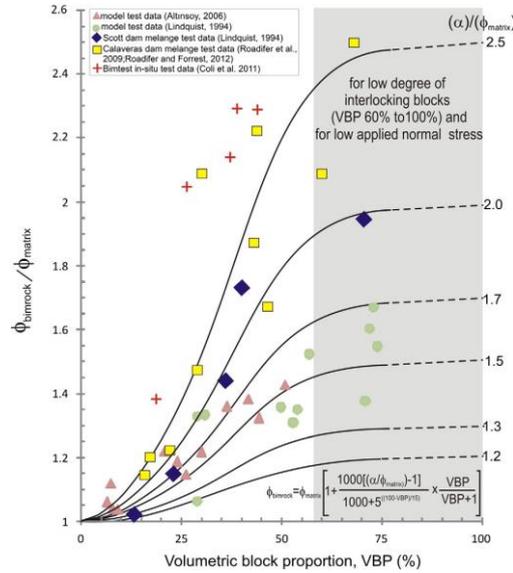


Figura 5-4: Definizione grafica dell'approccio empirico per la previsione di $\phi_{bimrock}$ [Kalender et al., 2014].

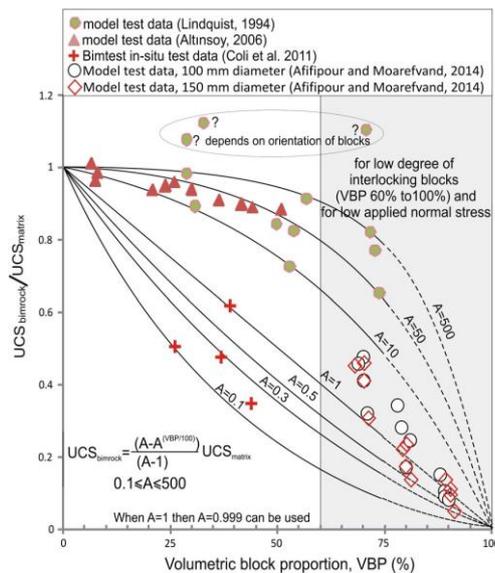


Figura 5-5: Definizione grafica dell'approccio empirico per la previsione di $UCS_{bimrock}$ [Kalender et al., 2014].

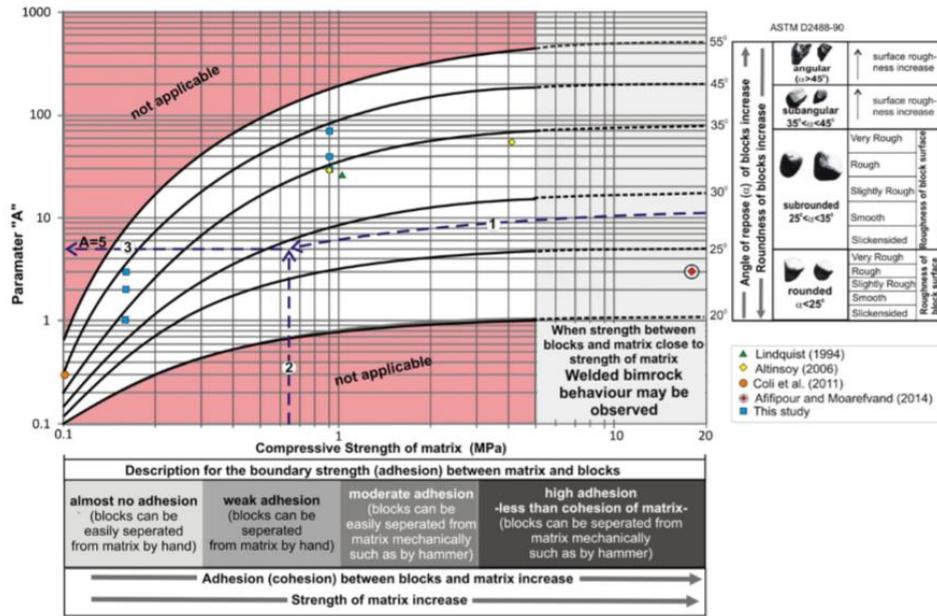


Figura 5-6: Guida pratica per la selezione di "A" in base alle proprietà di contatto tra blocchi e matrice [Kalender et al., 2014].

Nello studio affrontato da Kalender et al., (2014), è stato inoltre proposto un grafico pratico, calibrato secondo il metodo di errore *trialand-error*, per ottenere una relazione ben correlata, quasi lineare, tra l'UCS normalizzato misurato e i valori UCS normalizzati stimati (Figura 5-7).

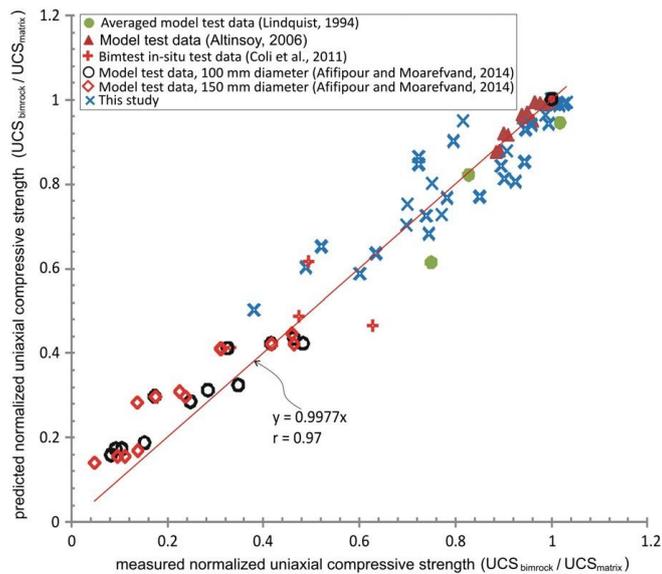


Figura 5-7: Correlazione incrociata dei valori previsti normalizzati misurati e normalizzati di UCS_{bimrock} dopo la calibrazione posteriore del valore di "A" [Kalender et al., 2014].

Infine i dati ottenuti tramite l'uso dell'approccio empirico proposto, fornito dalle Eqs. da 2 a 4, è stato anche valutato confrontando i valori misurati e stimati, in termini di parametri di resistenza, con quelli contenuti nel database.

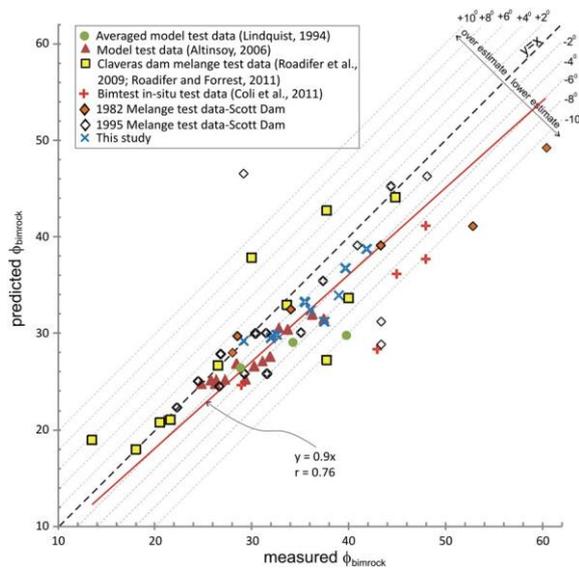


Figura 5-8: Previsione del criterio di resistenza preliminare sui valori di $\phi_{bimrock}$ [Kalender et al., 2014].

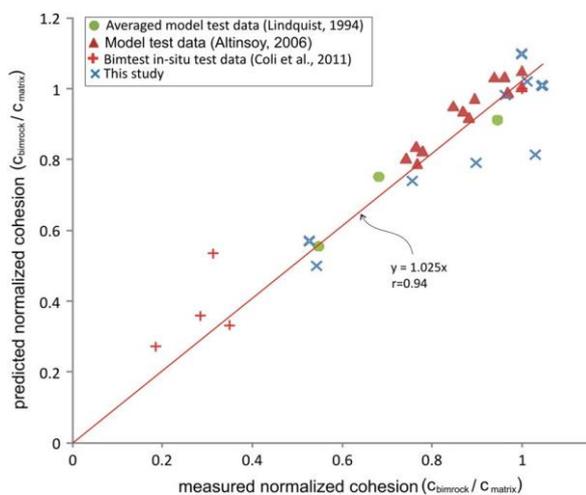


Figura 5-9: Previsione del criterio di resistenza preliminare sui valori di $c_{bimrock}$ [Kalender et al., 2014].

Sul grafico di correlazione incrociata tra i valori $\phi_{bimrock}$ misurati e stimati, è stata ottenuta la relazione $y = 0,9x$, con un coefficiente di correlazione $r = 0,76$. La Figura 5-8 indica che la maggior parte degli angoli di attrito interni stimati erano generalmente inferiori di circa 4° rispetto a quelli effettivamente misurati.

Similmente alla resistenza a compressione monoassiale, la relazione tra i valori di coesione misurati e stimati è stata ottenuta come $y = 1,025x$, con un alto coefficiente di correlazione pari a $r = 0,94$ (Figura 5-9).

Sulla base del confronto con i dati disponibili, il criterio ottenuto sottostima leggermente i valori di resistenza previsti, questi possono essere assunti come limite inferiore nel processo di stima e previsione del compostamento meccanico dei bimrocks e dei bimsoil, effettuato in termini di parametri di resistenza.

5.3. Osservazioni e confronto dei risultati

Infine vengono proposti i risultati ottenuti dall'applicazione dei metodi empirici proposti da Lindquist e Kalender, relativi al pendio precedentemente analizzato mediante analisi FEM. Allo scopo di simulare la presenza dei blocchi nel versante, per ogni percentuale volumetrica di blocchi, vengono stabiliti i parametri meccanici equivalenti del materiale. Per la costruzione dei modelli e la valutazione di fattori di sicurezza e volumi mobilitati nel fenomeno di instabilità, si considera il pendio costituito da un unico materiale avente caratteristiche isotrope. In Tabella 5-1 vengono richiamati i parametri di resistenza della matrice selezionati dalle analisi proposte da Li et al. (2004) e utilizzati in tutte le analisi eseguite.

MATRICE		
ϕ	$^{\circ}$	24
c	kPa	30
UCS	kPa	92,4

Tabella 5-1: Parametri di resistenza della matrice (Li et al., 2004).

Il criterio empirico di Lindquist è stato applicato esclusivamente ai versanti con VBP pari al 40%, 55% e 70%, poichè per PVB pari al 25% i parametri di resistenza equivalenti del bimrock risultano coincidenti con quelli della matrice e non risulta dunque necessario effettuare nuove analisi. In Tabella 5-2 sono riportati i parametri di input delle analisi assegnati al bimrock, valutati in funzione della VBP, e dei valori di angolo d'attrito e coesione della matrice; come da letteratura, all'aumentare della VBP, i valori globali di angolo di resistenza al taglio crescono mentre la coesione decresce.

VBP	(1-VBP)	$\Delta\phi_{\text{matrice}}$	C_{bimrock}	ϕ_{bimrock}
%	-	°	Mpa	°
0	1	0	0,03	24
25	0,75	0	0,0225	24
40	0,6	4,5	0,018	28,5
55	0,45	9	0,0135	33
70	0,3	13,5	0,009	37,5

Tabella 5-2: Parametri di resistenza equivalenti: criterio empirico di Lindquist.

I risultati ottenuti dall'analisi FEM, in termini di fattore di sicurezza e volume mobilitato dall'instabilità del pendio, sono riportati in Tabella 5-3.

VBP	MATRICE ISOTROPA	
%	SRF	Volume m³/m
25	0,96	1112
40	0,97	813
55	0,96	617
70	0,99	492

Tabella 5-3: Analisi FEM: risultati relativi all'applicazione del metodo empirico di Lindquist in termini di FS e volumi mobilitati.

Per l'applicazione del metodo empirico proposto da Kalender, oltre ai parametri di resistenza assegnati alla matrice e richiamati in Tabella 5-1, è necessario definire anche i parametri α e A. Con α si intende l'angolo di riposo dei blocchi, nel caso specifico posto pari a 40°, mentre A è il parametro che tiene in considerazione la forza di contatto tra matrice e blocco, che risulta altamente controllata dal tipo di matrice, dall'angolarità e dalla rugosità dei blocchi. Facendo riferimento al grafico in Figura 5-6, tale parametro viene assunto pari a 0,3.

Di seguito si riportano i parametri di resistenza attribuiti al bimrock, valutati a partire dai dati di input sopra esposti (Tabella 5-4); anche in questo caso è possibile riscontrare la crescita dell'angolo di resistenza al taglio e la diminuzione della coesione conseguenti all'aumento della percentuale volumetrica dei blocchi.

VBP	%	25	40	55	70
UCS_{bimrock}	MPa	0,058	0,042	0,028	0,017
$\phi_{bimrock}$	°	28,949	36,747	42,535	44,422
C_{bimrock}	MPa	0,017	0,011	0,006	0,004

Tabella 5-4: Parametri di resistenza equivalenti: criterio empirico di Kalender.

I risultati ottenuti dall'analisi FEM, in termini di fattore di sicurezza e volume mobilitato dall'instabilità del pendio, sono riportati in Tabella 5-5.

VBP	MATRICE ISOTROPA	
%	SRF	Volume m³/m
25	0,97	790
40	0,99	564
55	1	339
70	1,04	273

Tabella 5-5: Analisi FEM: risultati relativi all'applicazione del metodo empirico di Kalender in termini di FS e volumi mobilitati.

Al fine di effettuare un confronto tra i risultati ottenuti per i modelli eterogenei e isotropi mediante l'applicazione del metodo stocastico, riportati nel Capitolo 3, e quelli inerenti i metodi empirici di Linqvist e Kalender, vengono illustrati gli andamenti dei valori medi di fattore di sicurezza e volume mobilitato in funzione di VBP (Figura 5-10 e Figura 5-11).

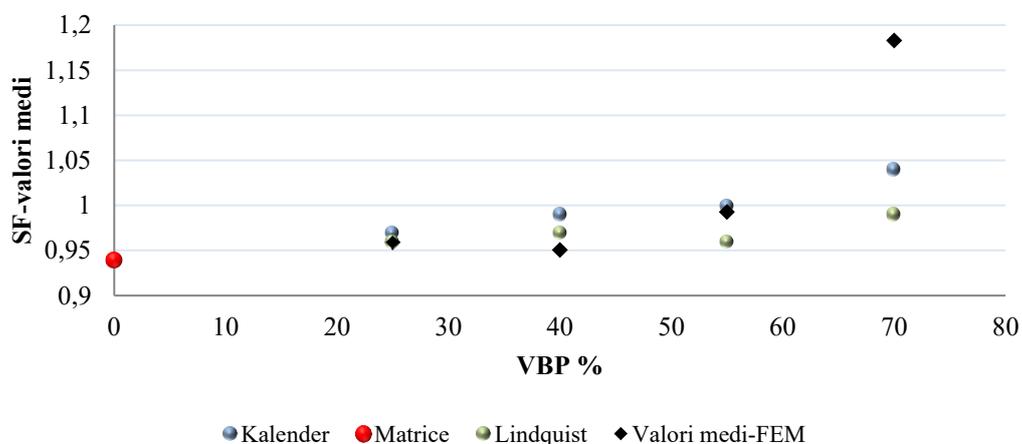


Figura 5-10: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza medi relativi a matrice isotropa e di quelli ottenuti con i metodi di Lindquist e Kalender, in funzione di VPB%.

In entrambi i casi si osserva un aumento del fattore di sicurezza dovuto all'aumento della VBP all'interno del pendio. Infatti in corrispondenza di ciascuna VBP analizzata, si registrano valori maggiori rispetto a quello caratteristico del pendio costituito da sola matrice. Per quanto riguarda il criterio di Lindquist, si assiste a un marcato aumento del FS per VBP massima, pari al 70%, mentre per quello di Kalender si osserva una crescita più graduale. Per valori bassi di VBP, pari al 25%, i tre risultati sono quasi coincidenti; con l'aumentare della percentuale volumetrica dei blocchi si osserva una maggiore differenza, che indica una sottostima dei FS sia per il metodo di Lindquist che per quello di Kalender, anche se in questo secondo caso appare meno marcata. In generale, i dati che si discostano maggiormente dalle analisi FEM, effettuate mediante l'applicazione del metodo stocastico, si registrano per il valore massimo di VBP considerato, pari al 70%.

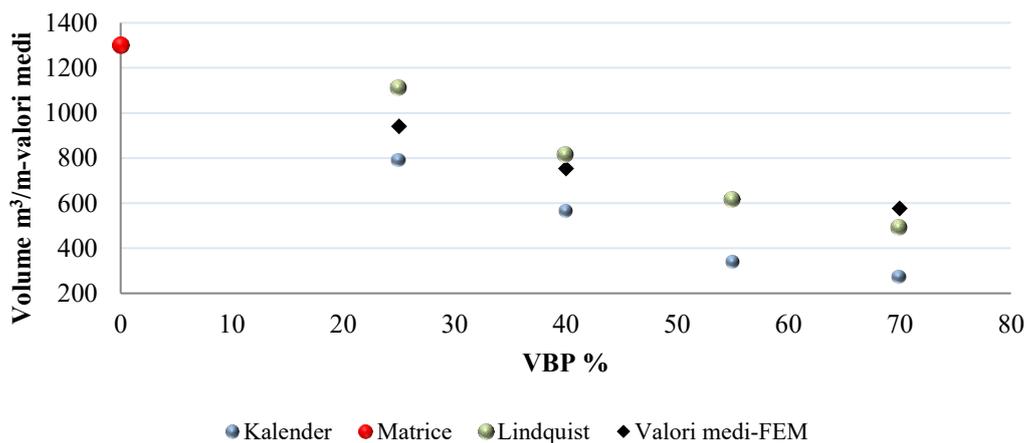


Figura 5-11: valori medi dei volumi mobilitati relativi a matrice isotropa e di quelli ottenuti con i metodi di Lindquist e Kalender, in funzione di VPB%.

In merito ai volumi mobilitati nel fenomeno di instabilità si osserva un andamento decrescente all'aumentare della VBP, con valori inferiori rispetto al caso di pendio valutato in assenza di blocchi, ma in generale, la complessità legata alla natura eterogenea del bimrock determina una forte variabilità dei dati che, in corrispondenza di alcune percentuali di VBP, consentono una stima accettabile dei

valori, mentre per altre configurazioni sottostimano o sovrastimano i valori ottenuti con le analisi FEM secondo l'approccio stocastico.

Tutti i risultati delle analisi relative a massime deformazioni di taglio sono riportati in ALLEGATO D.

CONCLUSIONI

L'obiettivo dello studio condotto è stato quello di indagare gli effetti di differenti percentuali volumetriche dei blocchi (VBP) sulla stabilità di un pendio in bimrock, considerando l'influenza legata alla forma e all'orientazione dei blocchi e alle caratteristiche meccaniche di una matrice caratterizzata sia da un comportamento isotropo che anisotropo. Gli scenari analizzati sono stati confrontati con quello che prevede la presenza di sola matrice, semplificazione tipicamente assunta nella pratica ingegneristica. A tal fine sono state effettuate più di 120 analisi FEM, relative a modelli bidimensionali, aventi diverse configurazioni geometriche. Le dimensioni e le posizioni dei blocchi all'interno della matrice sono stati definiti in base ad un approccio stocastico, con tecnica di estrazione casuale Monte Carlo. Per ognuna delle quattro VBP fissate, sono state generate 15 configurazioni di bimrock allo scopo di prendere in considerazione la variabilità spaziale e dimensionale dei blocchi. Inoltre, a titolo di confronto, sono stati applicati i metodi empirici proposti da Lindquist (1994) e Kalender (2014), che assumono il bimrock come un materiale omogeneo e isotropo, e ne valutano le caratteristiche meccaniche di resistenza equivalenti.

I risultati ottenuti, espressi in termini di fattore di sicurezza e volume mobilitato durante il fenomeno di instabilità, sono stati analizzati e confrontati ottenendo una serie di risultati che confermano le teorie esposte in letteratura in merito ai bimrocks: quelle di Medley & Sanz (2003) e Irfang & Tang (1993), basate su analisi all'equilibrio limite, e quelle di Barbero et al. (2006) e Napoli et al. (2018), ricavate da analisi numeriche.

È stato dimostrato un incremento del fattore di sicurezza più marcato per VBP elevate confermando che, per percentuali volumetriche dei blocchi minori del 25%, la presenza delle inclusioni influenza in modo poco significativo il comportamento meccanico del bimrock. L'incremento di VBP determina inoltre una diminuzione del volume coinvolto dal fenomeno di instabilità e un diverso posizionamento della superficie di rottura. Questa tende a svilupparsi all'interno della matrice e non nella componente di materiale costituita da blocchi, generando percorsi non circolari ma

caratterizzati da un certo grado di tortuosità, più marcato per valori elevati di VBP. La tortuosità della superficie di rottura risulta inoltre dipendente dalla forma e dall'orientazione delle inclusioni.

Considerare il pendio costituito da sola matrice, trascurando il contributo fornito dai blocchi, determina un'evidente sottostima della resistenza meccanica del bimrock, che diventa più significativa per valori di percentuale volumetrica dei blocchi elevata; i volumi coinvolti vengono generalmente sovrastimati a causa della scorretta identificazione di posizione e forma della superficie di rottura. Pertanto, nella fase di progetto ed esecuzione di opere ingegneristiche, la scelta che prevede solo la valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità della matrice, risulta troppo cautelativa e poco conveniente da un punto di vista economico. È stato confermato che fino al 20%-25% di VBP, la presenza dei blocchi fornisce un vantaggio meccanico relativamente basso e il comportamento del bimrock può essere assunto uguale a quello della matrice, fatta eccezione per alcuni modelli, caratterizzati da geometrie particolari.

In ogni caso è stata osservata una forte variabilità dei risultati delle analisi FEM, come d'altronde affermato da precedenti studi presenti in letteratura. La differenza tra il massimo e il minimo SF, valutati per quindici configurazioni, per ognuna delle percentuali di VBP, varia da 0,2 (ΔSF 25% VBP) a 0,33 (ΔSF 70% VBP) per i modelli con matrice isotropa, e da 0,17 (ΔSF 25% VBP) a 0,31 (ΔSF 70% VBP) per quelli con matrice anisotropa. Facendo riferimento a modelli aventi la stessa VBP, questa variabilità può essere associata alle diverse posizioni dei blocchi e alla presenza di zone caratterizzate da un numero ridotto di inclusioni, che possono influenzare la distribuzione delle deformazioni di taglio e, di conseguenza, la stabilità globale del pendio. Analisi di tipo deterministico non possono tenere in considerazione la variabilità dei risultati intrinseca al problema, quindi si predilige l'uso di un approccio stocastico.

L'attribuzione di un comportamento anisotropo alla matrice ha permesso di stabilire come i valori di fattore di sicurezza risultino nettamente inferiori rispetto al caso isotropo, e i volumi mobilitati dal fenomeno di instabilità subiscano un notevole incremento.

L'applicazione dei metodi empirici all'omogeneo equivalente ha permesso di effettuare un confronto tra i valori medi, relativi a FS e volumi mobilitati, ricavati dalle analisi FEM nel caso specifico di matrice a comportamento isotropo. Dai risultati ottenuti si osserva una buona corrispondenza dei dati per percentuali volumetriche basse; al contrario, per elevate VBP, si riscontra una sottostima dei fattori di sicurezza ricavati con i metodi empirici e una conseguente sovrastima dei volumi mobilitati.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Classificazione delle Formazioni Strutturalmente Complesse proposta da A.G.I. “Italian geological classification” (1979), dopo Manfredini et al. (1985); D’Elia et al. (1986).....	2
Figura 1-2: Esempio di formazione strutturalmente complessa: successione torbidity arenaceo/pelitica classificabile come B1 [Coli, 2010]......	3
Figura 1-3: Classificazione GSI per ammassi complessi [Hoek et al., 2005]......	4
Figura 1-4: Flysh di Ventimiglia con immersione verso ESE, affiorante alla base del versante orientale del M. Magliocca [Carobene e Cevasco, 2008]......	4
Figura 1-5: Mélange calcareo-argilloso con struttura scompaginata classificabile come categoria C [Coli, 2010]......	5
Figura 1-6: Localizzazione a scala mondiale del mélange e degli ofioliti. La serpentinite è strettamente associata agli ofioliti [Medley, 1994].	6
Figura 1-7: Distribuzione geografica dei <i>sub-terrane</i> di franciscan mélange, nell’area di San Francisco Bay [Blake and others, 1984], e quella dei blocchi nel franciscan mélange a Marin Country in California [Medley, 1994]......	8
Figura 1-8: Possibili meccanismi di formazione del mélange per convergenza tettonica delle placche [after Bilodeau and Davis, 1990; after Page, 1981)]......	11
Figura 1-9: Schema del fenomeno di incorporazione dei sedimenti nell’area del cuneo attivo (<i>prisma di accrezione</i>) [Bilodeau and Davis, 1990; Cloos and Shereve, 1988]......	12
Figura 2-1: Caratteristiche tessiturali tipiche dei bimrock [Wakabayashi & Medley, 2004]......	14
Figura 2-2: Analisi bidimensionale: il blocco ha dimensione massima osservata pari a d_{mod} . Analisi monodimensionale: il blocco ha dimensione indicata dall’intersezione con il foro “chord” [Medley, 2001]......	17
Figura 2-3: Confronto tra provini con differenti percentuali volumetriche (34% e 72%) e orientazioni verticale e orizzontale [Medley, 2001]......	17
Figura 2-4 : Diagrammi di distribuzione delle dimensioni dei blocchi orientati verticalmente e parallelamente ai fori [Medley, 2001]......	18

Figura 2-5: Rappresentazione dei blocchi a nord di San Francisco (area di misura dei blocchi superiore a 900 Km ²); blocchi in <i>mélange</i> a Caspar Beach, Mendocino (area di misura dei blocchi di 2,26 m ²) [Medley-Lindquist, 1995].	21
Figura 2-6: Istogramma delle frequenze in scala logaritmica della dimensione dei blocchi per due aree di misura differenti (m ² e km ²) derivanti dalle misure condotte sull'affioramento di <i>mélange</i> e sulla mappatura geologica [Medley-Lindquist, 1995].	22
Figura 2-7: Istogramma logaritmico normalizzato per il Franciscan <i>mélange</i> [Medley-Lindquist, 1995].	23
Figura 2-8: Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in un Franciscan <i>mélange</i> per differenti scale di osservazione: andamento della frequenza relativa in funzione della massima dimensione osservabile d_{mod} [Medley, 2002].	25
Figura 2-9: Soglia blocco-matrice: influenza della scala di interesse in un'area interessata dalla costruzione di una strada e lavori di scavo in <i>bimrock</i> francescano [Medley, 2001].	27
Figura 2-10: Rappresentazione della distribuzione delle dimensioni dei blocchi per i dati raccolti dallo studio del Franciscan <i>melanges</i> , con diametri variabili tra 0,3 m e 56 m. I blocchi più piccoli di 0,05 d_{max} rappresentano il 95% del numero totale di blocchi ma meno dell'1% del volume totale [Medley, 1994].	28
Figura 2-11: Incertezza nelle stime della frazione volumetrica del blocco in funzione della lunghezza della misura lineare, espressa come multiplo (N), della lunghezza del blocco più grande (d_{max}) e della frazione del blocco lineare misurata (dal 13 al 55%) [Medley, 2001].	32
Figura 2-12: Distribuzione di frequenza cumulate del rapporto tra gli assi dei blocchi di andesite [Sonmez et al., 2004].	34
Figura 2-13: Agglomerato di Ankara, immagini RGB e in scala di grigi [Sonmez et al., 2004].	34
Figura 2-14: Risultato della classificazione con il metodo di conteggio punto-nodo [Sonmez et al., 2004].	35
Figura 2-15: Controllo incrociato tra le frazioni dei costituenti di agglomerato stimati dal metodo di analisi dell'immagine eseguito su immagini in scala di grigi, confrontati con stime basate su analisi di immagine eseguite con tecnica RGB	

(trama rossa) e con il metodo di conteggio dei nodi (trama verde) [Sonmez et al., 2004].	36
Figura 2-16: Rappresentazione schematica delle tipologie di provini [Lindquist, 1994].	37
Figura 2-17: Frazioni dei materiali costituenti la miscela [Lindquist, 1994].	38
Figura 2-18: Provino cilindrico a rottura e proiezione della superficie laterale del campione in bimrock sottoposto a test triassiale [Lindquist 1994].	39
Figura 2-19: Istogrammi delle frequenze relative delle distribuzioni di lunghezza della corda 1D e della dimensione reale dei blocchi 3D [Medley, 2002].	39
Figura 2-20: Metodo utilizzato per determinare le proporzioni del blocco da immagini su campioni triassiali mediante linee di scansione [Medley, 2002].	41
Figura 2-21: Istogramma della distribuzione 3D dei blocchi (barre nere) per 4 modelli e distribuzioni di lunghezza della corda [Medley, 2002].	42
Figura 2-22: Andamento delle distribuzioni granulometriche di lunghezza della corda 1D e dimensione dei blocchi 3D per i 4 modelli realizzati da Medley [Medley, 2002].	43
Figura 2-23: Schema dei provini utilizzati per la misura della resistenza al taglio al contatto blocco-matrice e “Wax shears” [Lindquist, 1995].	46
Figura 2-24: Aumento della resistenza dei bimrocks con la proporzione del blocco volumetrico: confronto tra i dati di Lindquist, per i modelli fisici melanges, e quello di Irfan e Tang, per l’ammasso di Hong Kong [Medley, 2002].	47
Figura 2-25: Sezione trasversale del provino portato a rottura [Lindquist 1994].	48
Figura 2-26: Superficie di rottura in caso di distribuzione uniforme delle dimensioni dei blocchi (a sinistra) e distribuzione delle dimensioni dei blocchi graduati (a destra) [Lindquist & Goodman, 1994].	49
Figura 2-27: Sezioni trasversali dei campioni triassiali del diametro di 150 mm di modello melange, con orientamenti generici dei blocchi relativi al carico assiale verticale (gradi) e alle proporzioni del blocco volumetrico (%). Le frecce indicano superfici di rottura tortuose. Campioni testati da Lindquist. Scansione della superficie totale del campione triassiale C nella figura 2. Sono state effettuate misurazioni di: a) la lunghezza della superficie di rottura tortuosa (linea evidenziata	

in giallo); b) la lunghezza della superficie media liscia stimata (linea rossa); e c) lunghezza totale dei contatti del blocco lungo la superficie di rottura [Medley 2004].	50
Figura 2-28: Scansioni delle superfici di rottura confrontate con profili tipo per JRC 10-20 (13). Scala orizzontale uguale alla scala vertical [Medley 2004].	51
Figura 2-29: Parametri misurati e calcolati da linee rappresentanti le superfici di rottura tortuose [Medley 2004].	51
Figura 2-30: Variazione dell'angolo di attrito in funzione del VBC per il diverso orientamento dell'asse maggiore nella direzione del carico massimo (Lindquist & Goodman, 1994) (da Coli, 2010). Variazione della coesione in funzione di VBC per il diverso orientamento dell'asse maggiore alla direzione del carico massimo [Lindquist & Goodman, 1994].	54
Figura 2-31: Modulo di deformazione in funzione della frazione volumetrica dei blocchi per le configurazioni: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90° [Lindquist 1994].	54
Figura 2-32: Relazione tra la percentuale equivalente del blocco (EBP) e l'UCS dell'agglomerato di Ankara [Sonmez et al., 2004].	55
Figura 2-33: Distribuzione di frequenza cumulate dell'errore ottenuto usando i valori di σ_1 forniti dalle equazioni empiriche secondo i criteri di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown [Sonmez et al., 2006].	57
Figura 2-34: Curve dello sforzo di taglio rispetto alla dislocazione dei tre campioni di RSA e risultati dei test di taglio diretto sui tre campioni di RSA in situ [Li et al., 2004].	58
Figura 2-35: Modello strutturale stocastico 2D del campione RSA T1 [Li et al., 2004].	60
Figura 2-36: Curve di sollecitazione-spostamento di taglio ottenute dal modello numerico e dal test in situ [Li et al., 2004].	61
Figura 2-37: (a) Modello del campione di bimrock; (b) Involuppo di resistenza al variare di VBP; (c) Modulo di deformabilità al variare di VBP [Barbero et al., 2006].	62
Figura 2-38: Valori a rottura: involuppi di Hoek-Brown per diverse percentuali di VBP [Barbero et al., 2006].	63

Figura 2-39: Influenza della VBP sui parametri di resistenza: criteri a rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.....	65
Figura 2-40: Interpretazione della geologia basata sulla erronea e corretta individuazione della superficie di scivolamento rispettivamente [Medley, 2007].	66
Figura 2-41: Situazioni tipiche da valutare nell'analisi di stabilità di una frana in Bimrock [Medley, 2007].....	66
Figura 2-42: Nucleo tipico di una trivellazione esplorativa presso Scott Dam, che mostra la matrice costituita da blocchi di dimensioni inferiori a 0,05 Lc e un blocco misurabile [Medley, 2007].....	68
Figura 2-43: Andamento dell'angolo d'attrito in funzione della percentuale volumica del blocco ottenuto da prove di laboratorio di campioni di melange francescano ottenuti mediante carotaggio a Scott Dam, nel nord della California [Medley, 2007].....	69
Figura 3-1: Situazioni tipiche di instabilità di un pendio in bimrock [Medley e Sanz, 2004].	72
Figura 3-2: Esempio di modello di pendio in bimrock con VBP=50% e blocchi rettangolari distribuiti casualmente: rappresentazione della superficie di scivolamento critica per il caso di sola matrice e possibili superfici di scorrimento ipotizzate per il bimrock [Medley e Sanz, 2004].....	73
Figura 3-3: Confronto tra i risultati relativi al colluvium (Irfan e Tang,1993) e al Franciscin mélange (Medley e Sanz, 2003), [Medley e Rehmann, 2004].	74
Figura 3-4: Modello con VBP=20%; rappresentazione della superficie di rottura per la sola matrice e di quella tortuosa, stimata per il colluvium di Hong Kong [Irfan e Tang, 1993].	74
Figura 3-5: a) modello del versante per diverse VBP; geometrie relative a diversi valori di e ed i , [Barbero et al., 2006].	76
Figura 3-6: Andamento del FS al variare di VBP, indicata con PV (per inclinazioni completamente casuali e 4 valori diversi di rapporto tra assi).....	76
Figura 3-7: Grafico della distribuzione dei diametri dei blocchi in termini probabilistici (modello relativo alla prima estrazione al 25% di VBP).....	79

Figura 3-8: Distribuzione dimensionale dei blocchi (modello relativo alla prima estrazione al 25% di VBP).....	80
Figura 3-9: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 1 (materiale elastico).	84
Figura 3-10: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).....	85
Figura 3-11: Particolare del modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).....	85
Figura 3-12: La componente di deformazione ϵ_{xy} del tensore è la media dei due contributi $\partial u \partial y \partial v \partial x$. La deformazione a taglio γ_{xy} è la somma delle deformazioni $\partial u \partial y \partial v \partial x$	90
Figura 3-13: Componenti della deformazione nel sistema di riferimento originale e definizione della massima deformazione a taglio.	91
Figura 3-14: Risultato dell'analisi FEM in termini di deformazioni a taglio massime valutate nel modello costituito da sola matrice.....	98
Figura 3-15: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=25%.	99
Figura 3-16: Massime deformazioni di taglio del modello relativo alla 9° estrazione con VBP=25%.	101
Figura 3-17: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=70%.	104
Figura 3-18: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS in funzione di VPB%.	105
Figura 3-19: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati in funzione di VPB%.	105
Figura 4-1: Struttura della macchina per la valutazione del block punch index test (BPI) [Ulusay e Gokceoglu, 1997].....	108
Figura 4-2: Blocco punzonante per l'apparecchiatura del block punch index test [Ulusay e Gokceoglu, 1997].	108
Figura 4-3: Condizione dei provini prima e dopo il BPI: fratture regolari e irregolari [Ulusay e Gokceoglu, 1997].	109

Figura 4-4: Variazione di BPI non corretto e di BPI corretto in funzione di spessore e diametro [Ulusay e Gokceoglu, 1997].....	112
Figura 4-5: Relazione tra UCS e BPI ricavata dallo studio in questione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].....	113
Figura 4-6: Valutazione di BPI e UCS per RMR e M-RMR [Ulusay e Gokceoglu, 1997].....	114
Figura 4-7: Grafici della resistenza al taglio diretta (Stacey 1980) e BPI (Taselaar 1982, in van der Schrier) in funzione dell'angolo tra la direzione di esecuzione della prova e piani di stratificazione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].	115
Figura 4-8: BPI in funzione dell'angolo tra la direzione di del carico e piani di stratificazione [Ulusay e Gokceoglu, 1997].	115
Figura 4-9: Strength anisotropy factor in funzione dell'angolo tra I piani di debolezza e la direzione di applicazione del carico.	116
Figura 4-10: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico): definizione geometrica del modello per l'analisi FEM.	120
Figura 4-11: Modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).....	121
Figura 4-12: Particolare del modello relativo alla 1° estrazione con VBP=25%; stage 11 (materiale elasto-plastico).....	121
Figura 4-13: Risultato dell'analisi FEM in termini di deformazioni di taglio massime valutate nel modello costituito da sola matrice anisotropa.	122
Figura 4-14: Massime deformazioni a taglio del modello relativo alla 11° estrazione con VBP=25% e matrice anisotropa.....	124
Figura 4-15: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS in funzione di VPB%, (matrice anisotropa).....	128
Figura 4-16: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati in funzione di VPB%, (matrice anisotropa).....	128
Figura 4-17: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza FS medi, relativi a matrice isotropa e matrice anisotropa, in funzione di VPB%.....	129
Figura 4-18: Risultati analisi FEM: valori dei volumi mobilitati medi, relativi a matrice isotropa e matrice anisotropa, in funzione di VPB%.....	130

Figura 5-1: Moduli di deformazione in funzione di VBP [Lindquist, 1994].	132
Figura 5-2: Coesione in funzione di VBP [Lindquist, 1994].	132
Figura 5-3: Incremento dei valori di angolo di attrito interno in funzione di VBP [Lindquist, 1994].	133
Figura 5-4: Definizione grafica dell'approccio empirico per la previsione di ϕ_{bimrock} [Kalender et al., 2014].	138
Figura 5-5: Definizione grafica dell'approccio empirico per la previsione di $\text{UCS}_{\text{bimrock}}$ [Kalender et al., 2014].	138
Figura 5-6: Guida pratica per la selezione di "A" in base alle proprietà di contatto tra blocchi e matrice [Kalender et al., 2014].	139
Figura 5-7: Correlazione incrociata dei valori previsti normalizzati misurati e normalizzati di $\text{UCS}_{\text{bimrock}}$ dopo la calibrazione posteriore del valore di "A" [Kalender et al., 2014].	139
Figura 5-8: Previsione del criterio di resistenza preliminare sui valori di ϕ_{bimrock} [Kalender et al., 2014].	140
Figura 5-9: Previsione del criterio di resistenza preliminare sui valori di c_{bimrock} [Kalender et al., 2014].	140
Figura 5-10: Risultati analisi FEM: valori dei fattori di sicurezza medi relativi a matrice isotropa e di quelli ottenuti con i metodi di Lindquist e Kalender, in funzione di VPB%.	143
Figura 5-11: valori medi dei volumi mobilitati relativi a matrice isotropa e di quelli ottenuti con i metodi di Lindquist e Kalender, in funzione di VPB%.	144

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1: Parametri meccanici utilizzati per la modellazione numerica [Li et al., 2004].	60
Tabella 3-1: Parametri meccanici utilizzati per la modellazione numerica.	84
Tabella 3-2: Valori di SF e volume coinvolto per il modello costituito da sola matrice valutato con analisi FEM.	98
Tabella 3-3: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=25%, valutati con analisi FEM.	99
Tabella 3-4: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=25%.	100
Tabella 3-5: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=40%, valutati con analisi FEM.	101
Tabella 3-6: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=40%.	101
Tabella 3-7: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=55%, valutati con analisi FEM.	103
Tabella 3-8: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=55%.	103
Tabella 3-9: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=70%, valutati con analisi FEM.	104
Tabella 3-10: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=70%.	104
Tabella 4-1: Valori di SF e volume coinvolto per il modello costituito da sola matrice valutato con analisi FEM (matrice anisotropa).	122
Tabella 4-2: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=25%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.	123
Tabella 4-3: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=25% e matrice anisotropa.	123
Tabella 4-4: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=40%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.	125

Tabella 4-5: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=40% e matrice anisotropa.....	125
Tabella 4-6: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=55%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.	126
Tabella 4-7: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=55% e matrice anisotropa.....	126
Tabella 4-8: Valori di SF e volume coinvolto per i 15 modelli con VBP=70%, e matrice anisotropa, valutati con analisi FEM.	127
Tabella 4-9: Valori di media, mediana e deviazione standard ottenuti per i 15 modelli con VBP=70% e matrice anisotropa.....	127
Tabella 5-1: Parametri di resistenza della matrice (Li et al., 2004).	141
Tabella 5-2: Parametri di resistenza equivalenti: criterio empirico di Lindquist.	142
Tabella 5-3: Analisi FEM: risultati relativi all'applicazione del metodo empirico di Lindquist in termini di FS e volumi mobilitati.	142
Tabella 5-4: Parametri di resistenza equivalenti: criterio empirico di Kalender.	143
Tabella 5-5: Analisi FEM: risultati relativi all'applicazione del metodo empirico di Kalender in termini di FS e volumi mobilitati.....	143

BIBLIOGRAFIA

Afifipour, M., Moarefvand, P., 2013, *Mechanical behavior of bimrocks having high rockblock proportion*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 65, pp. 40–48.

Altinsoy, H., 2006. *A Physical Based Model Investigation for Determination of Shear Strength of Block in Matrix Rocks*. (MSc thesis) Hacettepe University, Geological Engineering Department, Ankara, Turkey (91pp).

A.G.I., 1979. *Some Italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex Formations*. Proc. IV I.C.R.M., Montreaux, 1, 827-846.

Bailey, E. B., and McCallien, W.J., 1950. *The Ankara Melange and the Anatolian Thrust*; Nature, v. 166, p. 938-940.

Bailey, E. B., and McCallien, W.J., 1953. *Serpentine lavas, the Ankara melange and the Anatolian Thrust*; Transaction Royal Society of Edimburgh, v.62/2, p.403-443.

Bailey, E. B., and McCallien, W.J., 1961. *Structure of the northern Apennines*; Nature, v. 191, p. 1136-1137.

Bailey, E. B., and McCallien, W.J., 1963. *Liguria Nappe: Northern Apennines*; Transaction Royal Society of Edimburgh, v. 65, p. 315-333.

Barbero, M., Bonini, M., Borri-Brunetto, M., 2006. *Analisi numeriche della stabilità di un versante in bimrock*. Proceedings of Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica– IARG 2006, Pisa, 2006.

Barbero, M., Bonini, M., Borri-Brunetto, M., 2007. *Numerical modelling of the mechanical behaviour of bimrock*. Proceedings of the 11th ISRM Int. Congress. Taylor & Francis Ltd., 2007.

Barbero, M., Bonini, M., Borri-Brunetto, M., 2008. *Three-Dimensional Finite Element Simulations of Compression Tests on Bimrock*. In: *Proceedings of the 12th*

Int. Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.

Blake, M.C., Jr., Jayko, A.S., Murchey, B.L., and Jones, D.L., 1987, *Structure, age, and tectonic significance of the Coast Range ophiolite and related rocks near Paskenta, California*. Dickinson, William R. Geological society of America, 1987, annual meeting and exposition. Abstracts-with-Programs-Geological-Society-of-America. 19.(7), p. 590; Phoenix, AZ, Oct. 26-29, 1987.

Blake, M.C., Jr., and Jones, D. L., 1974, *Origin of Franciscan Melanges in Northern California*; in Dott, R. H., Jr., and Shaver, R.H., eds., *Modern and Ancient Geosynclinal Sedimentation*; Society of Economic Paleontologist and Mineralogists Special Publication no. 19, p. 345-357.

Bosworth, W., 1982, *Evolution and structural significance of master shear zones within the parautochthonous flysch of eastern New York*; Vermont Geology, v.2, p. 6-13.

Button, G., Riedmuller, W., Schubert, K., Klima, E., Medley, E., 2001. *Tunnelling in Tectonic Melanges – Accommodating the Impacts of Geomechanical Complexities and Anisotropic Rock Mass Fabrics*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment.

Carobene, L., Cevasco, A. *Giornale di Geologia Applicata* 10 (2008) 31-50

Coli, N., Berry, P., Boldini, D., Bruno, R., 2009. *In situ large size non conventional shear tests for the mechanical characterization of a bimrock in The Santa Barbara open pit mine (Italy)*. In: The 43rd US rock mechanics symposium and 4th US-Canada rock mechanics symposium, held in Asheville. Paper no. ARMA 09-184.

Coli, N., 2010. *Metodi avanzati di indagine di ammassi rocciosi a blocchi in matrice (bimrock)*. Università di Bologna, Italia, PhD diss. Ciclo XXII.

Coli, N., Berry, P., Boldini, D., 2011. *In situ non-conventional shear tests for the mechanical characterisation of a bimrock*. Int J Rock Mech Min Sci 48(1):95–102.

Cowan, D., 1974. *Deformation and metamorphism of the Franciscan subduction Zone Complex Northwest of Pacheco Pass, California*: Geol. Soc. Am, Bull, v.85, no. 10, p. 1623-1634.

Cowan, D., 1985. *Structural styles in Mesozoic and Cenozoic melanges in the western Cordillera of North America*. Geological Society of America Bulletin, v.96, April 1985.

D'Elia, B., 2006. *Esperienze sul comportamento di alti fronti di scavo* (Memories on the behaviour of high mine slopes). Rivista Italiana di Geotecnica 2, 12-47.

D'Elia, B., Di Stefano, D., Federico, G., Oliva, S., 1984. *Full-scale study of a high cut in a structurally complex formation*. Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, 16-21 September 1984, University of Toronto Press. 2, 57-62.

D'Elia, B., Distefano, D., Esu, F., Federico, G., 1986. *Slope movements in structurally complex formations*. Proceedings of the International Symposium on Engineering in Complex Rock Formation, Beijing, China.

D'Elia, B., Di Stefano, D., Esu, F., Federico, G., 1988. *Deformations and stability of high cuts in a structurally complex formation: Analysis and prediction*. Proceedings of the 5th international symposium on landslides, Lausanne, 10-15 July 1988. 1, 699-604.

D'Elia, B., Di Stefano, D., Esu, F., Federico, G., 1993. *Problematiche Geotecniche nella coltivazione a cielo aperto della Miniera di S. Barbara*. GEAM, 30, 121-125.

Gansser. A., 1955, *New aspects of the geology in central Iran*; Proceedings of the 4th World Petroleum Conference, Sec. I/A/5, p. 279-298.

Glawe U., Upreti, B., 2004. *Better understanding the strengths of serpentine bimrock and homogeneous serpentinite*. Felsbau Vol.22 (2004), No.5, 53-60.

Gokceoglu, C., Kasapoglu, K.E., Sonmez, H., 1998. *Prediction of uniaxial compressive strength of Ankara Agglomerates from their petrographical composition*. In: Moore, D.Hungr, O. (eds.): Proceedings of the Eighth International Congress of IAEG and the Environment, Vancouver, Canada, pp. 455-459. Rotterdam: Balkema.

Gokceoglu, C., 2002. *A fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of the Ankara Agglomerates from their petrographic composition*. Engineering Geology 66, 39-51.

Gokceoglu, C., Zorlu, K., 2004. *A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock*. Eng. Appl. of Artificial Intelligence. 17(1):61-72.

Goodman, R.E., Ahlgren, C.S., 2000. *Evaluating the safety of a concrete gravity dam on weak rock-Scott Dam*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126, 429-442.

Greenly, E., 1919, *The geology of Anglesey*; Great Britain Geological Survey Memoir, v. 1, p. 980.

Haneberg, W.C., 2004. *Simulation of 3D block populations to characterize outcrop sampling bias in bimrocks*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling 22(5), 19-26.

Hoek, E., Marinos, P., Marinos, V., 2005. *The geological strength index: applications and limitations*. Bull. Eng. Geol. Environ., 64, 55-56.

Hsu, K. J., 1966. *Melange concept and its application to an interpretation of the California Coast Range geology*; Geological society of America Abstracts for 1966, p.99-100.

Hsu, K. J., 1968. *The principles of mélangé and their bearing on the Franciscan Knoxville paradox*; Geological society of America bulletin, v.79, p. 1063-1074.

Hsu, K. J., 1969. *Preliminary report and geologic guide to Franciscan mélange of Morro Bay San Simeon area, California*; Californi division of mine and geology special publication, 35, 46 p.

Hsu, K. J., 1974. *Melange and their distinction from olistrostromes*; in Dott, R. H., Jr., and Shaver, R. H., eds., *Modern and Ancient Geosynclinals Sedimentation*; Society of economic paleontologists and Mineralogists special publication no. 19, p. 321-333.

Irfan, T.Y., Tang, K.Y., 1993. *Effect of the Coarse Fractions on the Shear Strength of Colluvium*. GEO report No.22 – Hong Kong Geotechnical Engineering Office, Reprinted, 1995, 223.

Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E., 2014. *An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks*. *Engineering Geology* 183 65-79.

Li, X., Liao Q. L., He, J. M., 2004. *In-situ tests and a stochastic structural model of rock and soil aggregate in the three Gorges Reservoir area, China*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41, No. 3, 702-707.

Lindquist, E.S., 1991. *Fractals-Fracture and Franciscan Melange*, Term Paper for CE 280, Rock Mechanics instructor: Prof. R.E Goodman, Dept Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Lindquist, E., 1994. *The Strength and Deformation Properties of Melange*. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Lindquist, E.S., Goodman, R.E., 1994. *Strength deformation properties of a physical model melange*. *Proceedings 1st North American Rock Mech. Symp.*, Austin, Texas, 843-850. 142 Elena Ravera. “*Slope stability analyses in bimrocks: a stochastic approach*”

Mandelbrot, B.B., 1983. *The fractal geometry of nature*. W.H. Freeman and Co, New York, 468 pp.

Marinos, P.G., Hoek, E., 2000. *GSI: a geological friendly tool for rock mass strength estimation*. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic Publishing Co. Inc., 1422-1440, Melbourne, Australia.

Marinos, P.G., Hoek, E., 2001. *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. Bull. Engg. Geol. Env., 60, 85-92.

Medley, E., 1994. *The engineering characterization of melanges and similar block-in- matrix rocks (bimrocks)*. Dept of Civil Engineering, University of California, Berkley, California, PhD diss., UMI Diss. Svc., Ann Arbor, MI.

Medley, E., 1997. *Uncertainty in estimates volumetric proportions in melange bimrocks*. Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and the Environment, Athens, 23-27 June 1997, eds P.G Marinos et al., 267-272.

Medley E., 1999. *Systematic characterization of melange bimrocks and other chaotic soil/rock mixtures*. Felsbau 17 (1999), No.3.

Medley, E., 2001. *Orderly Characterization of Chaotic Franciscan Melanges*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling 19, 4,20-4,21.

Medley, E., 2002. *Estimating Block Size Distributions of Melanges and Similar Block-in Matrix Rocks (Bimrocks)*. Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium (NARMS), Toronto, July 2002, 509-606.

Medley, E., 2004. *Observations on tortuous failure surface in bimrocks*. Felsbau Vol.22 (2004), No. 5, 35-43.

Medley, E., 2007a. *Bimrocks Article Part 1: Introduction*. Newsletter of HSSMGE, No. 7, February 2007.

Medley E., 2007b. *Bimrocks Article Part 2: Case Histories and Practical Guidelines*. Newsletter of HSSMGE, No. 8, April 2007.

Medley, E., Lindquist., E.S., 1995. *The engineering significance of the scale independence of some Franciscan melanges in California, USA*. Proceedings of the 35th US Rock Mechanics Symposium, Reno, 907-914.

Medley, E., Sanz Rehermann, P.F., 2003. *Increases in slope stability of rock/soil mixtures due to tortuosity of failure surfaces around rock blocks*. Annual Meeting Geol. Soc. America, Seattle, WA.

Medley, E., Sanz Rehermann, P.F., 2004. *Characterization of Bimrocks (Rock/Soil Mixtures) with Application to Slope Stability Problems*. Proceedings Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium Salzburg, Austria October 2004.

Medley, E., Wakabayashi, J., 2004. *Geological Characterization of Melanges for Practitioners*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling 22(5), 10-18.

Meyerhof, G.G., 1982. *The geotechnics of structurally complex formations*. Eng. Geol., 19 (1), 63.

Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Geotechnique, v.15, 79-93.

Napoli, M.L., Barbero, M., Ravera, E., Scavia, C., 2017. *A stochastic approach to slope stability analysis in bimrocks*. Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering, Politecnico di Torino. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 101 (2018) 41-49.

Pan, Y.W., M.H. Hsieh, M.H., Liao, J.J., 2008. *Mechanical Properties of virtual block-in-matrix colluvium*. In: Proceedings of ARMA 2008, American Rock Mechanics Association, 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium, San Francisco, USA, ARMA08-51, 8.

Phase2 Theory documentations provided by the developers of the software. https://www.rocsience.com/help/phase2/webhelp9/theory/Theory_Overview.htm (2016)

Picarelli, L., 1986. *Caratterizzazione geotecnica dei terreni strutturalmente complessi nei problemi di stabilità dei pendii*. Atti XVI Convegno Nazionale Geotecnica, Napoli, 15-16 Maggio.

Raymond, L.A., 1984. *Classification of melanges*. In Raymond L.A., ed, *Melanges: Their nature, origin and significance*. Geological Society of America Special Paper, 198.

Riedmuller, G., Brosch, F.J., Klima, K., Medley, E., 2001. *Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks*. *Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling* 19 (4), 13-19.

Roadifer, J., Forrest, MP., 2012. *Characterization and treatment of mélanges and sandstone foundation at Calaveras Dam*. Proc. GeoCongress 2012 State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, Oakland, California, pp. 3362-3371.

Roadifer, J., Forrest, MP., Lindquist, E. S., 2009. *Evaluation of shear strength of mélanges foundation at Calaveras Dam*. Proc. U. S. Society for Dams, Annual Meeting and Conference, 29th, on “Managing Our Water Retention Systems”, Nashville. Tennessee, pp.507-521.

Rocscience, 2004. *A new era in slope stability analysis: Shear strength reduction Finite Element Technique*. RocNews, Summer 2004, 2-9.

Savely, J.P., 1990. *Determination of shear strength of conglomerates using a Caterpillar D9 ripper and comparison with alternative methods*. International Journal of Mining and Geological Engineering, 8, 203-225.

Sonmez, H., Gokceoglu, C., Tuncany, E., Medley, E., Nefeslioglu, H.A., 2004a. *Relationships Between Volumetric Block Proportions and Overall UCS of a Volcanic Bimrock*. *Felsbau Rock and Soil Engineering- Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling* 22(5), 27-32.

Sonmez, H., Tuncay, E., Gokceoglu, C., 2004b. *Models to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity for Ankara Agglomerate*. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. 41, 717–729.

Sonmez, H., Altinsoy, H., Gokgeoglu, C., Medley, E., 2006a. *Considerations in Developing an Empirical Strength Criterion for Bimrocks*. Proceedings 4th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006), November 6-10, Singapore.

Sonmez, H., Gokceoglu, C., Medley, E., Tuncay, E., Nefeslioglu, H.A., 2006b. *Estimating the Uniaxial Compressive Strength of a Volcanic Bimrock*. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. 43, 554-561.

Sonmez, H., Kasapoglu, K.E., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E.W., Zimmerman, R.W., 2009. *A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks*. In *ISRM Regional Symposium, Rock Engineering in Difficult Ground Condition, Soft Rock and Karst, Dubrovnik, Croatia*.

Sonmez, H., Tunusluoglu, C., 2010. *Development of a unified geomechanical classification system and a generalized empirical approach for jointed rock masses and bimrocks*. TUBITAK Project no:108Y002.

Sonmez, H., Ercanoglu, M., Kalender, A., Dagdelenler, G., Tunusluoglu, C., 2016. *Predicting uniaxial compressive strength and deformation modulus of volcanic bimrock considering engineering dimension*. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. 86, 91-103.

Turcotte, D.L., 1986. *Fractals and Fragmentation*. Journal of Geophysical Research 91 (B2), 1921-1926.

Turcotte, D.L., 1997. *Fractals and chaos in geology and geophysics*. Second Edition. Cambridge University Press, 398pp.

Ulusay, R., Gokceoglu, C., 1997. *The modified block punch index test*. Geology Division, Geological Engineering Department, Hacettepe University, Beytepe Ankara, Turkey. Can. Geotech. J. 34: 991-1001.

Vallejo, L.E., 2001. *Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures*. Can. Geotech. J. 38(5), 1097-1104.

Vallejo, L.E., Mawby, R., 2000. *Porosity influence on the shear strength of granular material–clay mixtures*. Engineering Geology 58, 125–136.

Volpe, R.L., Ahlgren, C.S., Goodman, R.E., 1991. *Selection of engineering properties for geologically variable foundations*. In: Proceedings of the 17th International Congress on Large Dams, Paris, 1991. 1087-1101.

Wood, D.M., 2004. *Geotechnical Modelling*, CRC press.

Xu, W., Hu, R., Tan, R., 2007. *Some geomechanical properties of soil-rock mixtures in the Hutiao Gorge area, China*. Géotechnique. 3, 255-264.

Xu, W., Yueb, Z., Hu, R., 2008. *Study on the mesostructure and mesomechanical characteristics of the soil–rock mixture using digital image processing based finite element method*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 45,749–62.

ALLEGATO A

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%   GENERAZIONE CASUALE DI BLOCCHI ALL'INTERNO DEL DOMINIO   %
%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
clear all;
close all;
clc;
%
tic;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%   CARATTERISTICHE PENDIO   %
%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% dimensioni del dominio, unità in m
B = 150; % base del dominio
H = 100; % altezza totale del dominio
L1 = 50; % dall'estremo del dominio all'inizio del pendio
(sx-->dx)
L2 = 100; % dall'estremo del dominio alla fine del pendio
(sx-->dx)
L3 = 50; % dalla base del pendio alla fine del dominio (a
dx)
Lp = 50; % larghezza sull'orizzontale del pendio
H1 = 50; % dimensione caratteristica altezza del pendio
H2 = 50; % altezza dall'estremo del dominio alla base del
pendio
%
A = (L1*H)+(1/2*Lp*H1)+(Lp*H2)+(L3*H2); % Area

% percentuale volumetrica
PV = 0.70;
toll = 1/40*PV;

%eccentricità ellisse
e=0.87;

% La dimensione dei blocchi, deve essere compresa tra il 5%
e il 75%
% della dimensione caratteristica, in questo caso l'altezza
del pendio (H1)
a = 0.05*H1;
b = 0.75*H1;
F = 0:0.0001:1;
q = -1.99;
```

```

dp      = ((-F*((a^(1+q))-(b^(1+q))))+(a^(1+q))).^(1/(1+q));

%distanza minima tra 2 blocchi e tra blocchi e dominio
toll_pos = 0.05;
F2 = F.*100;
figure(1)
plot(dp,F2)
title('Distribuzione dei diametri dei blocchi in termini
probabilistici');
xlabel('Diametro blocchi (m)');
ylabel('Probabilità (%)');
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               Distribuzione dimensionale
blocchi                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

d_medio = zeros([],2); %vettore con asse maggiore e asse
minore di ogni ellisse
vv      = 0;
i       = 0;

while vv<=(PV*A-toll*A)
    i = i+1;
    temp = round(rand(1)*length(F));
    if (temp==0), temp = 1; end
    d_medio(i,1) = dp(temp); %asse maggiore dell'ellisse,
    pari al diametro dei cerchi nella versione con blocchi
    circolari
    d_medio(i,2) = (dp(temp)^2-e^2*dp(temp)^2)^0.5; %asse
    minore dell'ellisse, pari all'asse maggiore per 3/4 per e=0.5
    vvi      = pi*(d_medio(i,1)/2)*(d_medio(i,2)/2); %area
    dell'ellisse i-esima = pigreco*semiassemaggiore*semiasseminore
    vv      = vv+vvi;
end
vvb=vv-vvi;
Nd = numel(d_medio)/2; %numero di ellissi generate
(diviso 2 perchè numel=n. elem. matrice,2=n. di colonne)
while vv>=(PV*A+toll*A)
    temp = round(rand(1)*length(F));
    if (temp==0), temp = 1; end
    d_medio(Nd,1) = dp(temp); %asse maggiore dell'ellisse,
    pari al diametro dei cerchi nella versione con blocchi
    circolari
    d_medio(Nd,2) = (dp(temp)^2-e^2*dp(temp)^2)^0.5; %asse
    minore dell'ellisse, pari all'asse maggiore per 3/4 per e=0.5
    vvi      = pi*(d_medio(i,1)/2)*(d_medio(i,2)/2); %area
    dell'ellisse i-esima = pigreco*semiassemaggiore*semiasseminore
    vv      = vvb+vvi;
    while vv<=(PV*A-toll*A)
        temp = round(rand(1)*length(F));
        if (temp==0), temp = 1; end
        d_medio(Nd,1) = dp(temp); %asse maggiore
        dell'ellisse, pari al diametro dei cerchi nella versione con
        blocchi circolari

```

```

        d_medio(Nd,2) = (dp(temp)^2-e^2*dp(temp)^2)^0.5;
%asse minore dell'ellisse, pari all'asse maggiore per 3/4 per
e=0.5
        vvi    = pi*(d_medio(i,1)/2)*(d_medio(i,2)/2);
%area dell'ellisse i-esima =
pigreco*semiassemaggiore*semiasseminore
        vv = vvb+vvi;
    end
end

do = sort(d_medio,'descend');
figure(2)
plot(do,'x');
title('Distribuzione dimensionale blocchi');
xlabel('Blocchi');
ylabel('Diametro blocchi (m)');

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               %
%                               %
%                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% generazione delle classi
node = 0.04*sqrt(A); % valore di riferimento per rappres.
grafica--> ATT.|| valutare se inserire 0.05 al posto di 0.04
node_classe_1= node/2;
node_classe_2= node;
node_classe_3= node*2;
node_classe_4= node_classe_3*2;
node_classe_5= node_classe_4*2;

%definizione delle frequenze per le classi --- considerando
l'asse maggiore
ii=0;
cont_1=0;
cont_2=0;
cont_3=0;
cont_4=0;
for i=1:Nd
    if (node_classe_1<do(i,1)) && (node_classe_2>do(i,1))
        classe_1= cont_1 + 1;
        cont_1 = classe_1;
    end
    if (node_classe_2<do(i,1)) && (node_classe_3>do(i,1))
        classe_2= cont_2 + 1;
        cont_2 = classe_2;
    end
    if (node_classe_3<do(i,1)) && (node_classe_4>do(i,1))
        classe_3= cont_3 + 1;
        cont_3 = classe_3;
    end
    if (node_classe_4<do(i,1)) && (node_classe_5>do(i,1))
        classe_4= cont_4 + 1;
        cont_4 = classe_4;
    end
end

```

```

    end
end

somma = cont_1 + cont_2 + cont_3 + cont_4;
verifica = somma/Nd;
freq(1) = (cont_1/Nd)*100;
freq(2) = (cont_2/Nd)*100;
freq(3) = (cont_3/Nd)*100;
freq(4) = (cont_4/Nd)*100;
med(1) = (node_classe_1+node_classe_2)/2;
med(2) = (node_classe_2+node_classe_3)/2;
med(3) = (node_classe_3+node_classe_4)/2;
med(4) = (node_classe_4+node_classe_5)/2;

figure(3)
loglog(med,freq,'+')

toc
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               Posizionamento blocchi
%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% set number of ellipses to plot (= Nd), già definito
n = Nd;
radiix = (do(:,1)/2); %"do" è la matrice contenente, su ogni
riga, l'asse > e l'asse < di ogni ellisse, dalla più grande
alla più piccola
radiiy = (do(:,2)/2);
pos = zeros(n, 2); % coordinate dei centri delle ellissi
posF1 = zeros(n,2);
posF2 = zeros(n,2);

allColours = lines(n);

% main loop
er=0;

ta=-pi:0.01:pi;
Pkxb=zeros(length(ta),Nd); %coordinate x dei punti sul
contorno delle ellissi considerando il centro a x=0
Pkx=zeros(length(ta),Nd); %coordinate x dei punti sul
contorno delle ellissi
Pkyb=zeros(length(ta),Nd); %coordinate y dei punti sul
contorno delle ellissi considerando il centro a y=0
Pky=zeros(length(ta),Nd); %coordinate y dei punti sul
contorno delle ellissi
ang=zeros(n,1);

for idx = 1:n
    is_good = false;
    ang(idx)=90;
    R = rotx(ang(idx));

```

```

        % generate random positions and radii until we have a
hit
        while ~is_good
            matrix=zeros(length(ta),n-1); %matrice per calcoli di
verifica non inters ellissi
            %%% genero coordinate random del centro
dell'ellisse idx
            pos(idx,1)=rand(1)*B;
            %%% genero le coordinate dei punti di contorno
dell'ellisse idx
            %%% rotata
            Pkxb(:,idx)=radiix(idx)*cos(ta);
            Pkyb(:,idx)=radiiy(idx)*sin(ta);
            for i = 1:size(Pkx,1)
                Dum = R*[0 Pkyb(i,idx) Pkxb(i,idx)]';
                Pkyb(i,idx) = Dum(2);
                Pkx(i,idx) = Dum(3) + pos(idx, 1);
            end
            if (min(Pkx(:,idx))>toll_pos && max(Pkx(:,idx))<B-
toll_pos)
                if pos(idx,1)<=L1
                    er=1;
                    vetymax=zeros(size(Pkx,1),1);
                    %creo un vettore contenente tutte le coordinate y massime
associate alle coordinate x dell'ellisse
                    for iii=1:size(Pkx,1)
                        if Pkx(iii,idx)<=L1
                            vetymax(iii)=H;
                        else
                            vetymax(iii)=H2+(L1+Lp-Pkx(iii,idx))*(H-
H2)/Lp;
                        end
                    end
                    while er==1
                        pos(idx,2)=rand(1)*H;
                        Pky(:,idx)=Pkyb(:,idx)+pos(idx,2);
                        if min(Pky(:,idx))>toll_pos &&
min(vetymax-Pky(:,idx))>=toll_pos
                            er=0;
                        else
                            er=1;
                        end
                    end
                end
            end

            if pos(idx,1)>= L2
                er=1;
                vetymax=zeros(size(Pkx,1),1);
                %creo un vettore contenente tutte le coordinate y massime
associate alle coordinate x dell'ellisse
                for iii=1:size(Pkx,1)
                    if Pkx(iii,idx)>=L2
                        vetymax(iii)=H2;
                    else

```

```

                vetymax(iii)=H2+(L1+Lp-Pkx(iii,idx))*(H-
H2)/Lp;
                end
                end
                while er==1
                pos(idx,2) = rand(1)*H2;
                Pky(:,idx) =Pkyb(:,idx)+pos(idx,2);
                if min(Pky(:,idx))>toll_pos &&
min(vetymax-Pky(:,idx))>=toll_pos
                er=0;
                else
                er=1;
                end
                end
                end
                if pos(idx,1)>L1 && pos(idx,1)<L2
                er=1;
                vetymax=zeros(size(Pkx,1),1);
                %creo un vettore contenente tutte le coordinate y massime
                associate alle coordinate x dell'ellisse
                for iii=1:size(Pkx,1)
                if Pkx(iii,idx)>=L2
                vetymax(iii)=H2;
                elseif Pkx(iii,idx)<=L1
                vetymax(iii)=H1;
                else
                vetymax(iii)=H2+(L1+Lp-Pkx(iii,idx))*(H-
H2)/Lp;
                end
                end
                while er==1
                pos(idx,2) = rand(1)*(H2+(L1+Lp-
pos(idx,1))*(H-H2)/Lp);
                Pky(:,idx)=Pkyb(:,idx)+pos(idx,2);
                if min(Pky(:,idx))>toll_pos && min(vetymax-
Pky(:,idx))>=toll_pos
                er=0;
                else
                er=1;
                end
                end
                end
                end
                toc
                posF1(idx,:)=[-e*radiix(idx),0]; %coordinate
                del fuoco F1 essendo e*raddix = e*a= c
                posF2(idx,:)=[e*radiix(idx),0]; %coordinate
                del fuoco F2 non ruotate
                DumF1 = R*[0 posF1(idx,2) posF1(idx,1)]';
                DumF2 = R*[0 posF2(idx,2) posF2(idx,1)]';
                posF1(idx,:)=[DumF1(3)+pos(idx,1),DumF1(2)+pos(idx,2),];
                %coordinate del fuoco F1 ruotate
                posF2(idx,:)=[DumF2(3)+pos(idx,1),DumF2(2)+pos(idx,2),];
                %coordinate del fuoco F2 ruotate

```

```

        VerPos=1;
        if idx>1
            for j=1:idx-1
                matrix(:,j)=((Pxx(:,idx)-
posF1(j,1)).^2+(Pyy(:,idx)-posF1(j,2)).^2).^0.5+((Pxx(:,idx)-
posF2(j,1)).^2+(Pyy(:,idx)-posF2(j,2)).^2).^0.5-2*radiix(j)-
3*toll_pos;
            end
        end
        VerPos = all(matrix(:) > -0.000001);
        %%%end

        %verifica che tutti i termini siano ">0" (-
0.000001 è usato perchè inizialmente la matrice è costituita
da "0")
        if VerPos == 1
            is_good = true;
        end
    end
end
end
toc

%% plot
figure(5);
clf;

hold on
set(gca, 'visible', 'off')
daspect([1, 1, 1])

for idx = 1:n
    hold on
    patch(Pxx(:,idx),Pyy(:,idx), zeros(1,length(ta)))
end

coordx=[0 0 L1 (L1+Lp) B B 0];
coordy=[0 H H H2 H2 0 0 ];
figure(5)
plot(coordx,coordy)

m=[pos(:,1), (pos(:,2)-
do(:,1)/2), pos(:,1), (pos(:,2)+do(:,1)/2), do(:,2)/2];

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               Generazione file di coordinate
%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
    if exist('coordinate.scr', 'file'),
delete('coordinate.scr'); end
    fid = fopen('coordinate.scr','a');
    fprintf(fid,'Layer n Materials \r\n');

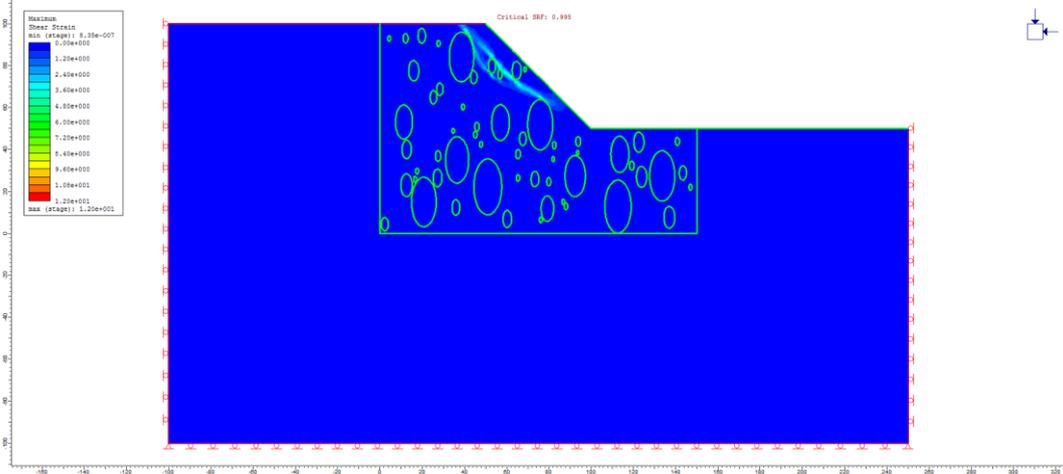
```

```
fprintf(fid, '\r\n');
fprintf(fid, ' Pellipse 1 \r\n');
fprintf(fid, '\r\n');
fprintf(fid, 'Plinetype 0 \r\n');
fprintf(fid, '\r\n');
fprintf(fid, 'Ellisse ');
fprintf(fid, '%5.5f, %5.5f %5.5f, %5.5f %6.6f \r\n', m. ');
fclose(fid);
```

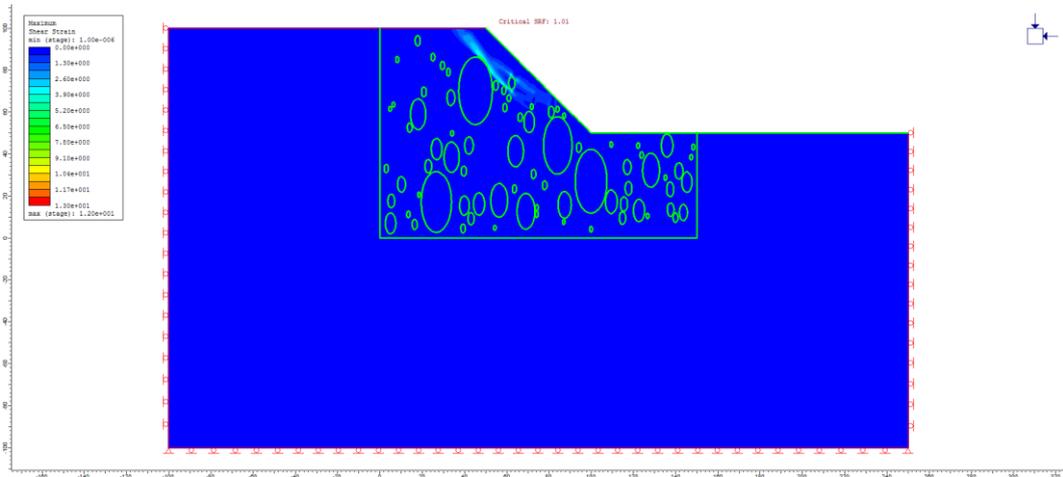
```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               %
%                               %
%                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
format long
PV
test=vv/A
```

ALLEGATO B

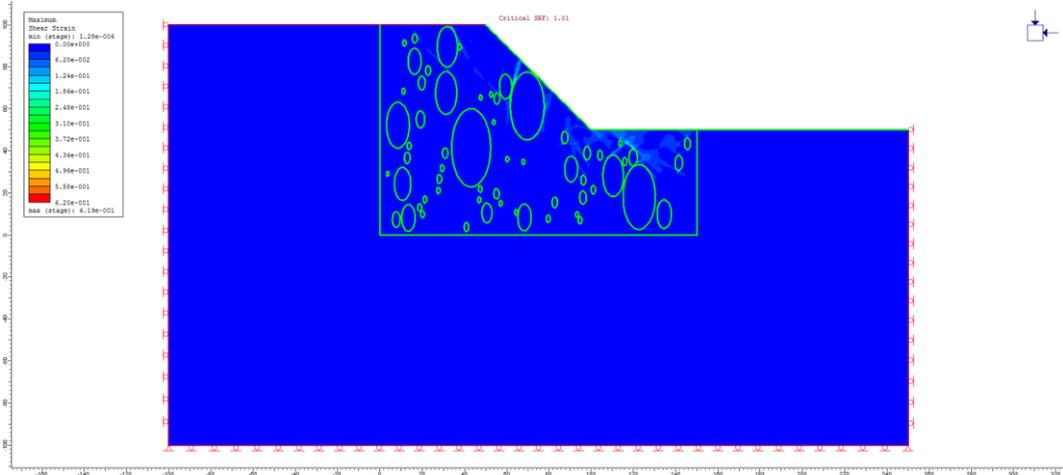
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



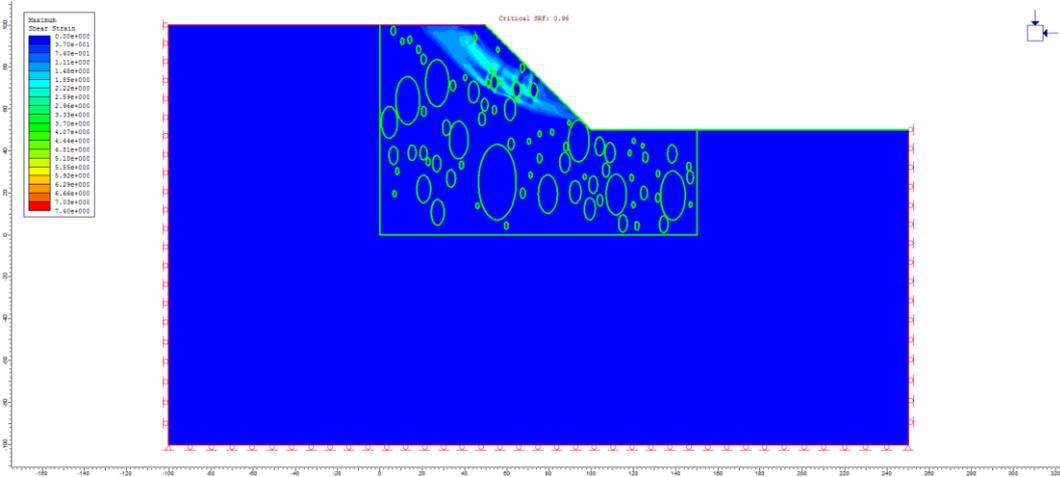
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



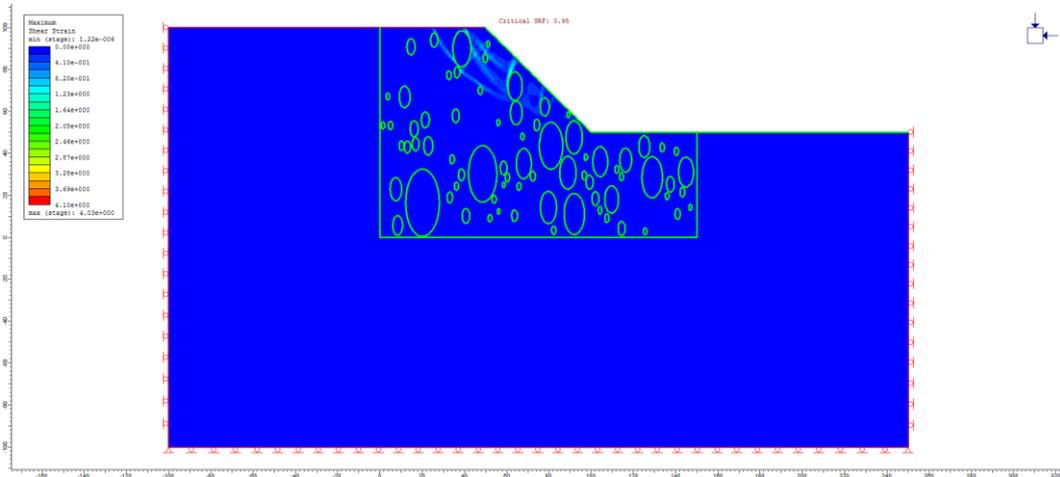
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



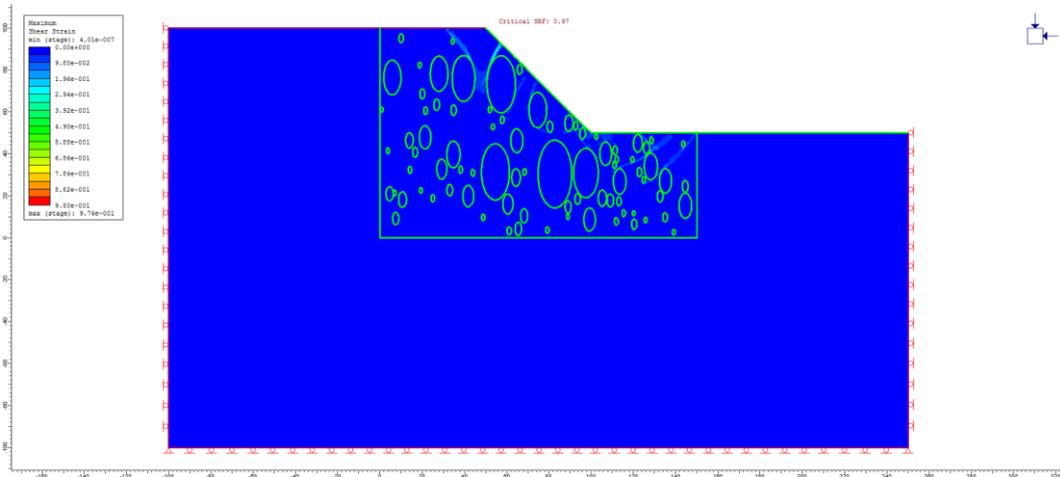
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



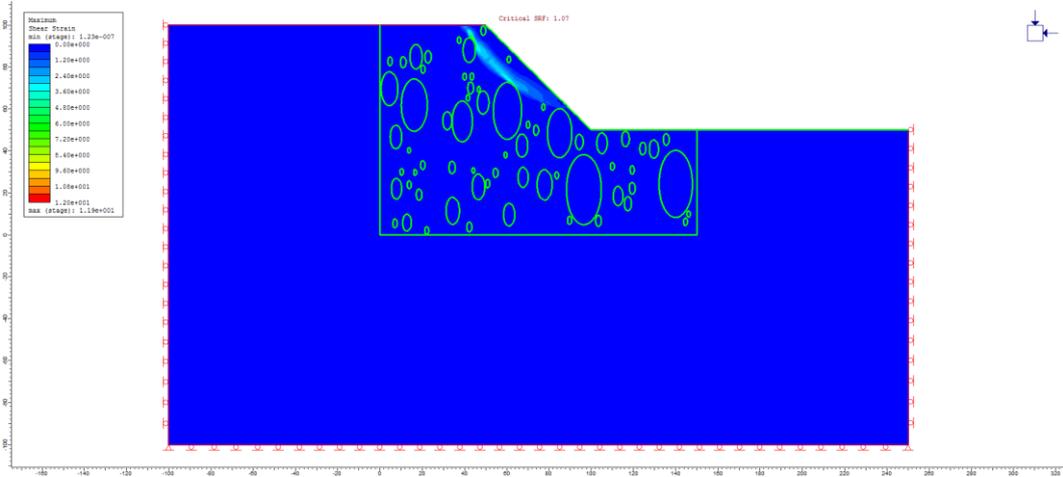
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



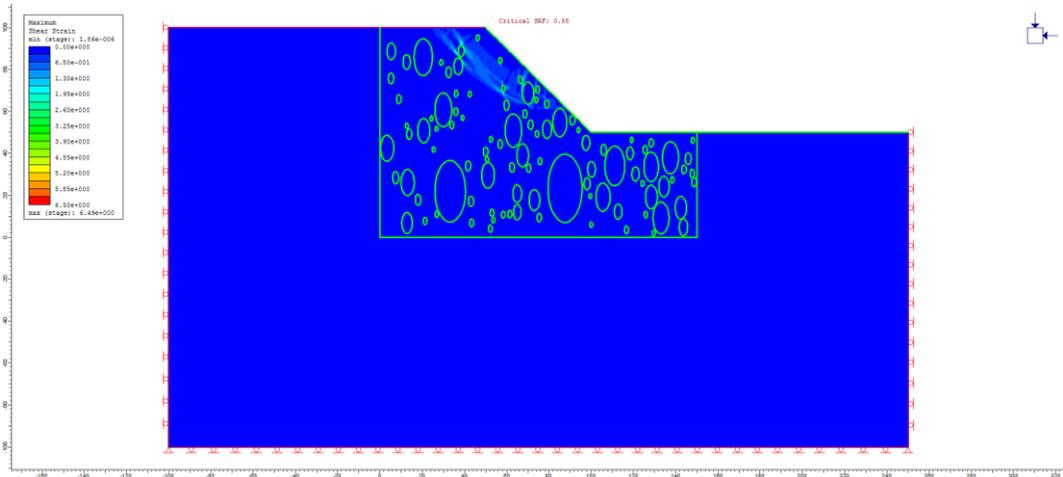
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



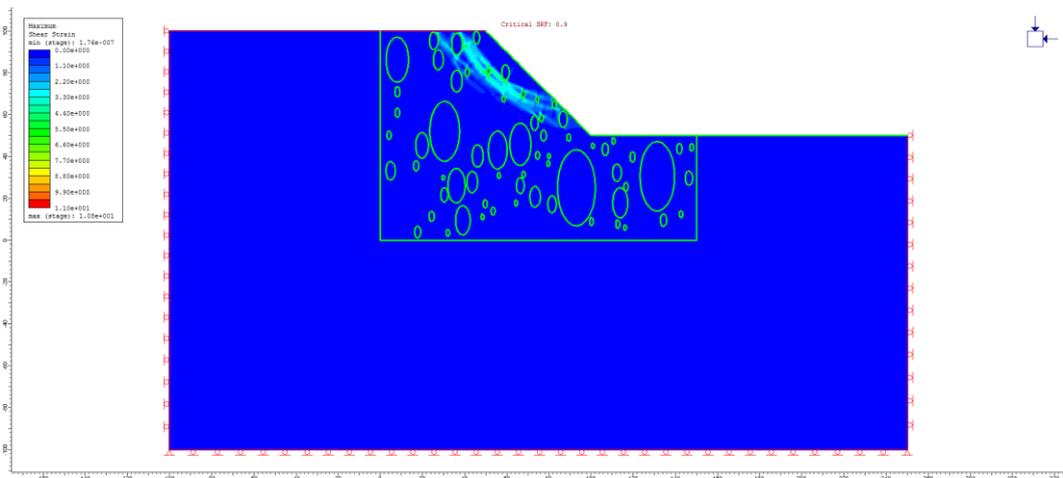
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



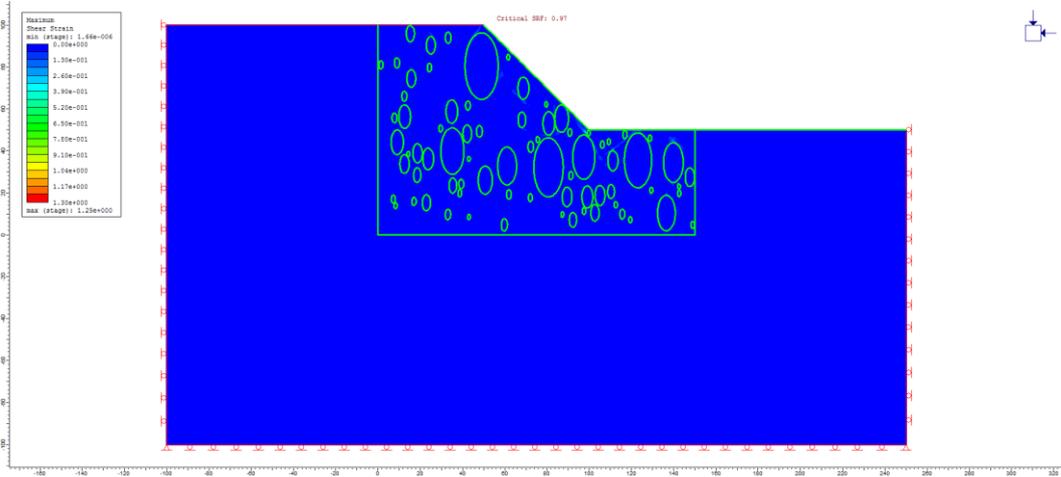
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



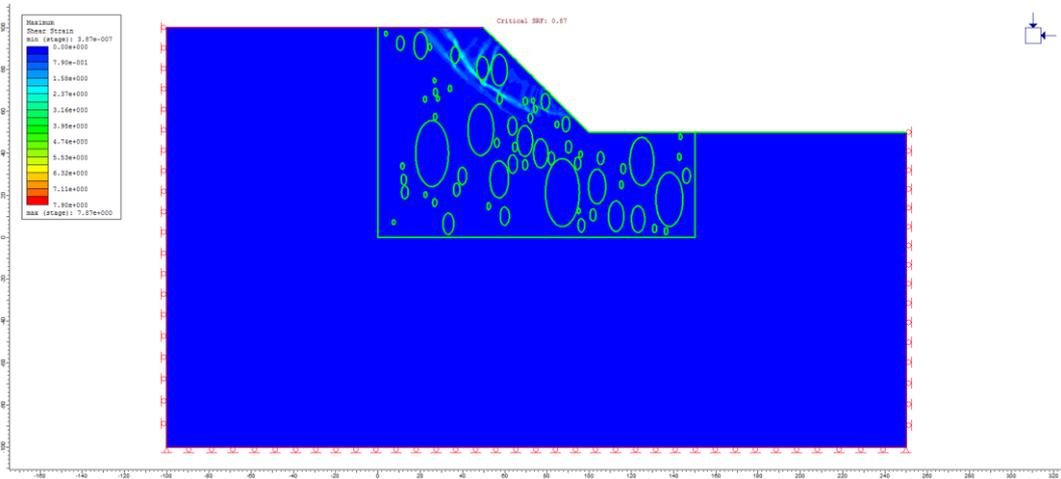
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



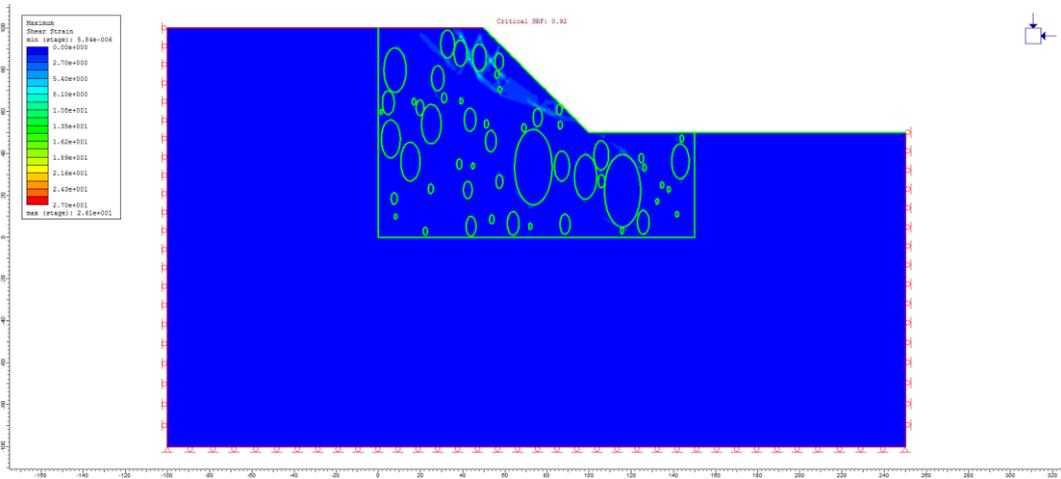
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



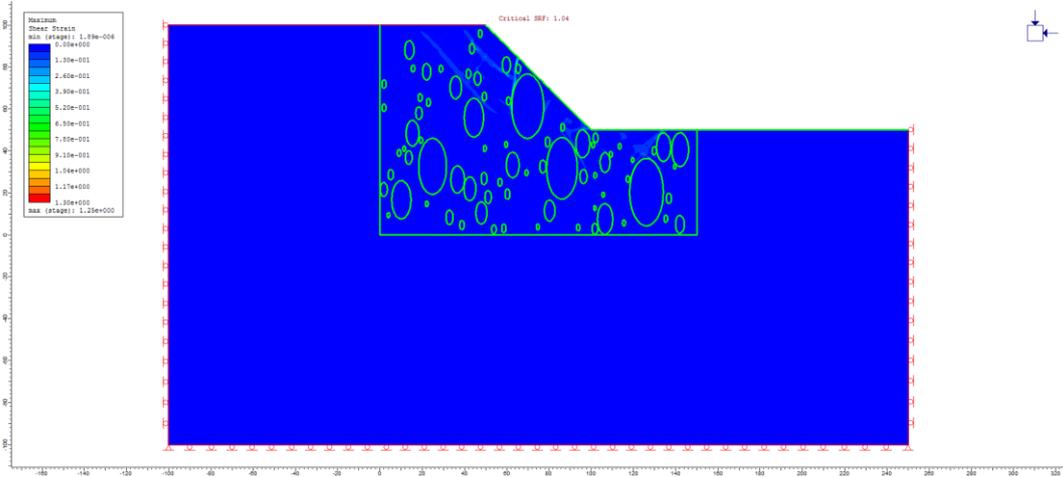
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



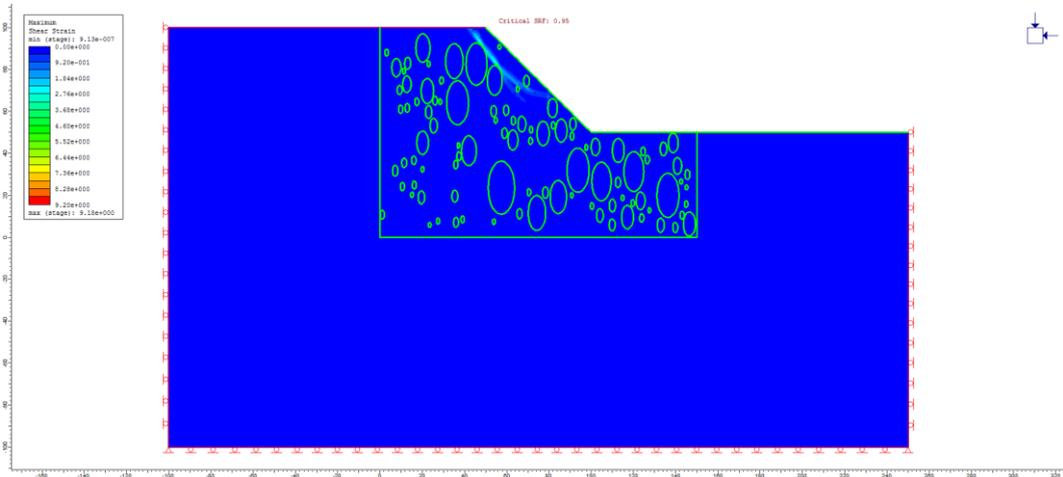
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



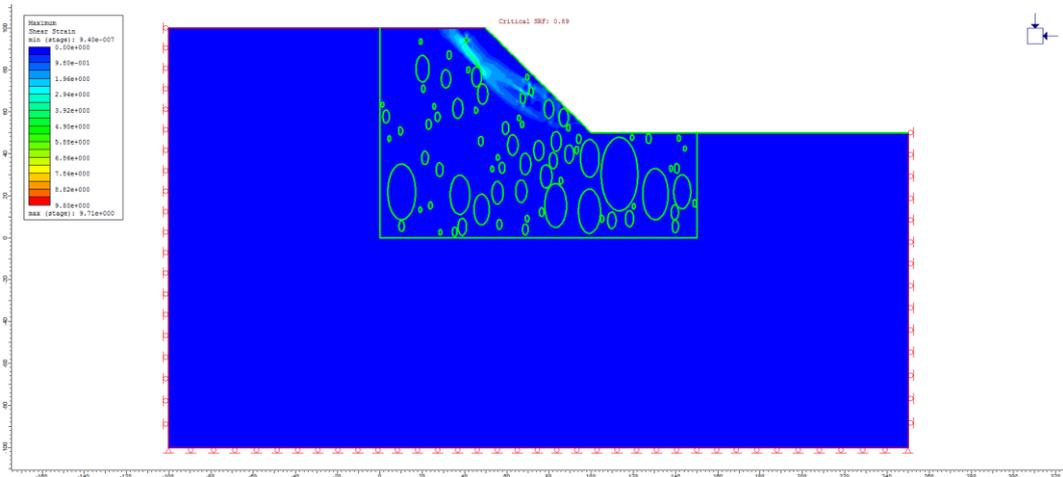
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



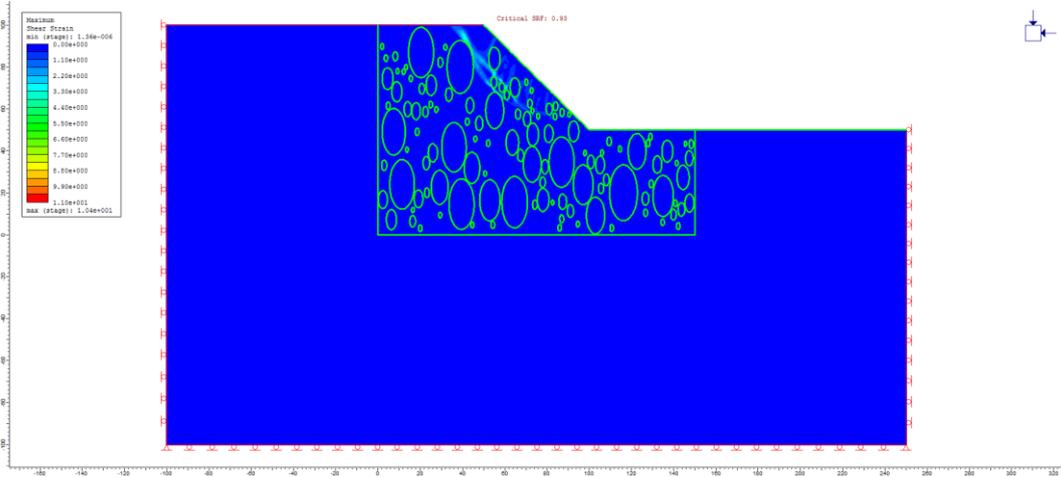
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



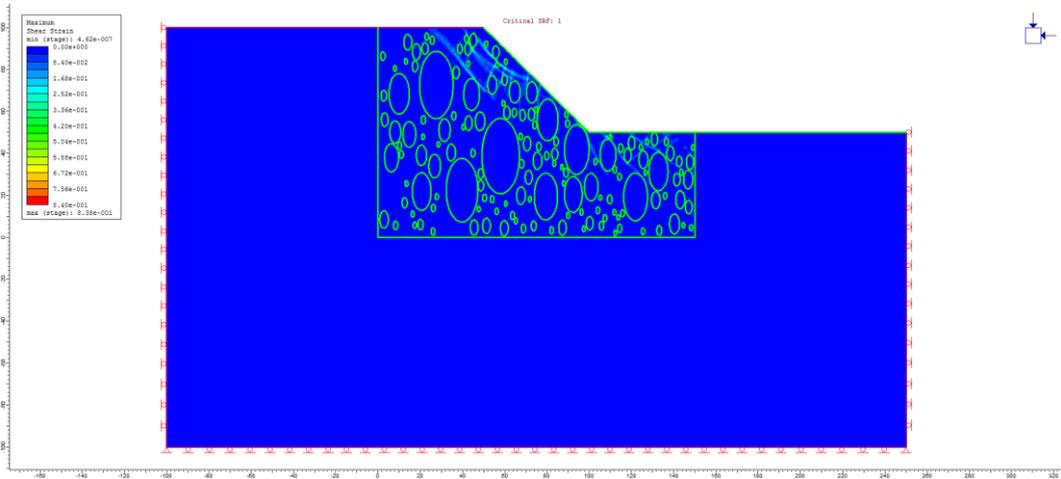
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=25%, matrice isotropa.



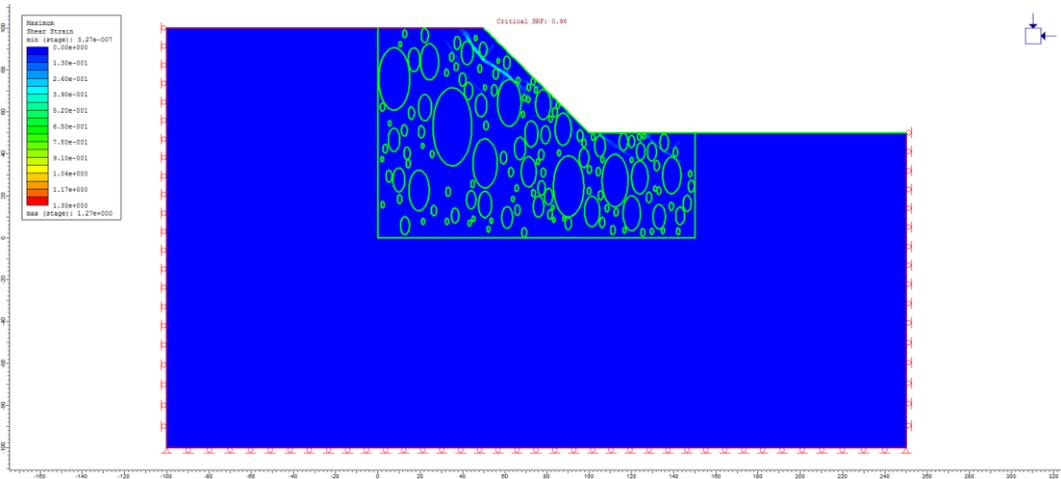
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



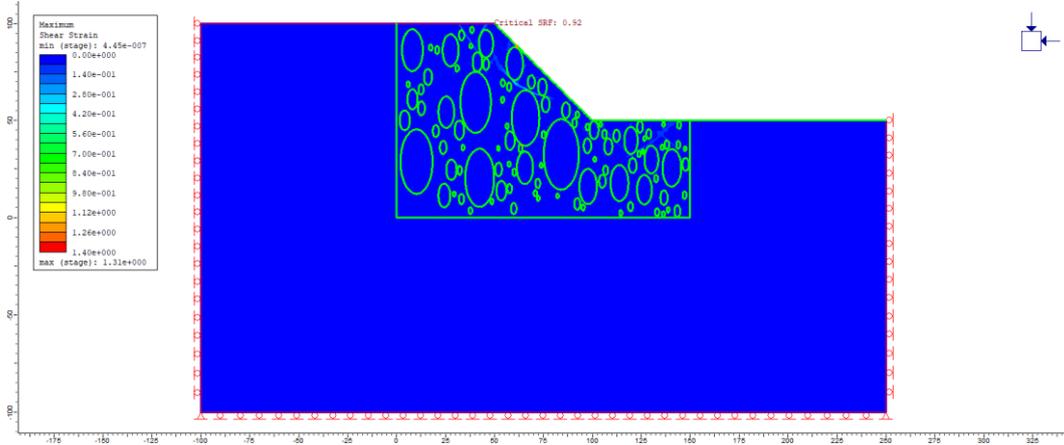
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



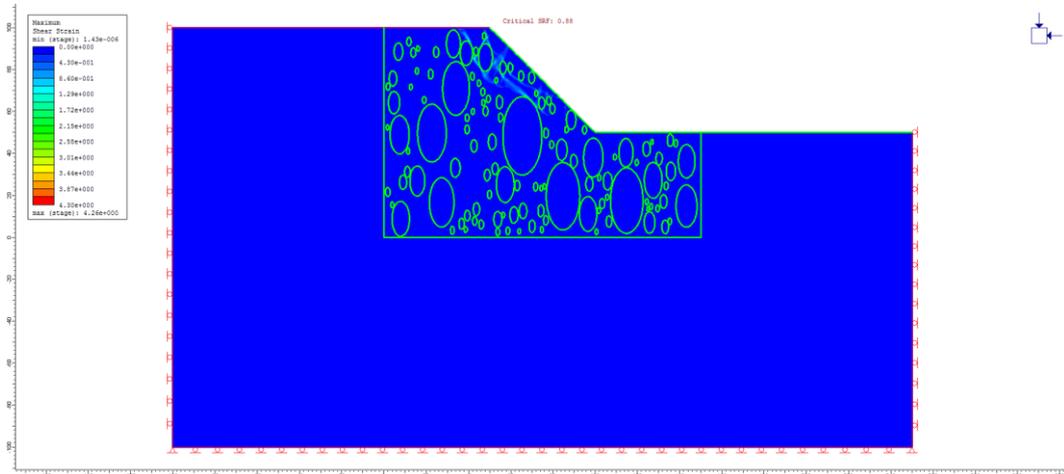
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



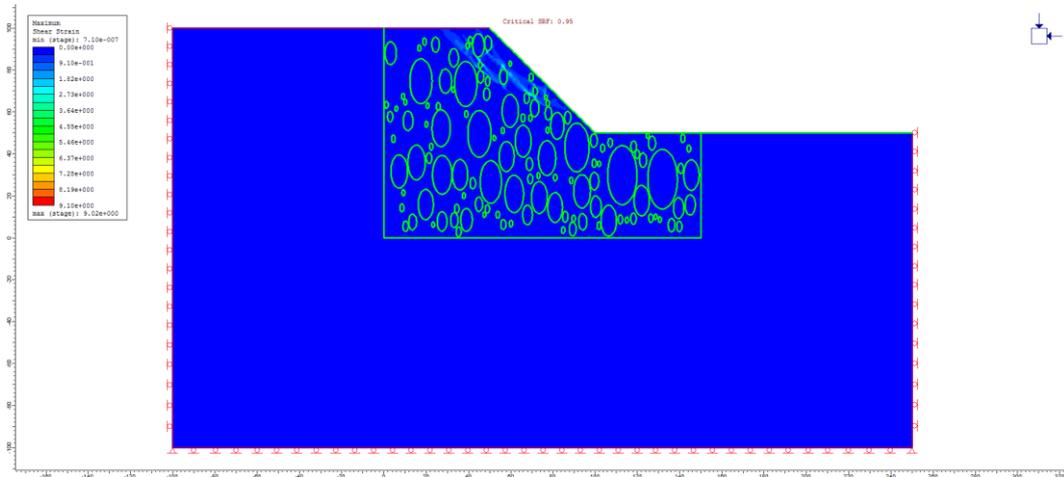
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



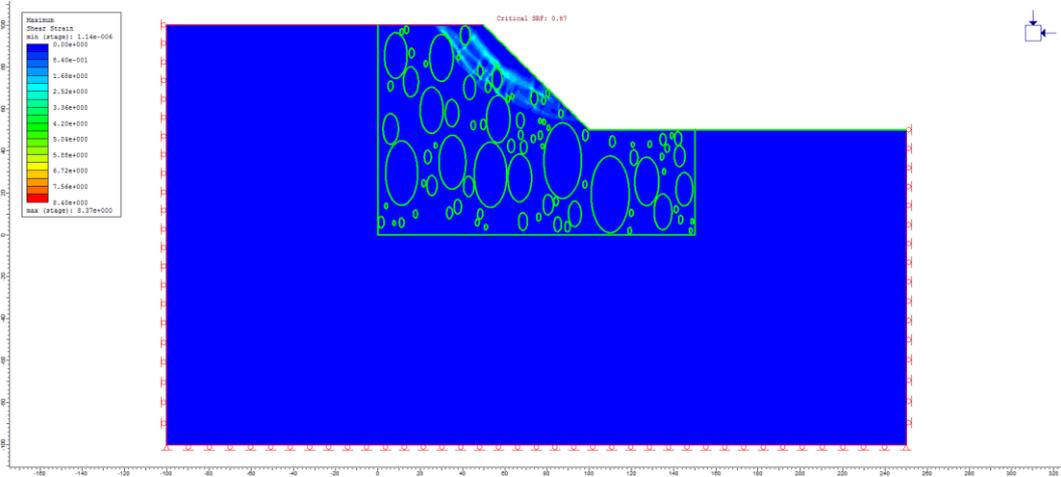
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



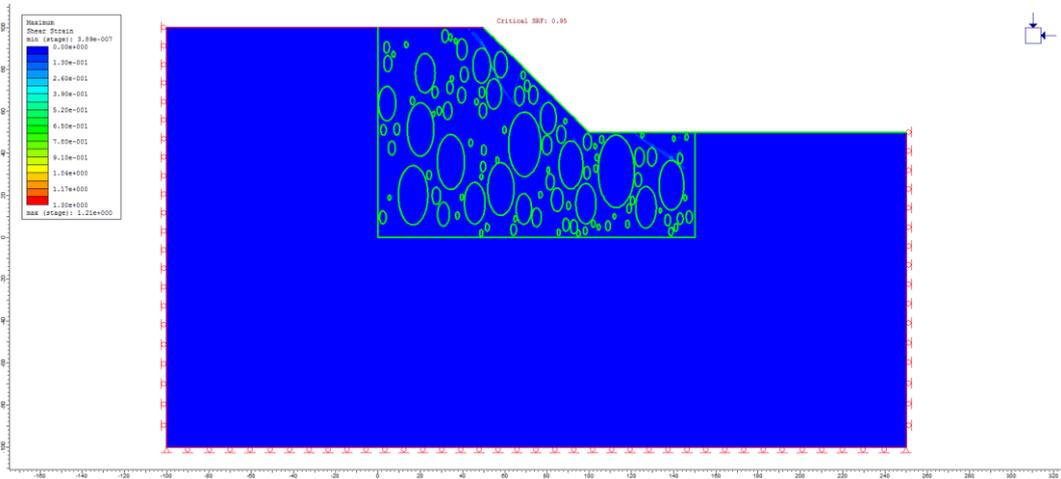
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



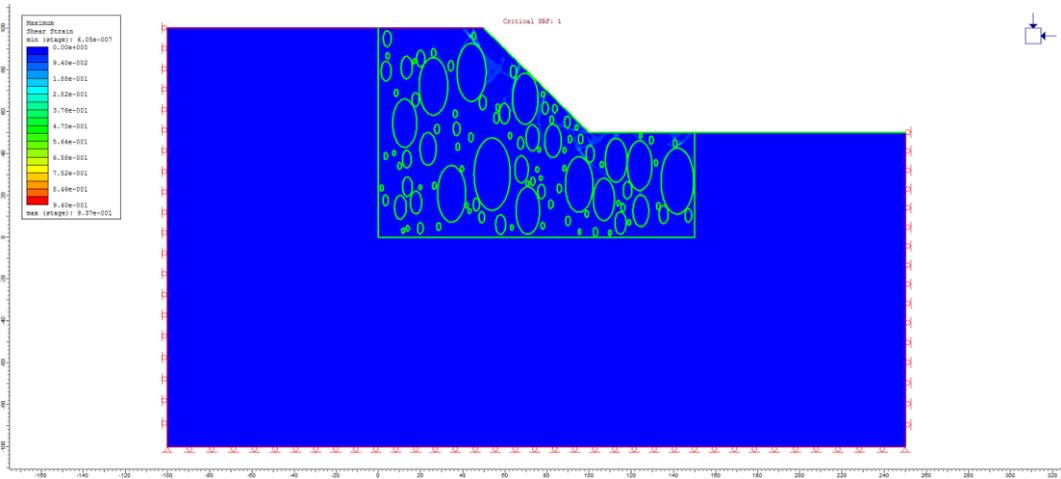
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



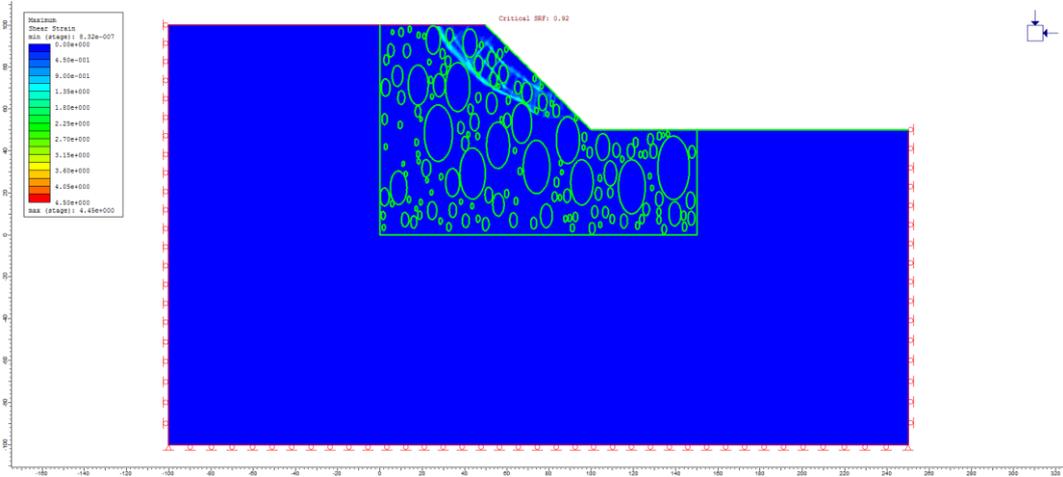
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



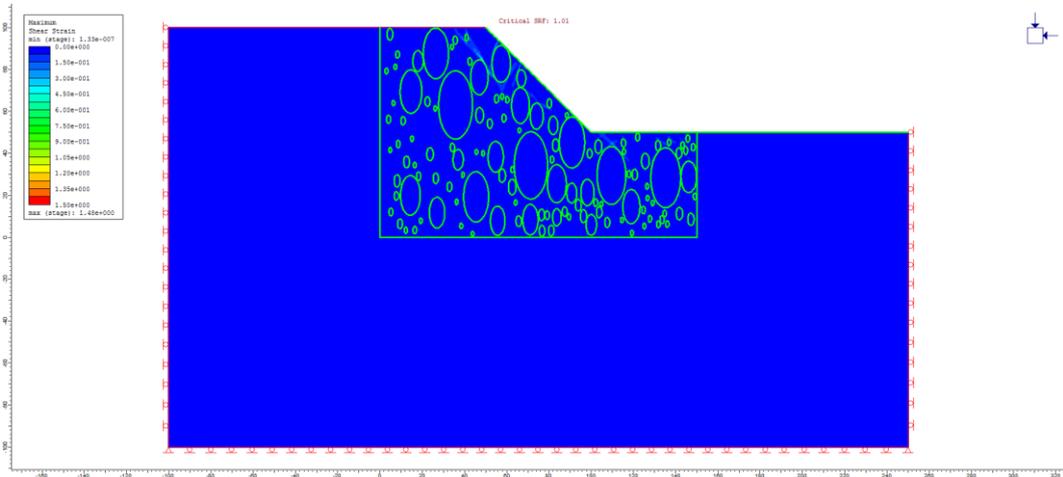
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



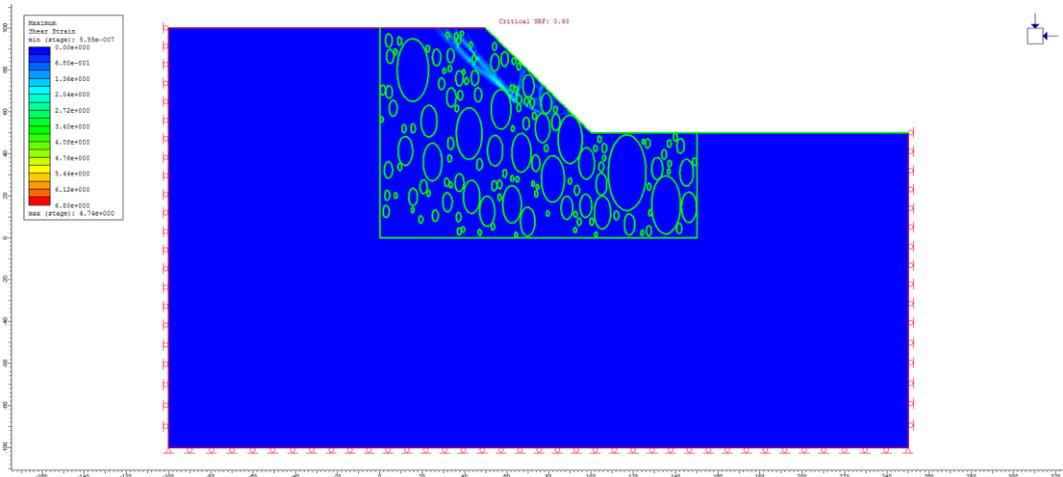
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



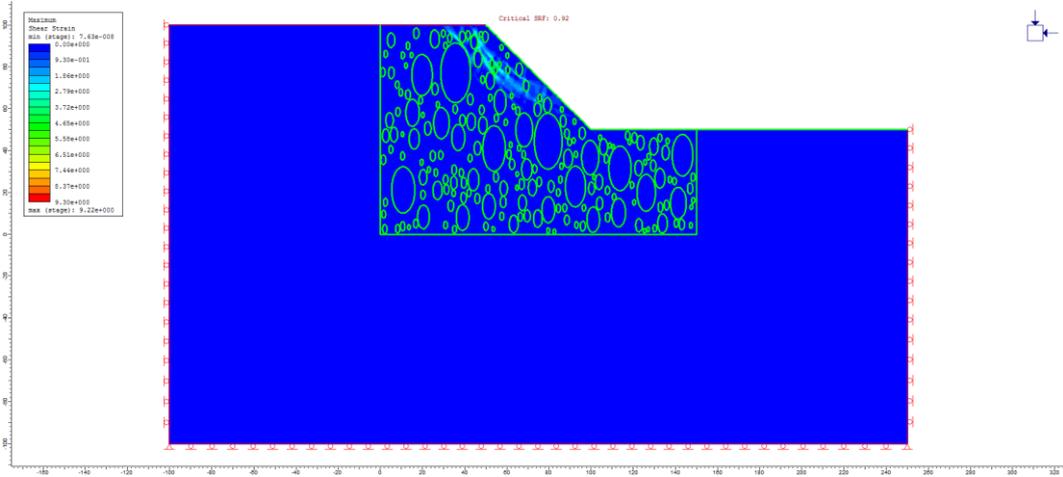
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



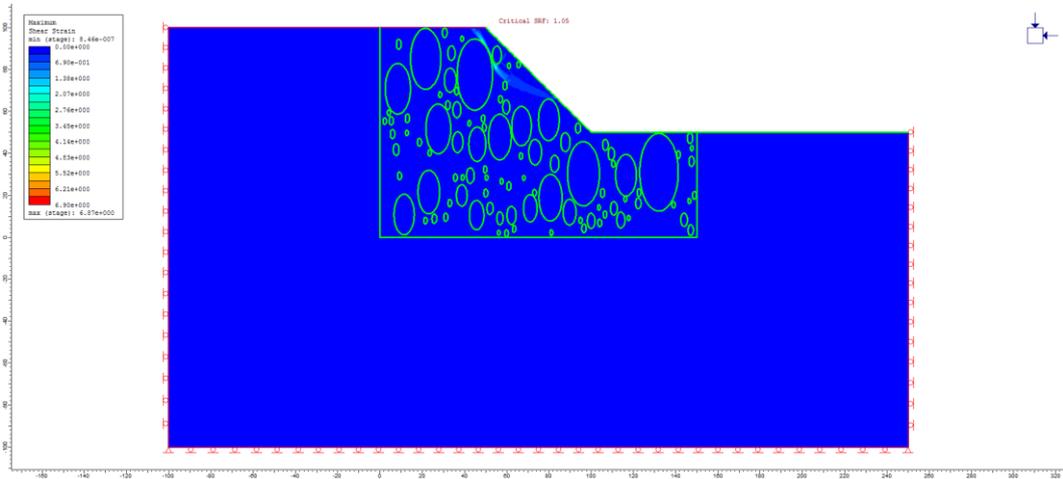
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



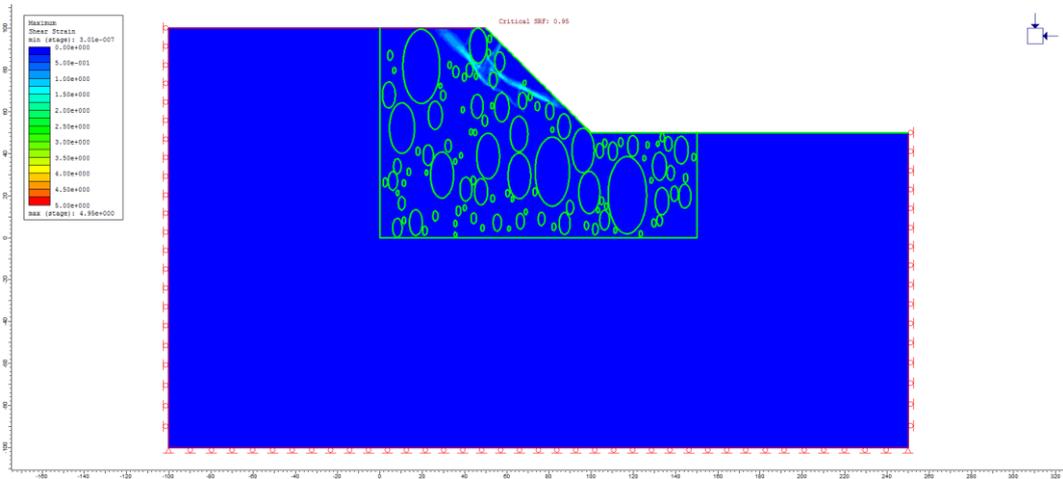
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



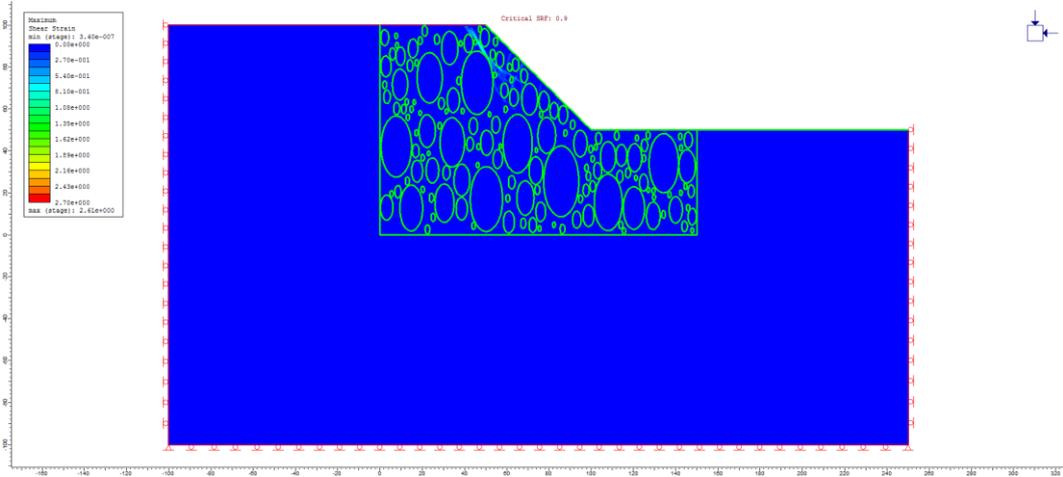
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



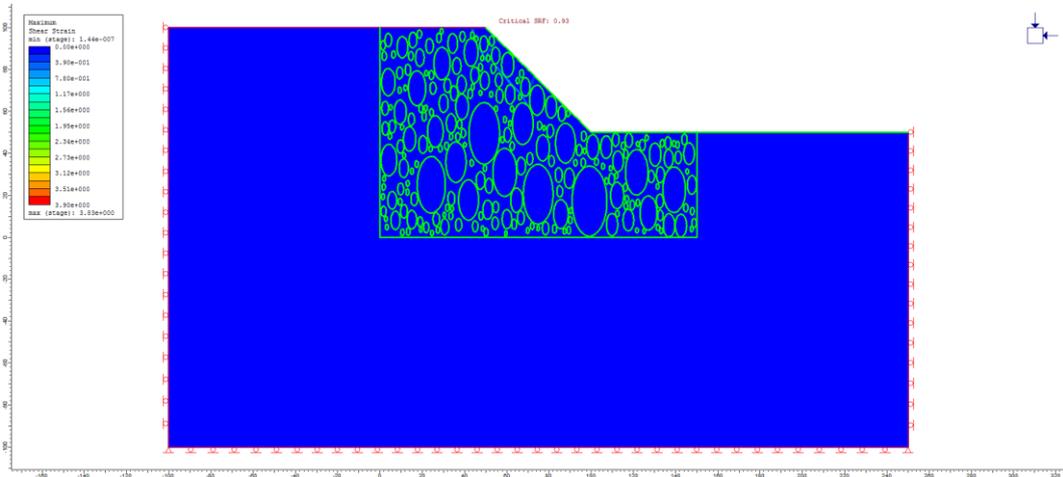
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=40%, matrice isotropa.



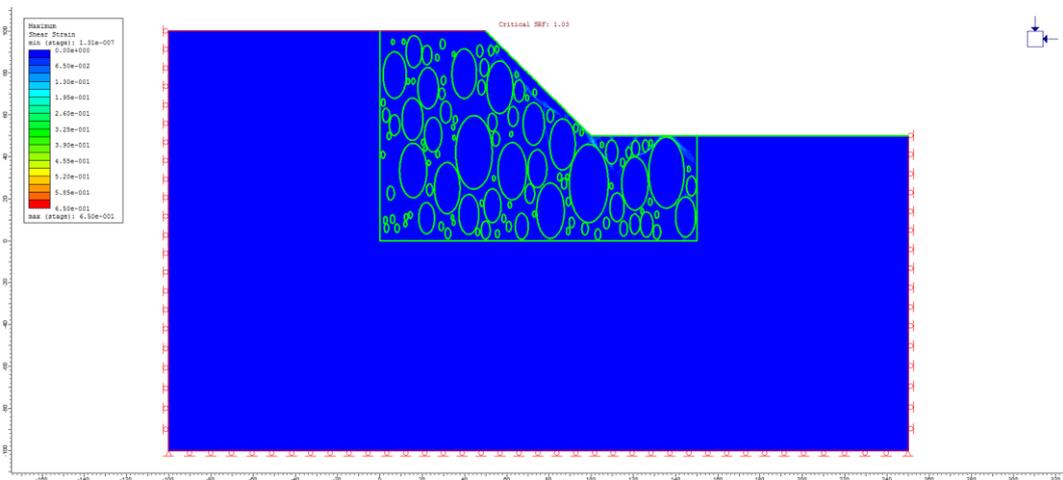
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



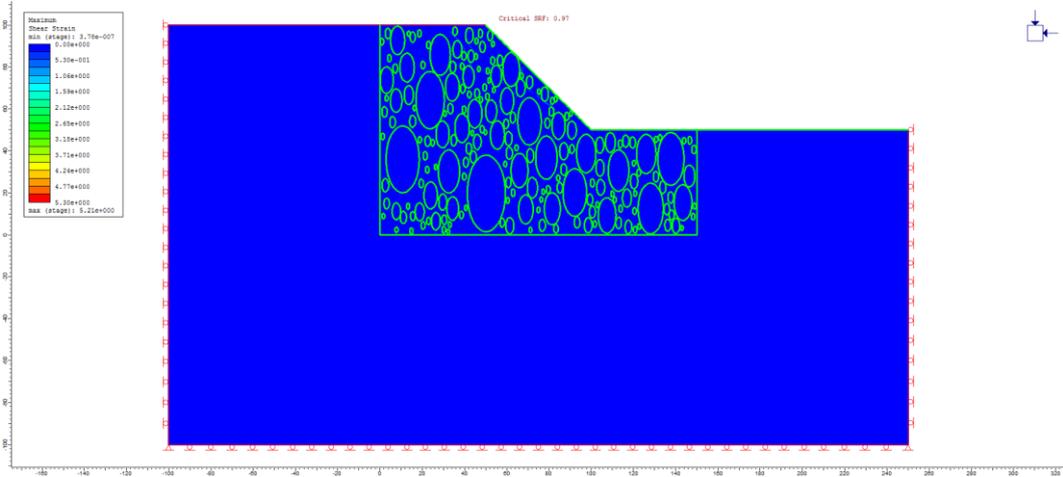
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



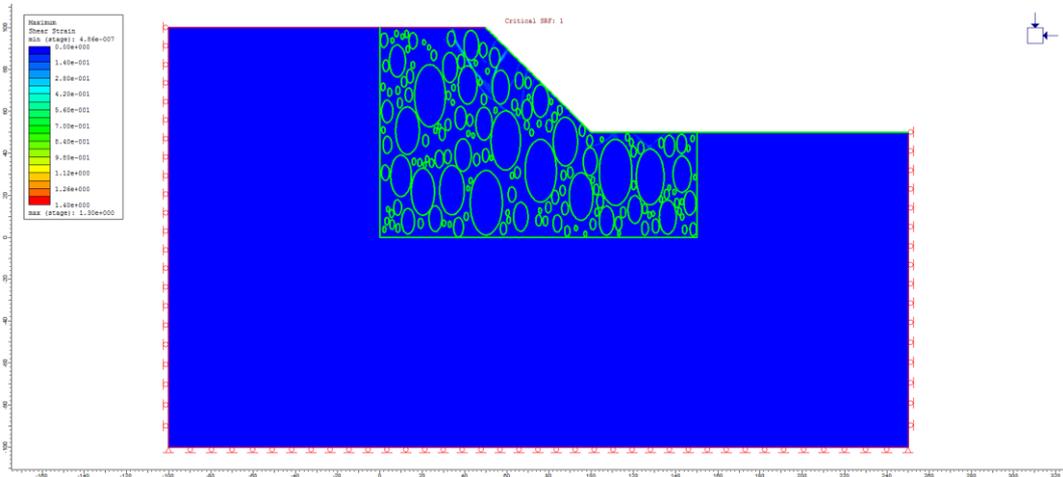
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



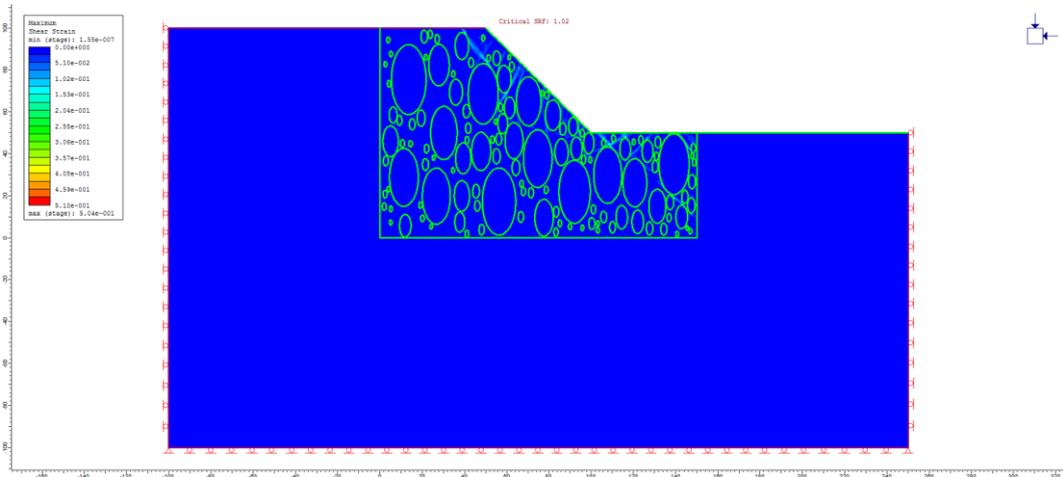
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



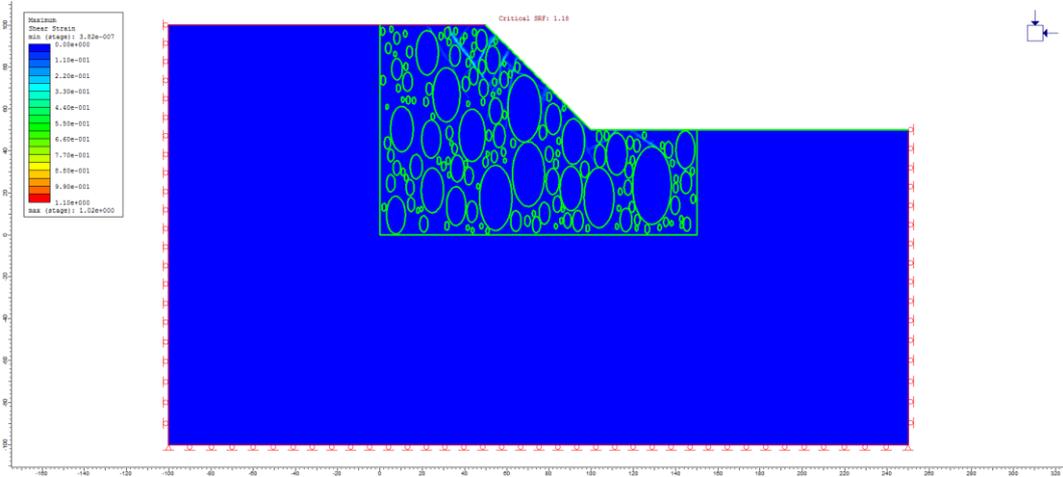
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



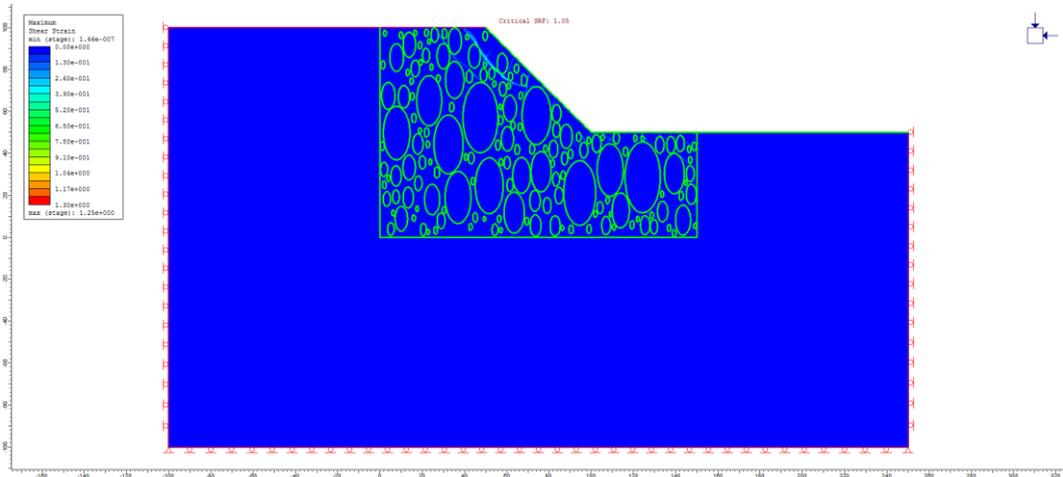
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



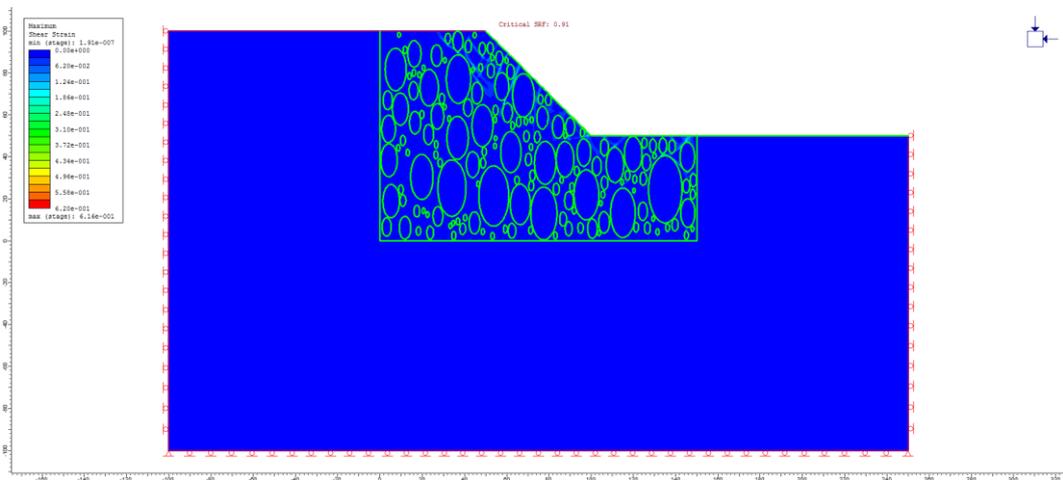
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



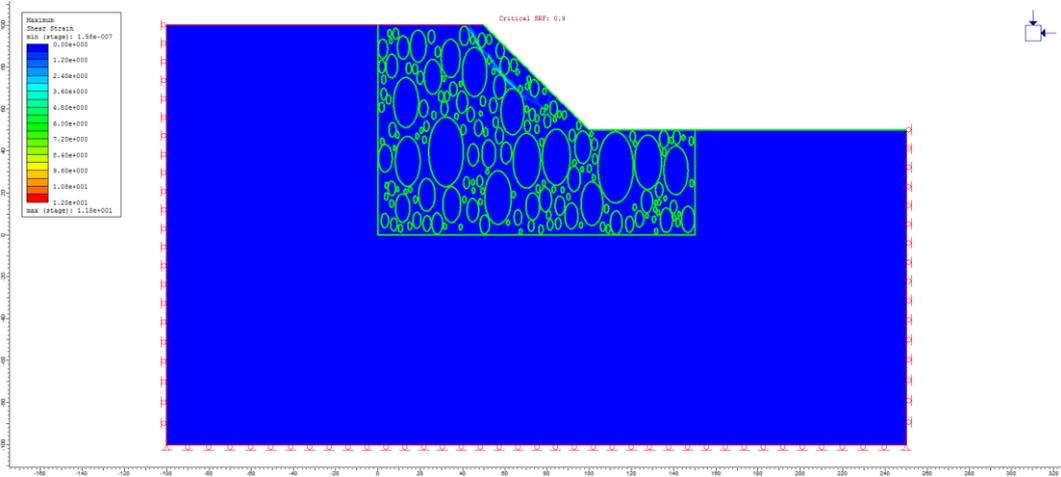
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



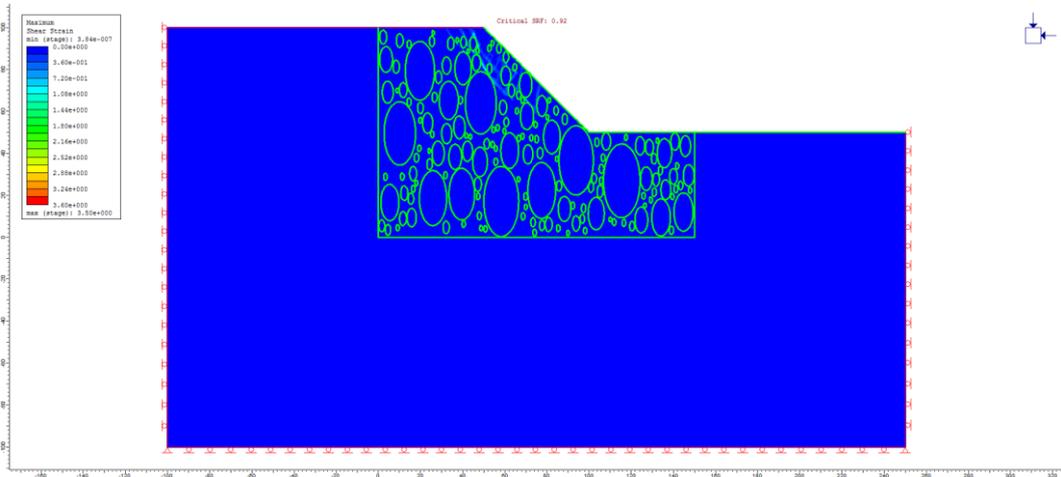
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



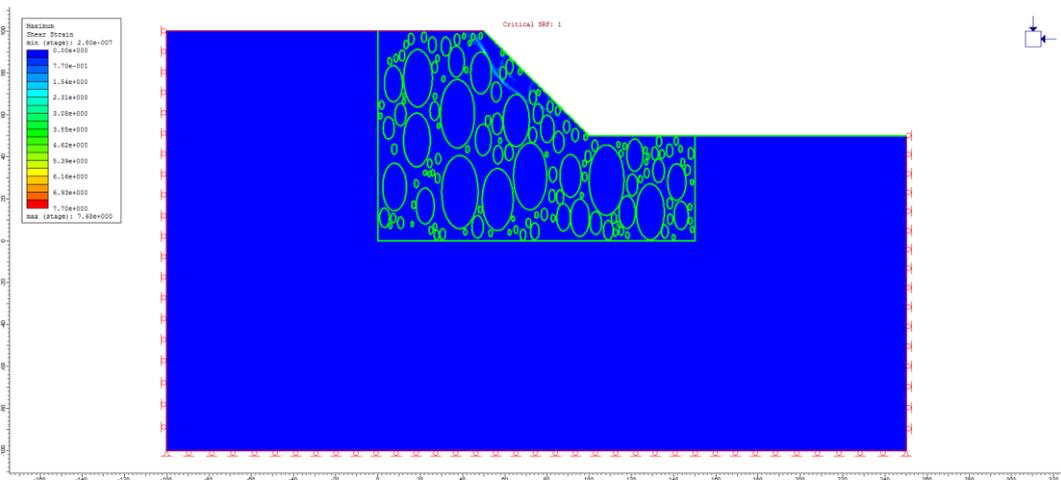
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



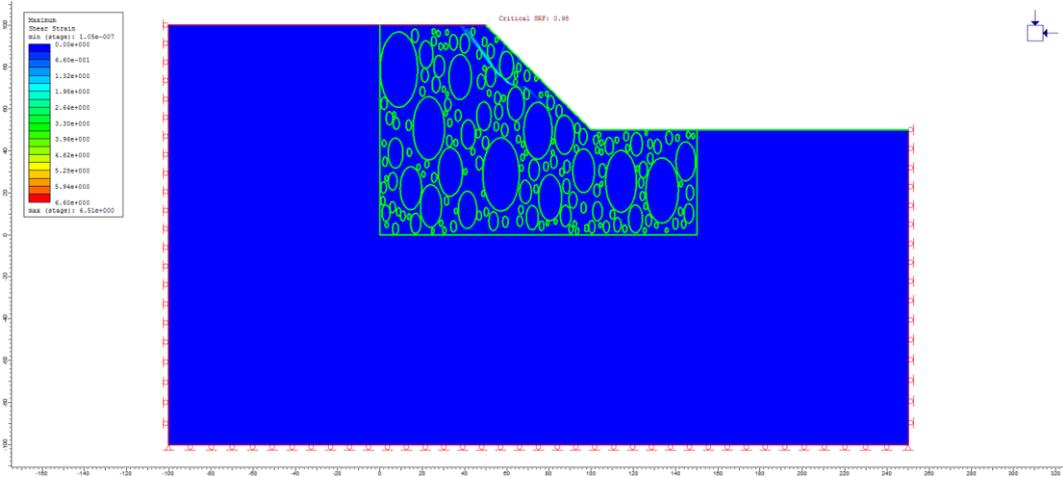
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



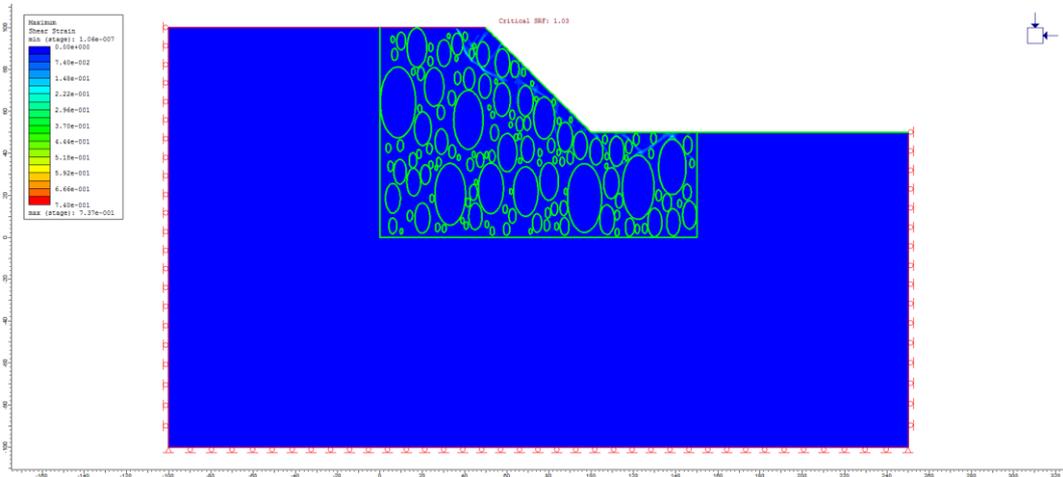
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



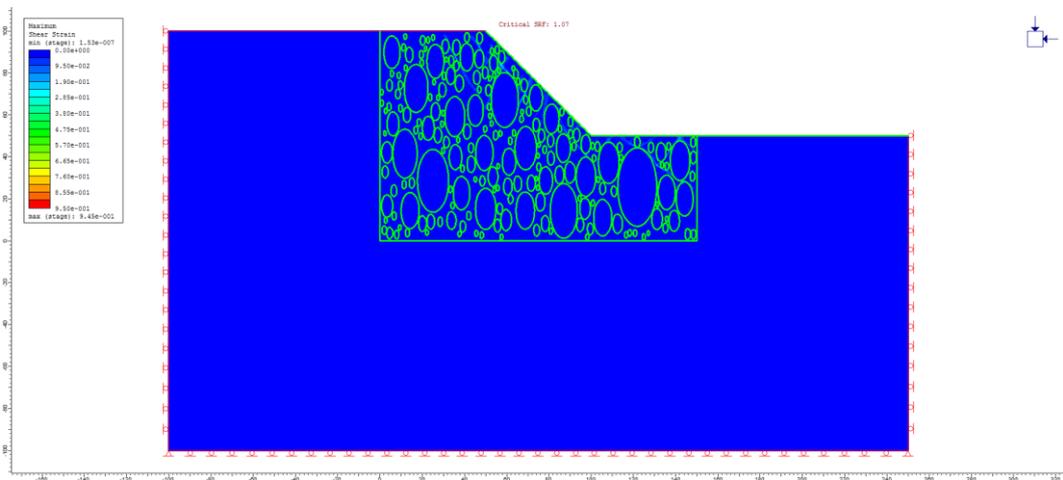
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



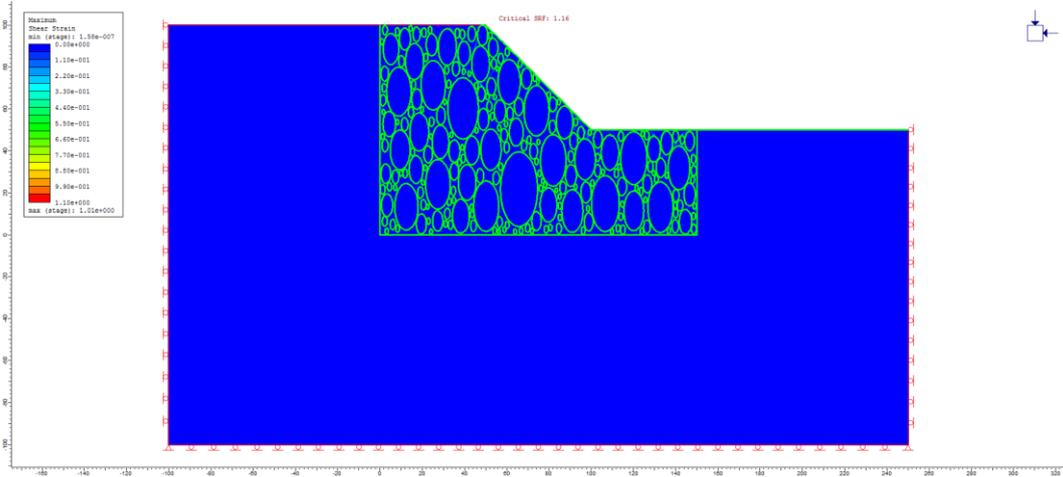
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



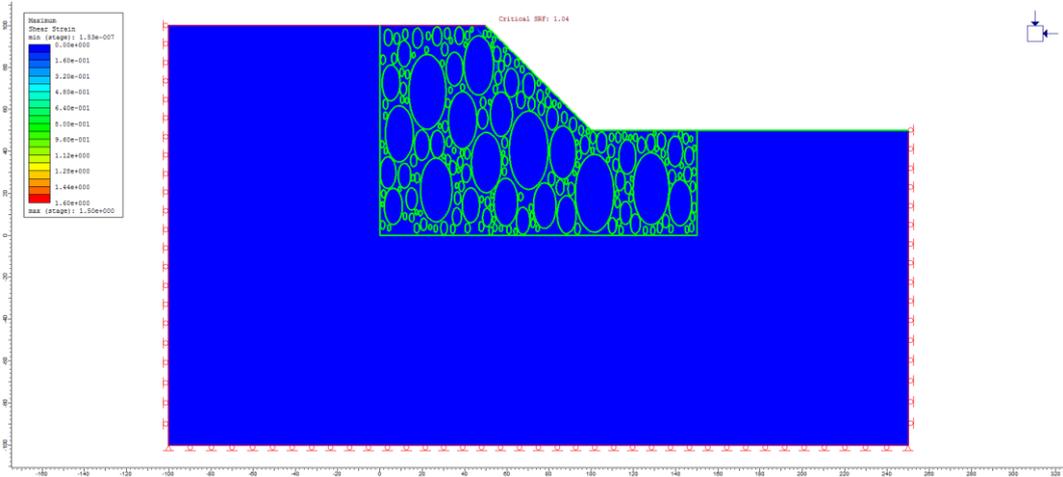
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=55%, matrice isotropa.



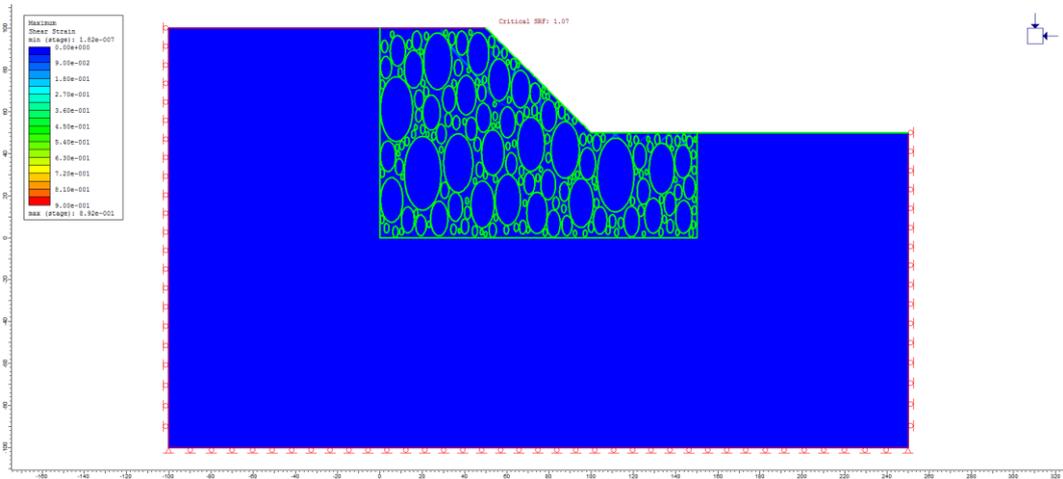
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



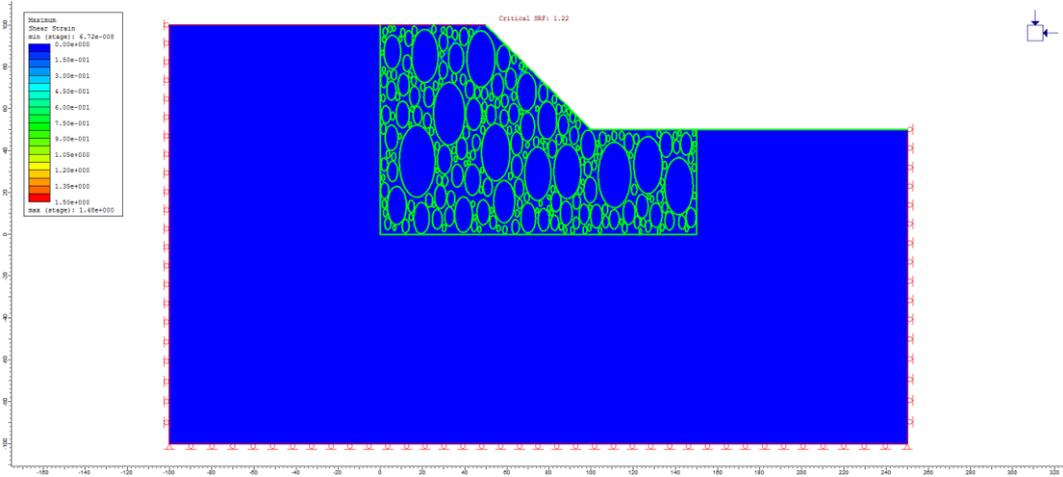
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



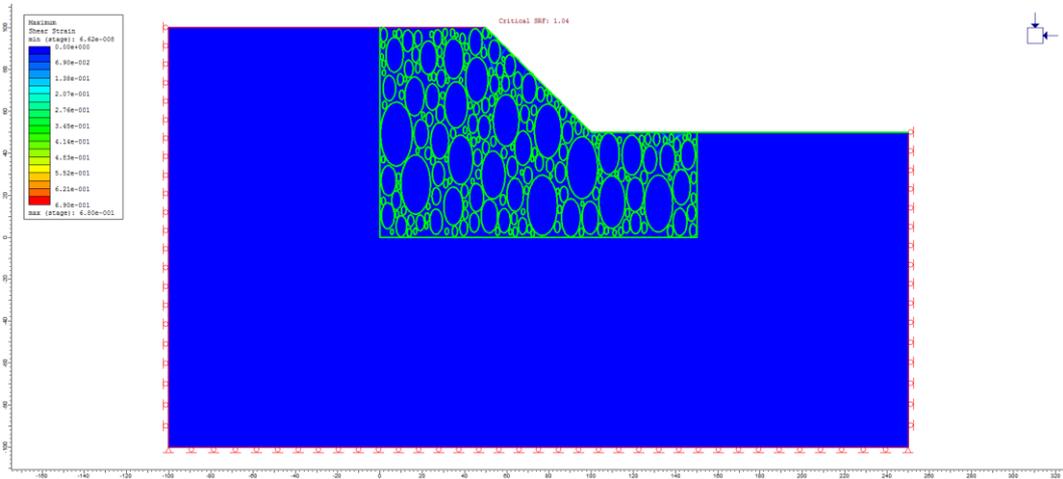
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



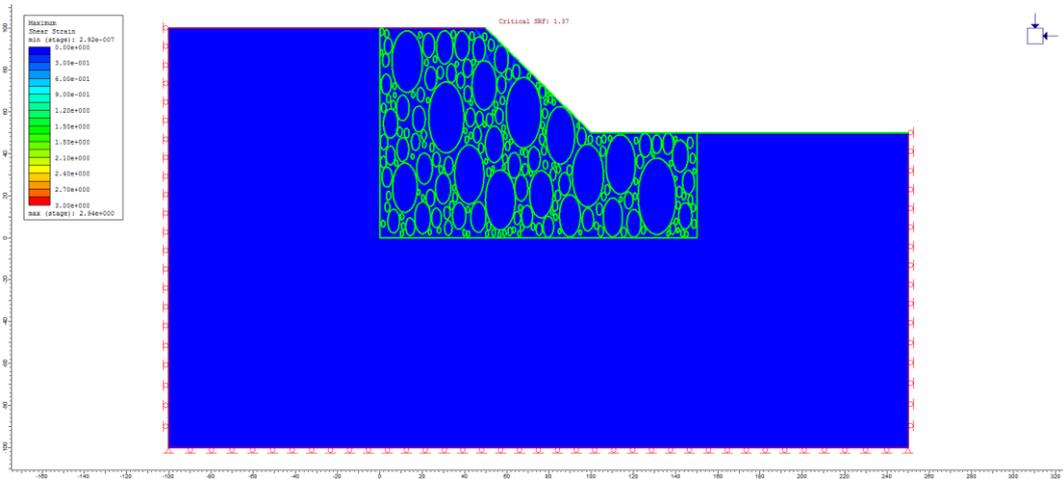
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



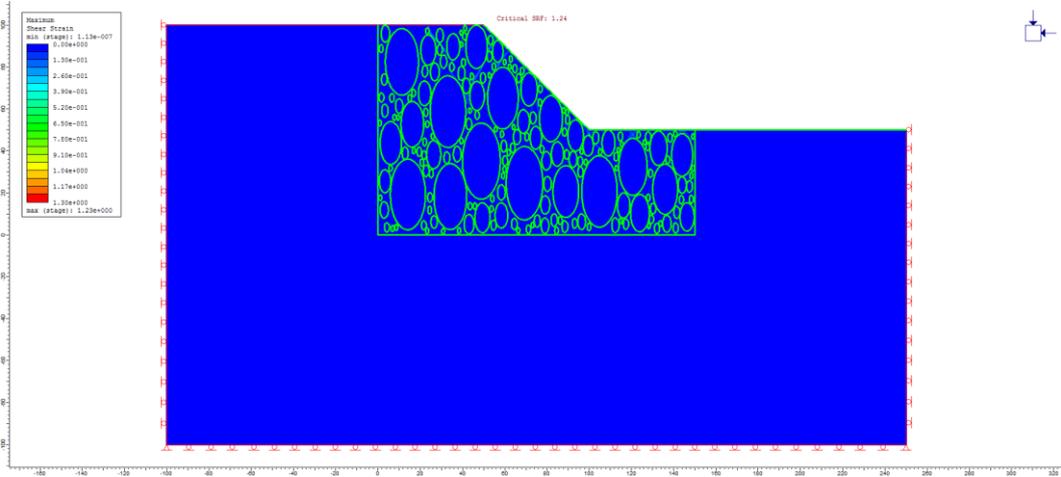
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



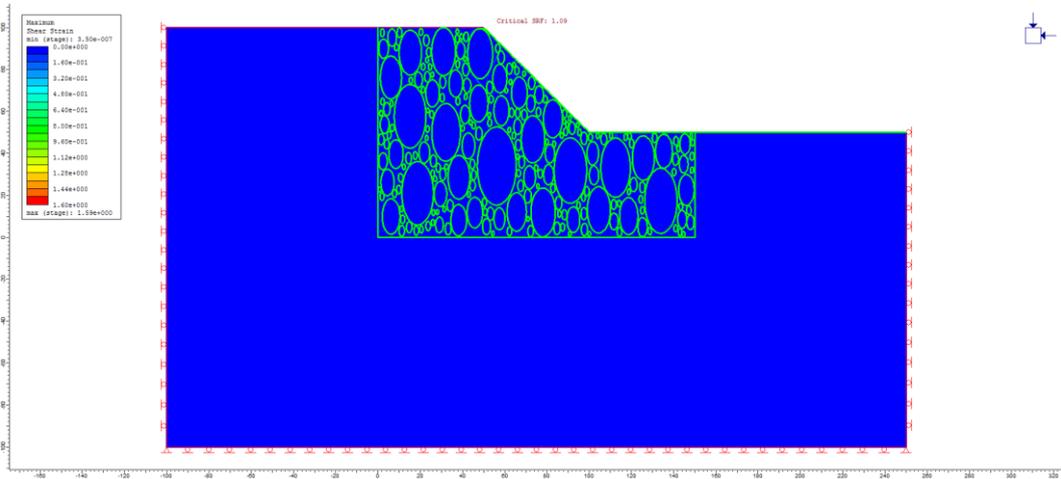
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



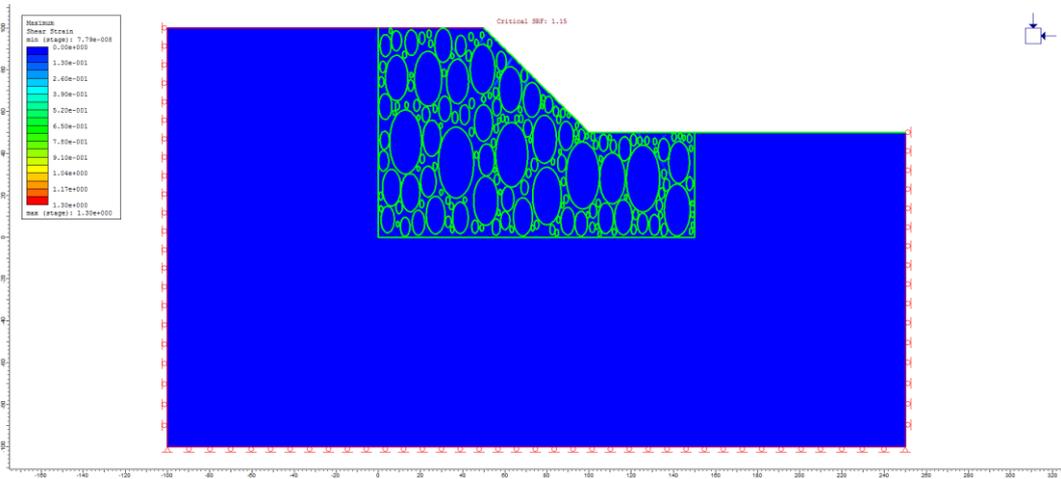
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



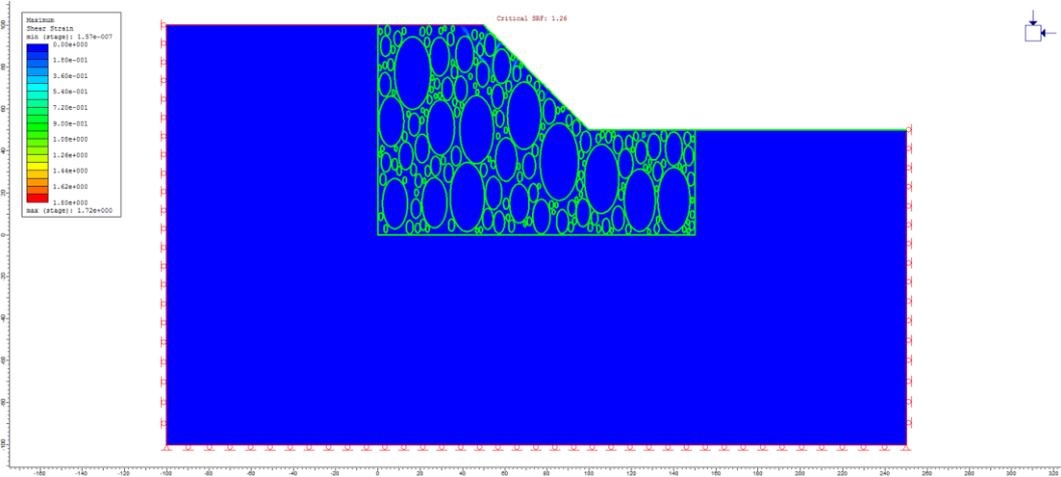
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



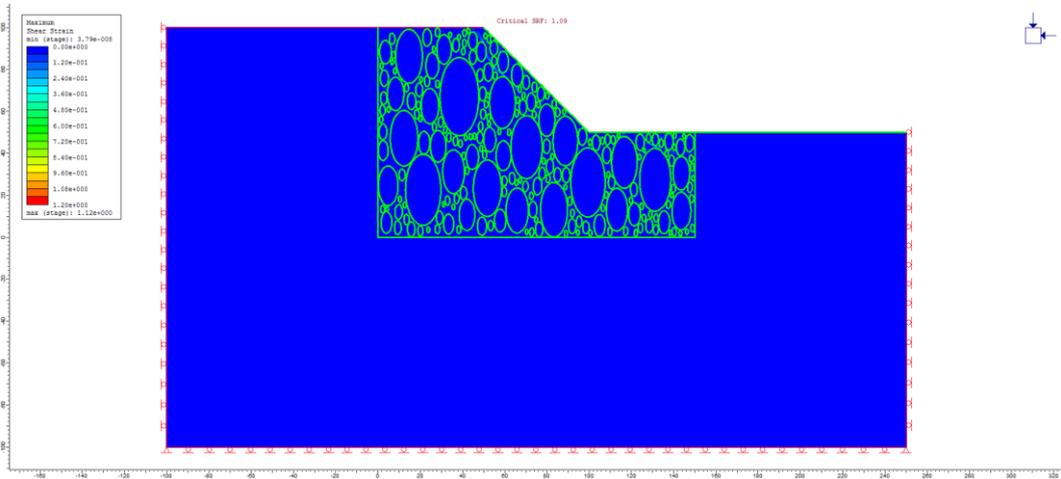
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



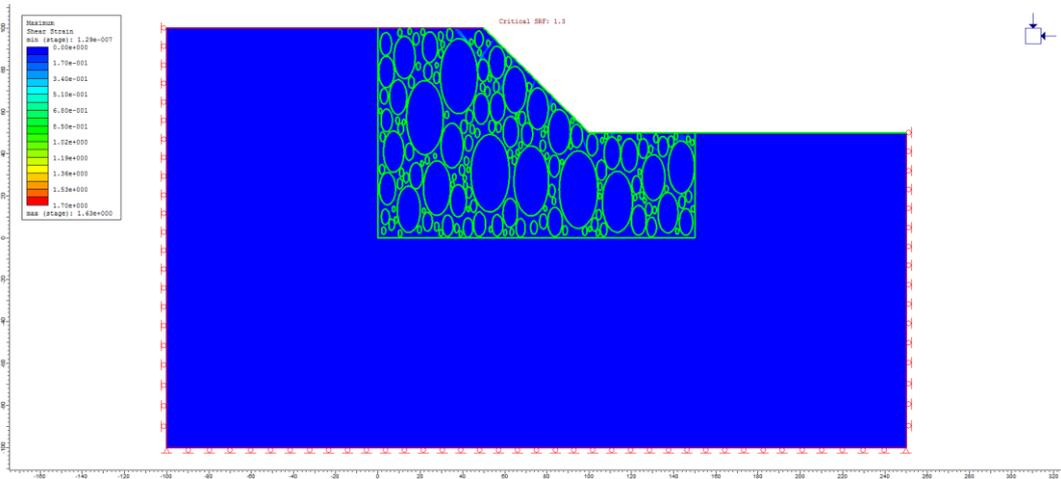
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



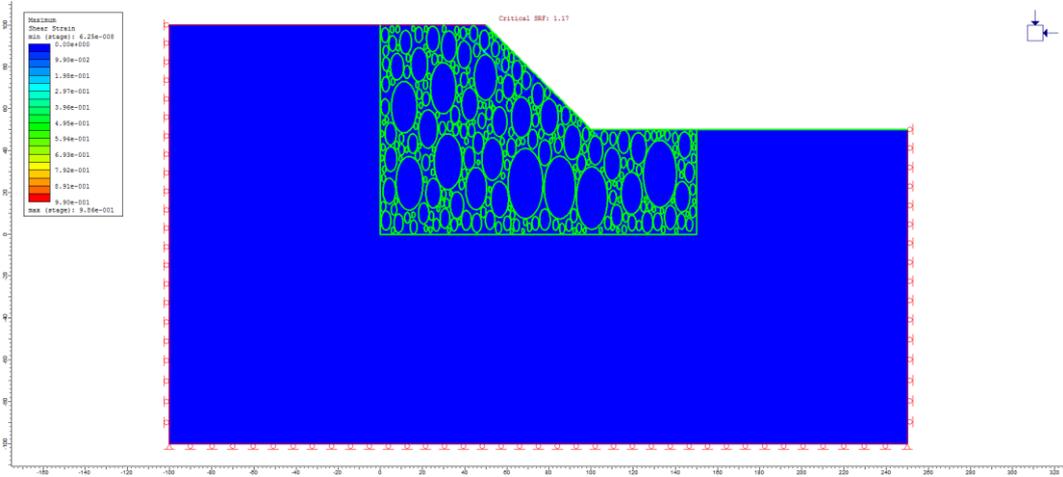
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



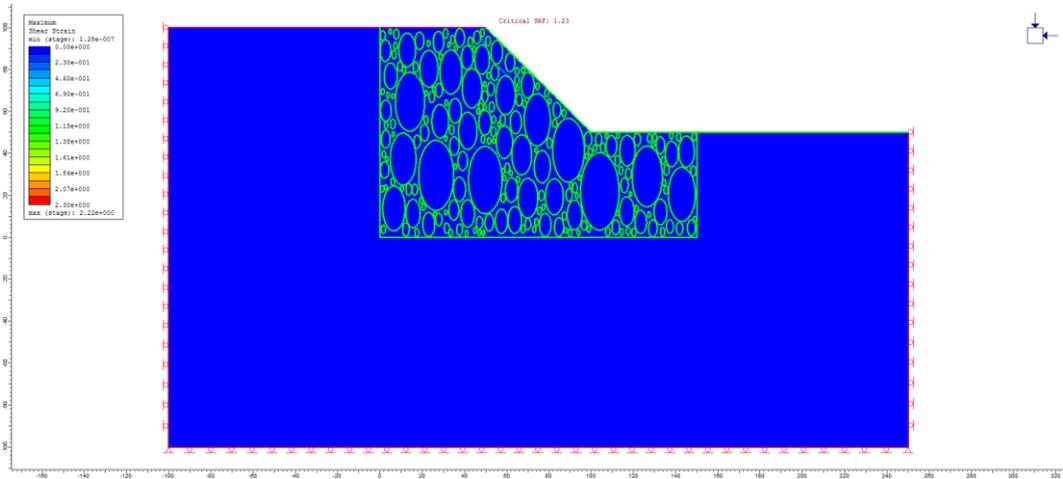
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



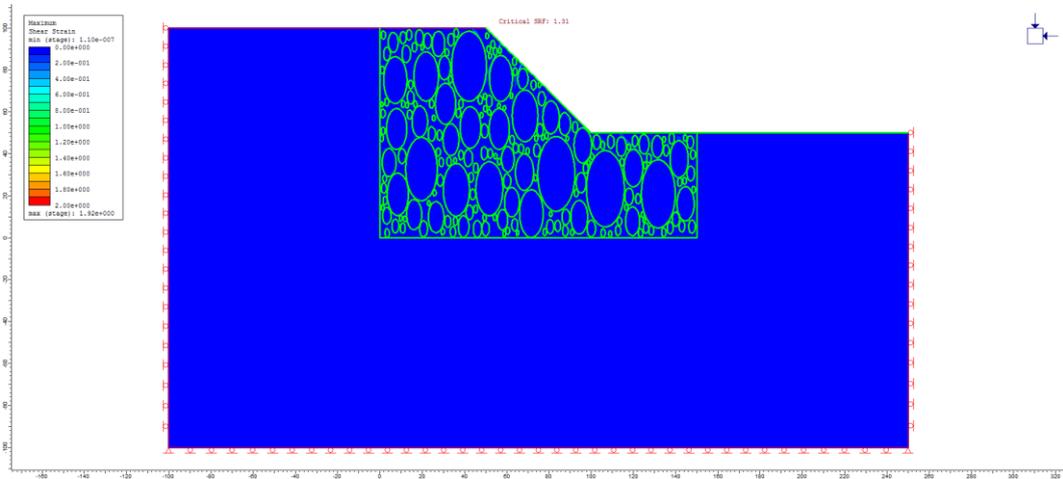
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.



Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.

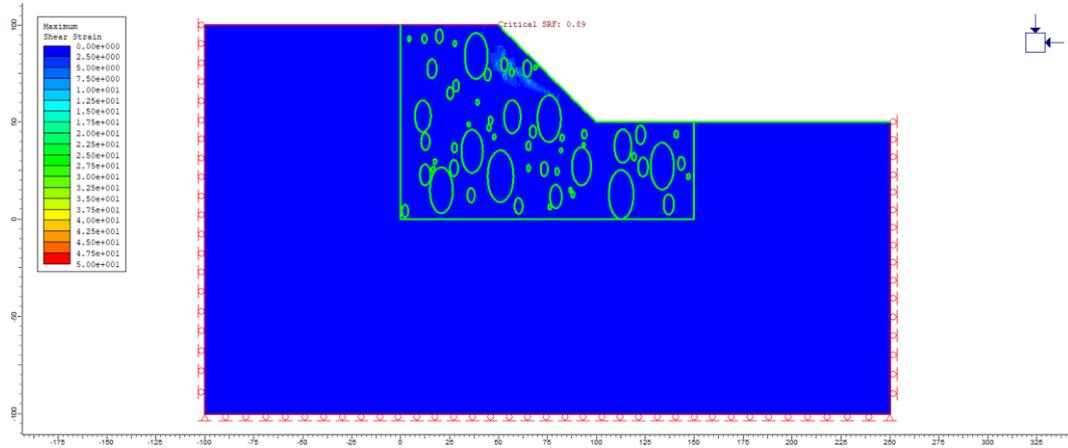


Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=70%, matrice isotropa.

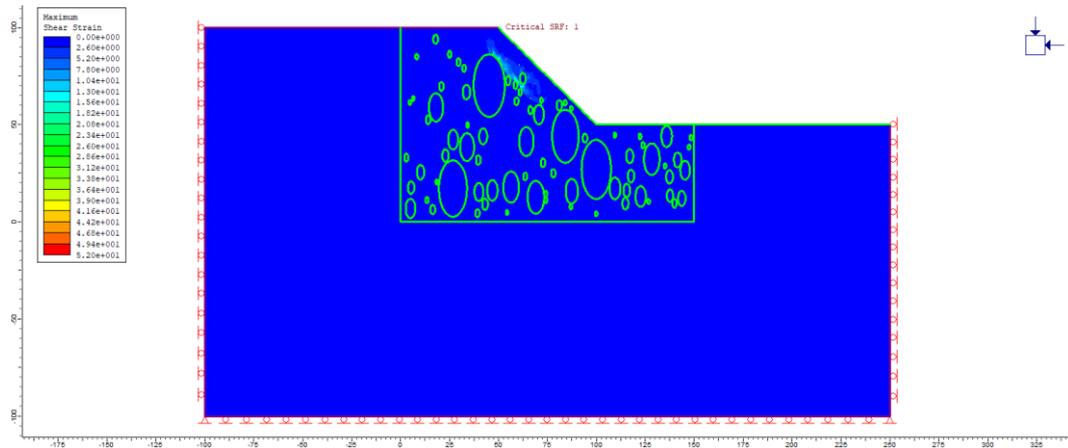


ALLEGATO C

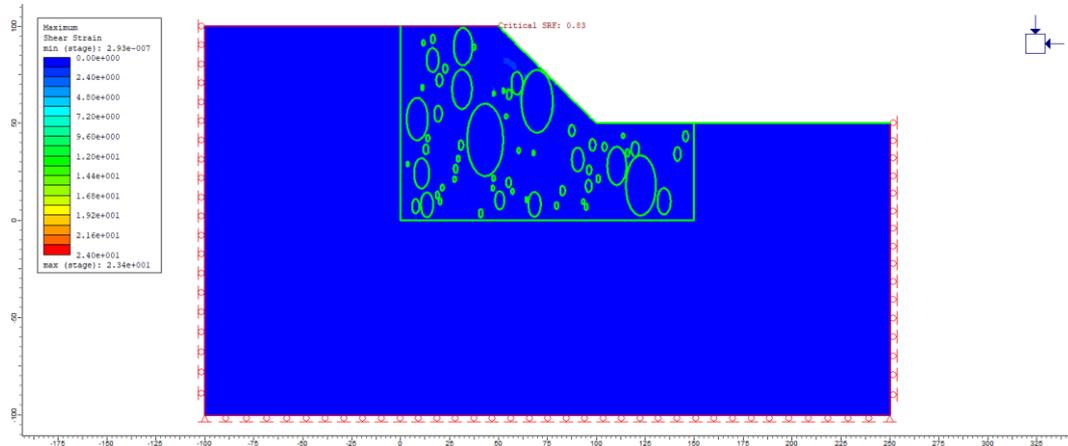
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



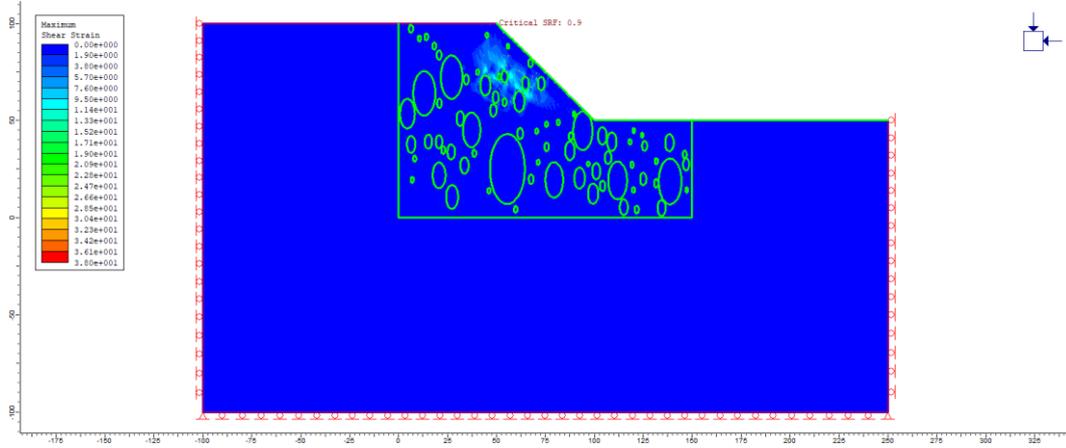
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



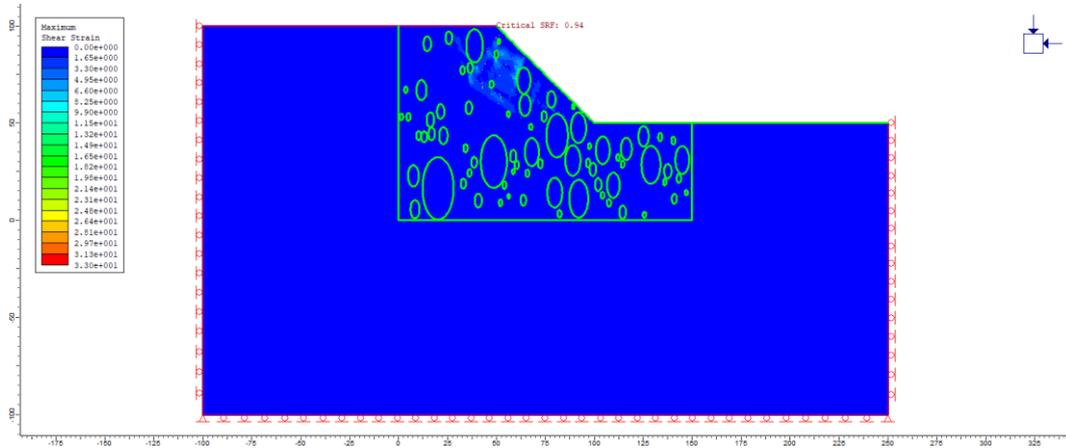
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



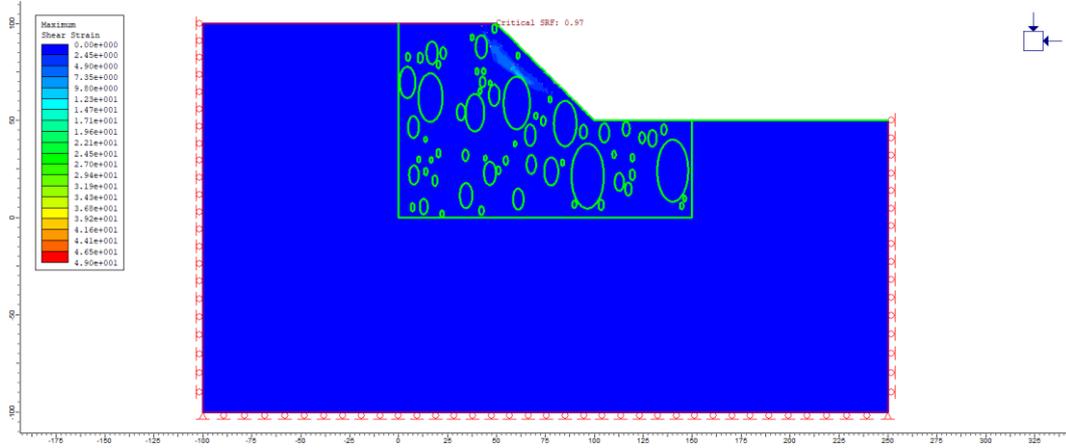
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



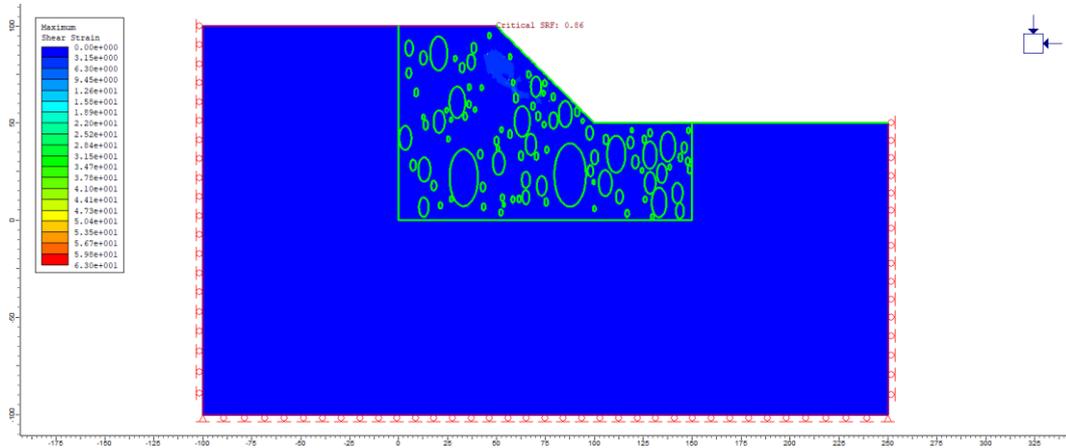
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



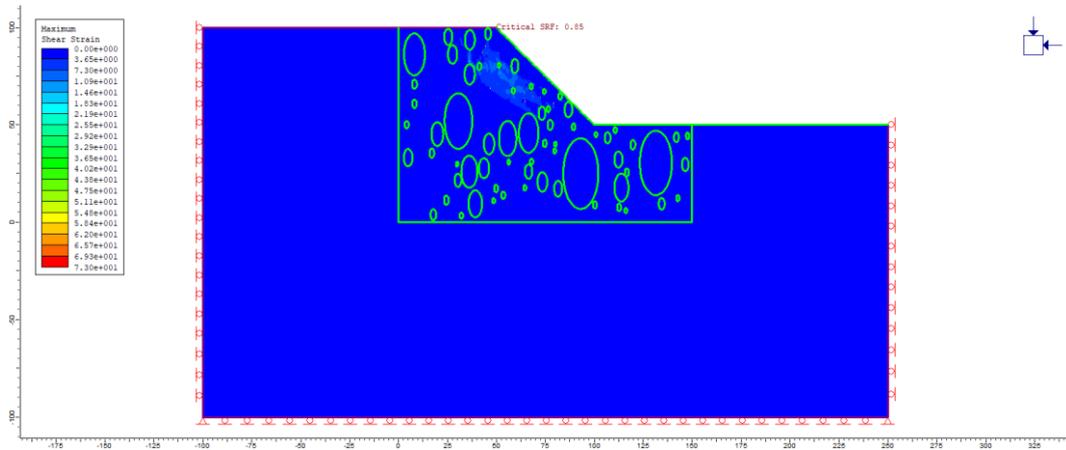
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



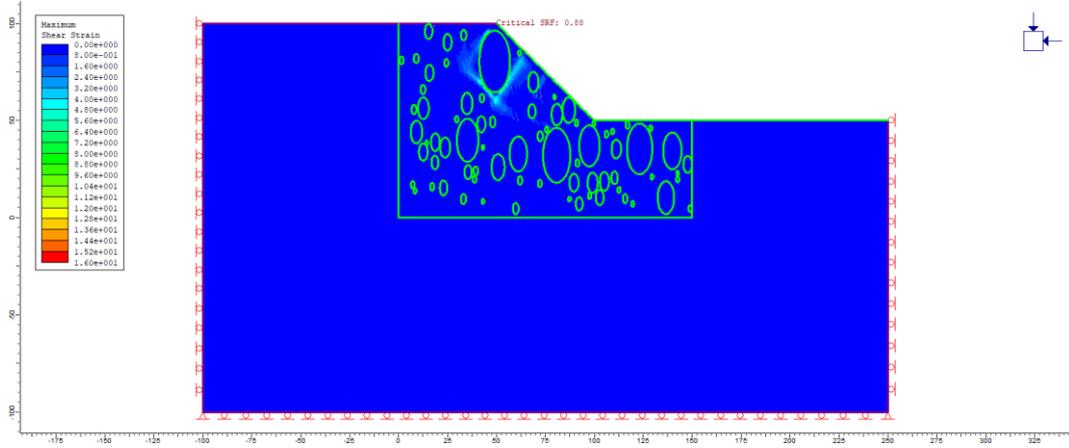
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



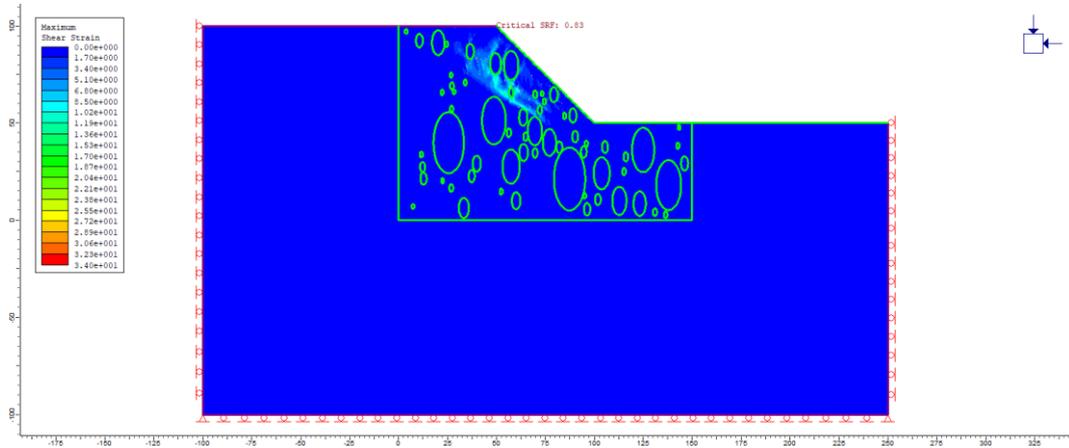
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



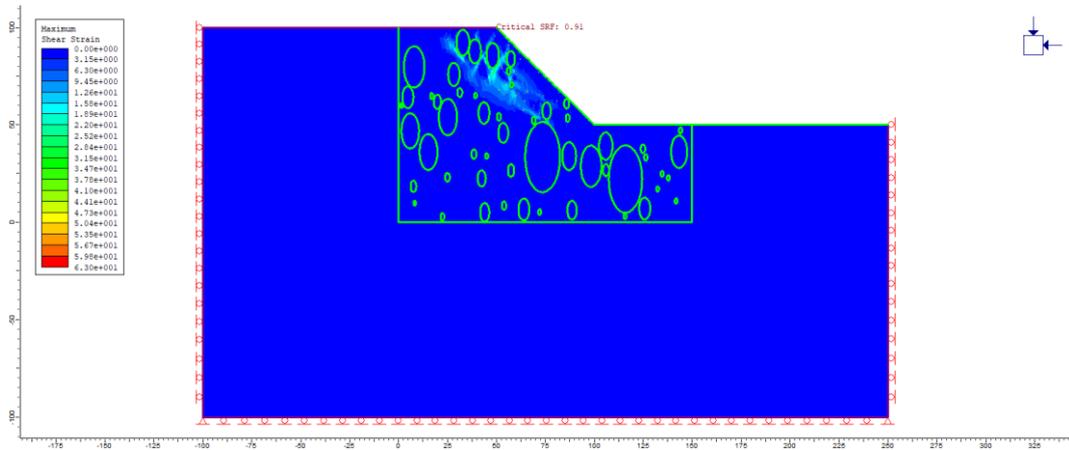
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



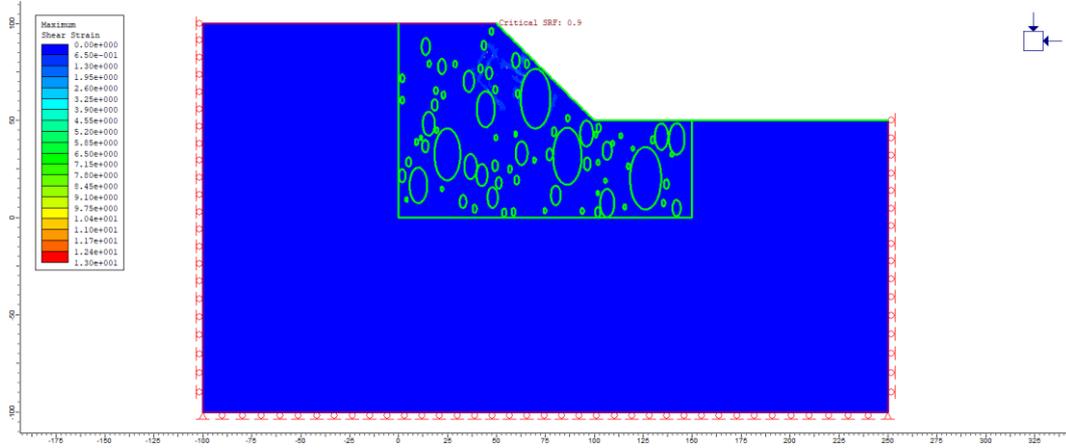
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



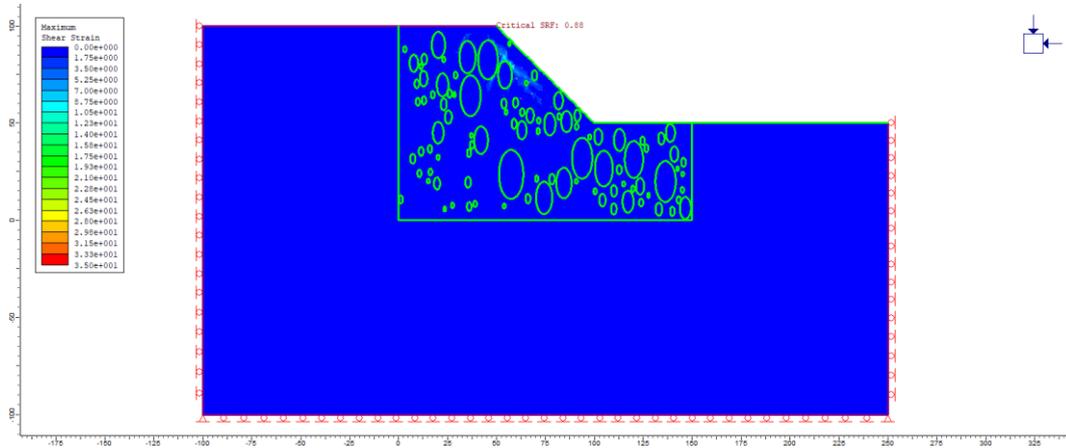
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



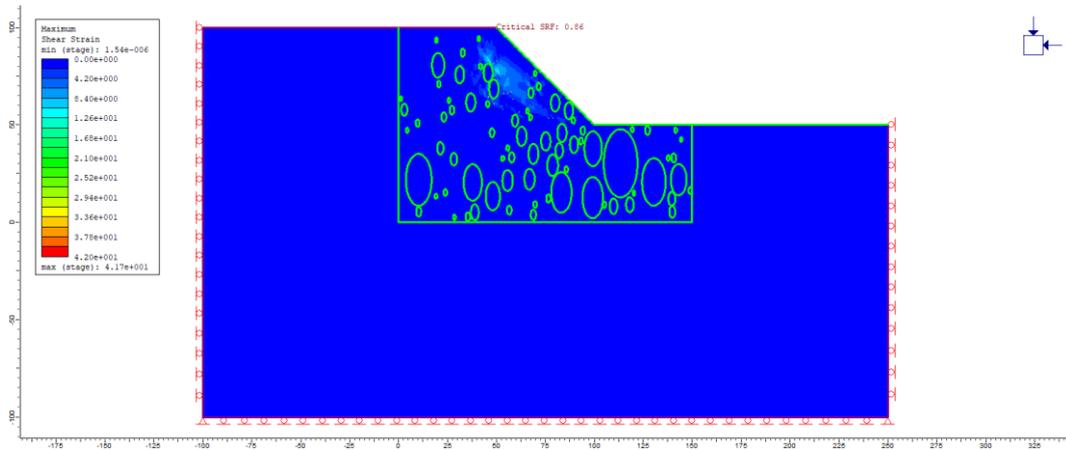
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



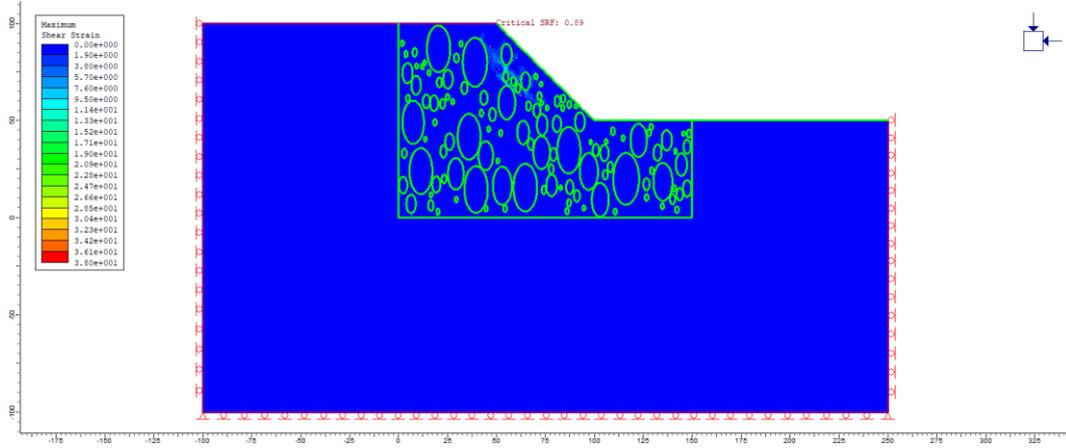
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



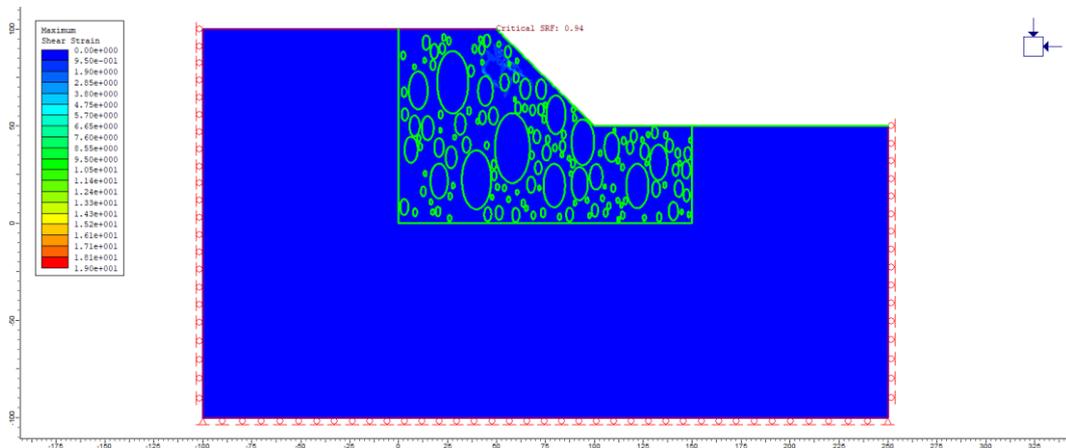
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=25%, matrice anisotropa.



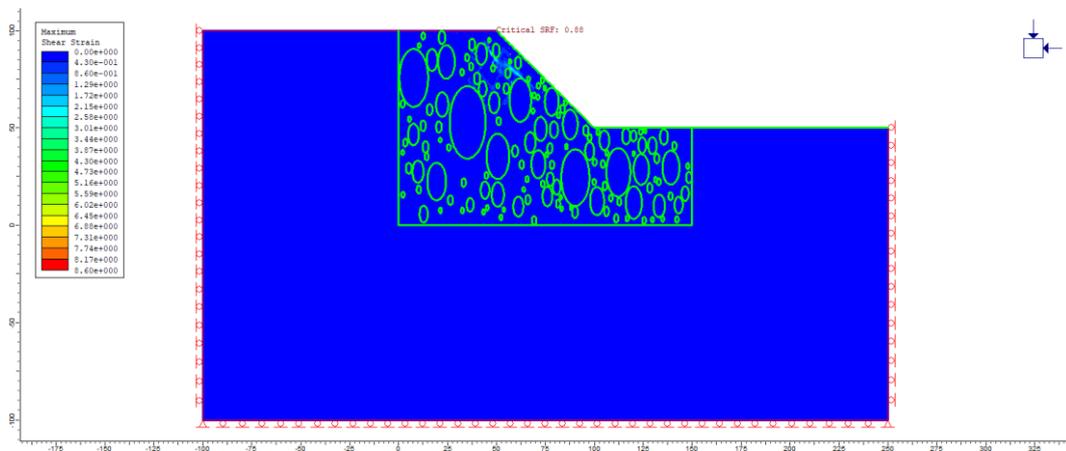
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



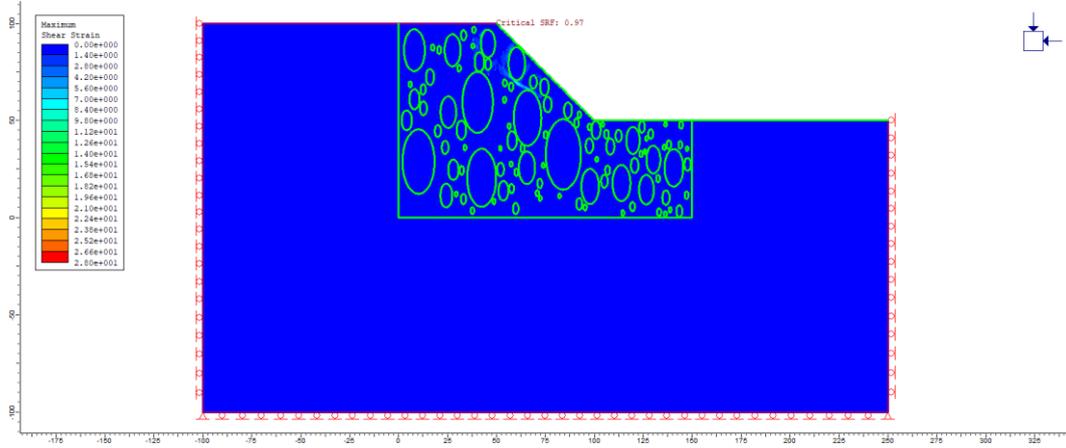
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



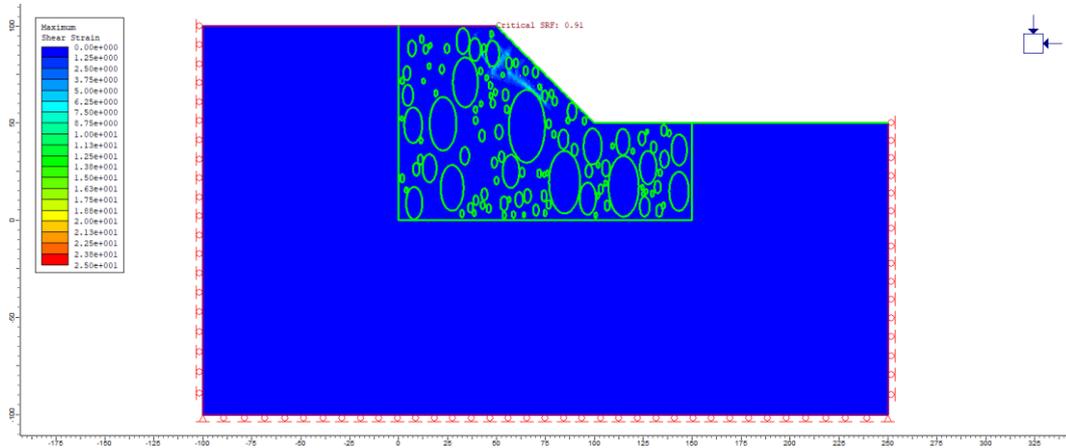
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



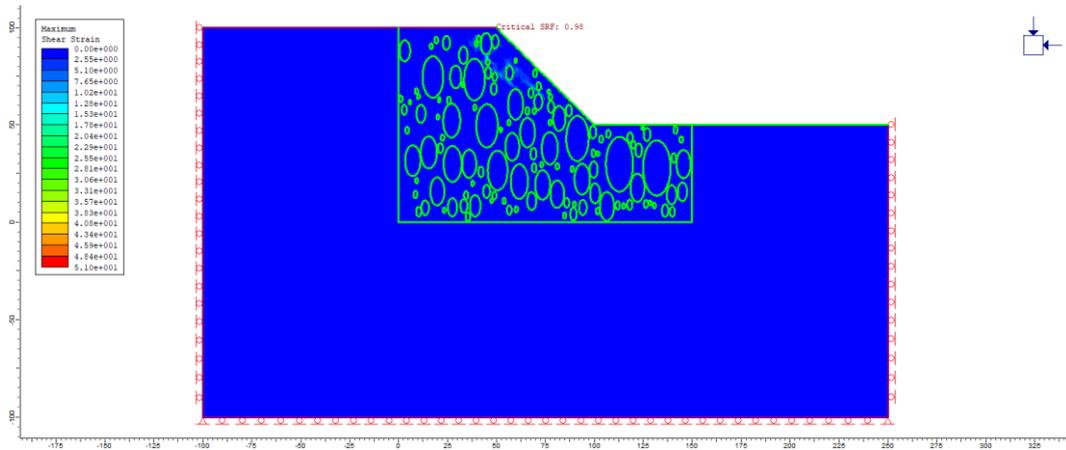
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



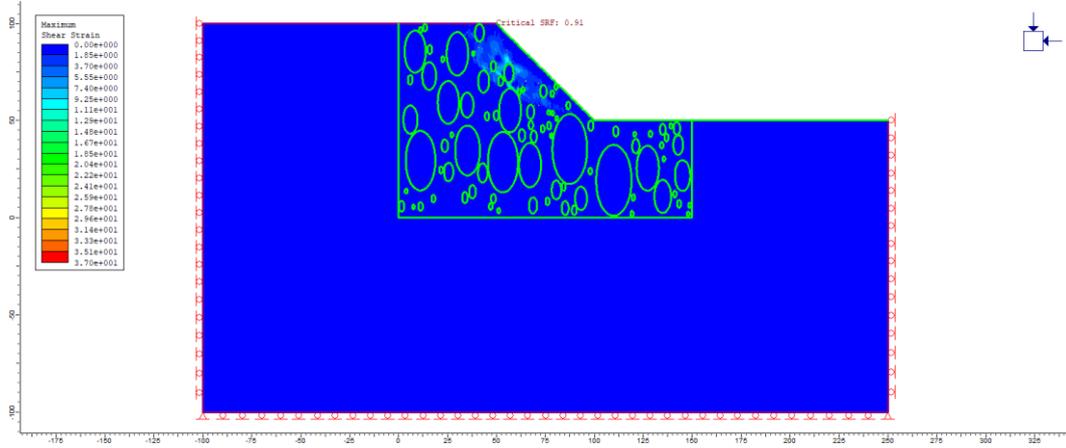
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



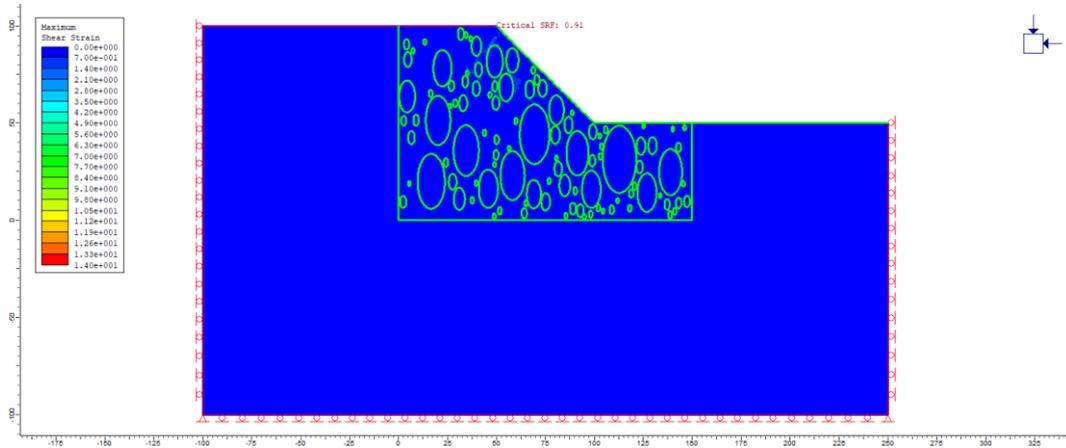
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



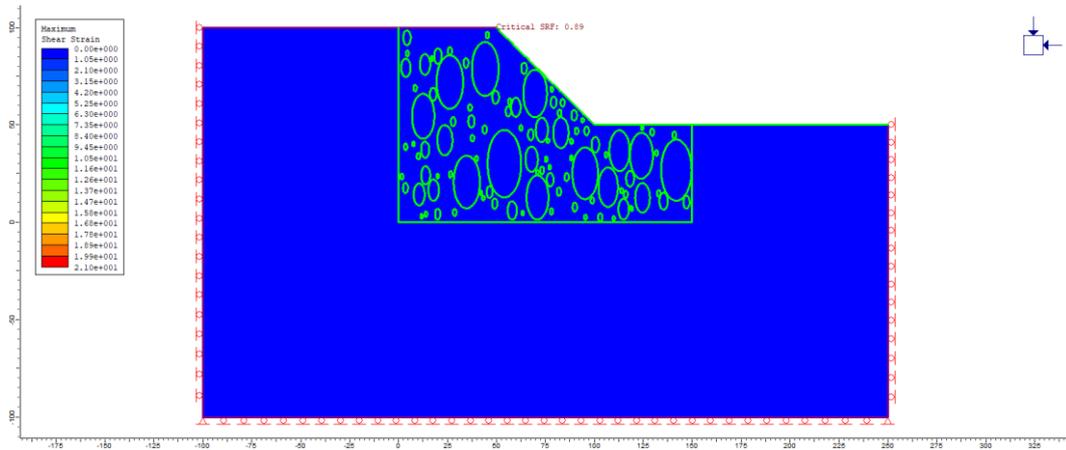
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



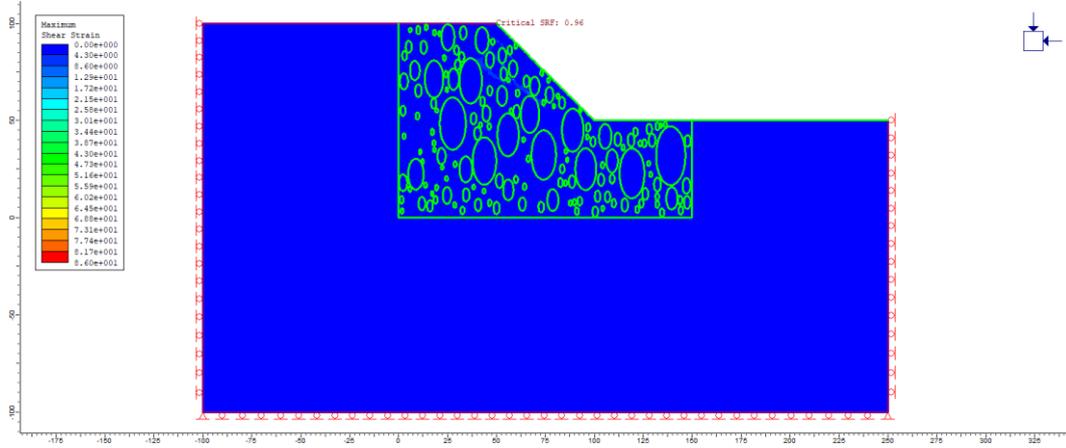
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



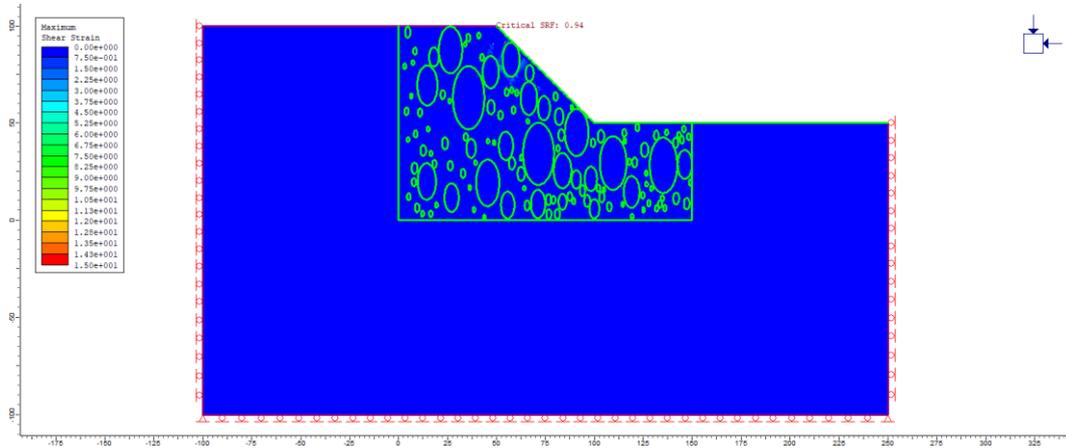
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



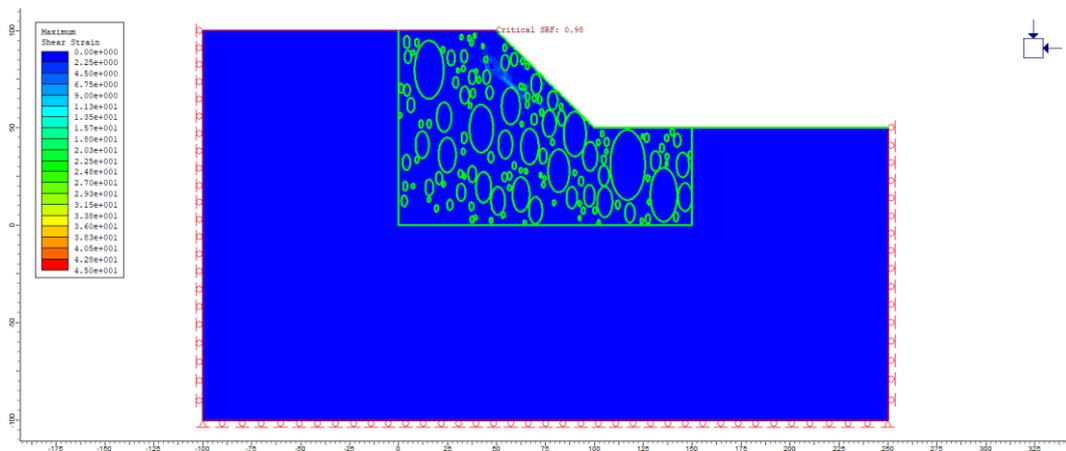
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



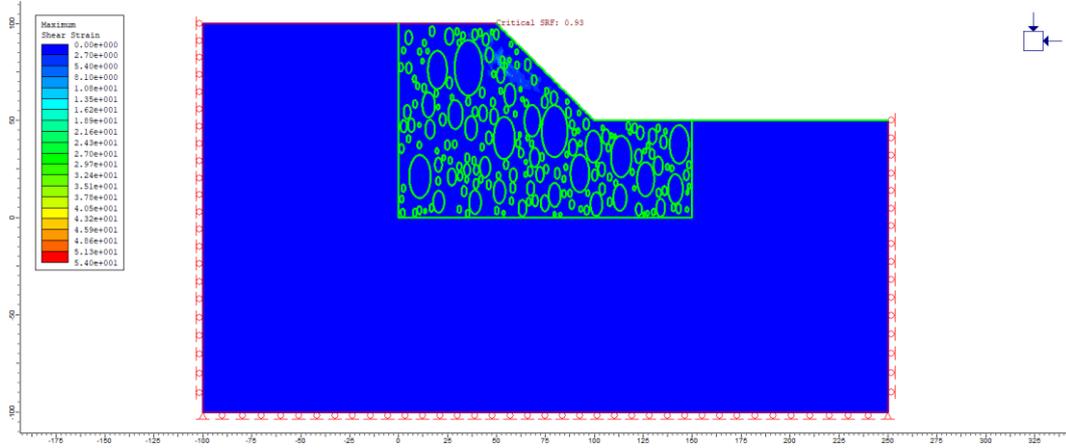
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



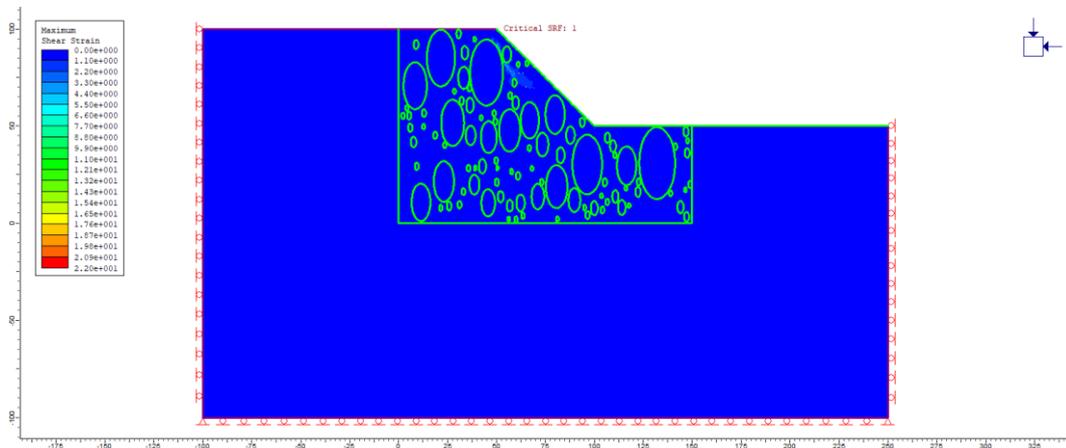
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



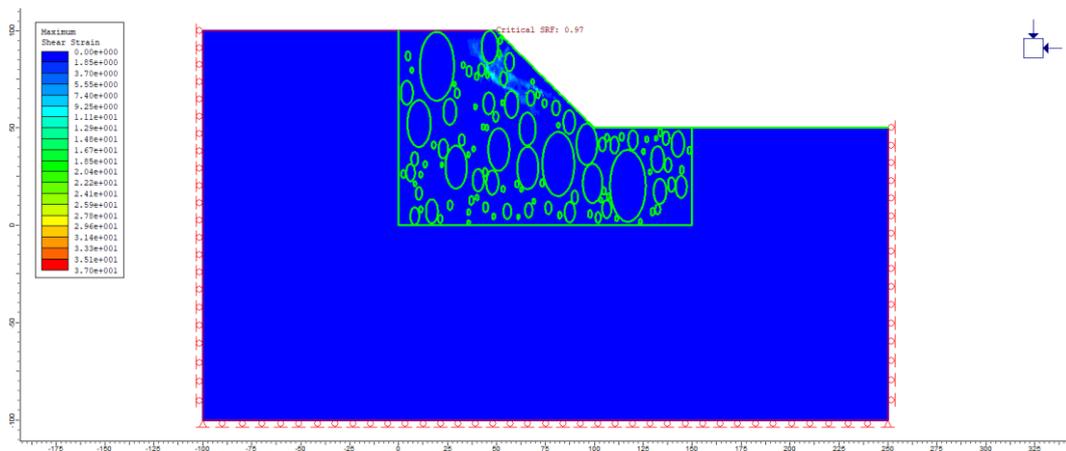
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



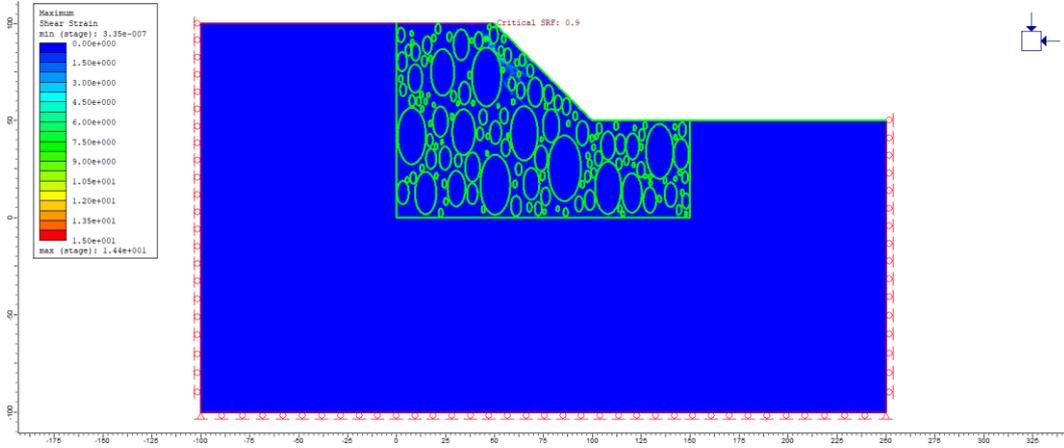
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



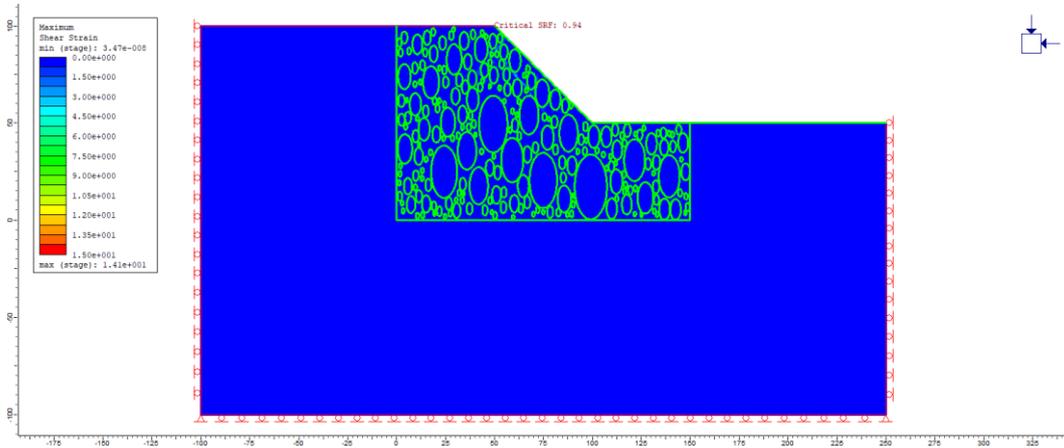
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=40%, matrice anisotropa.



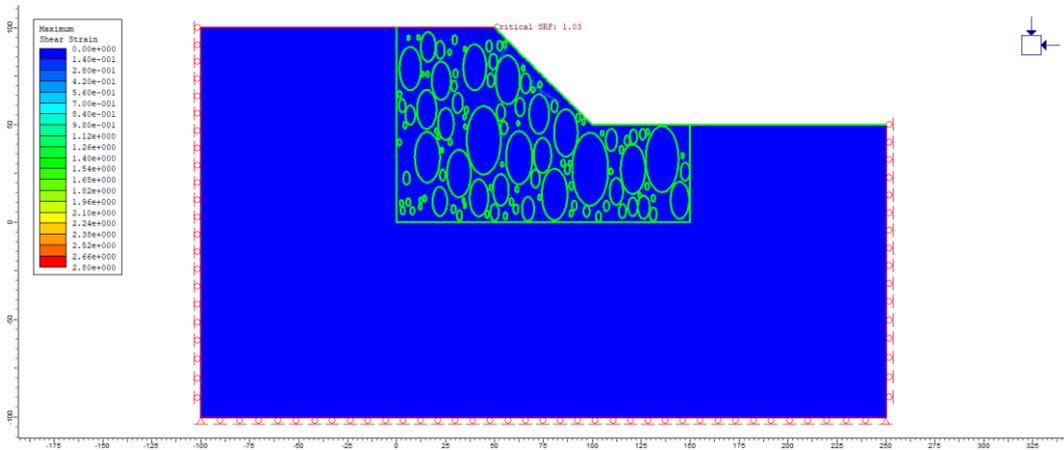
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



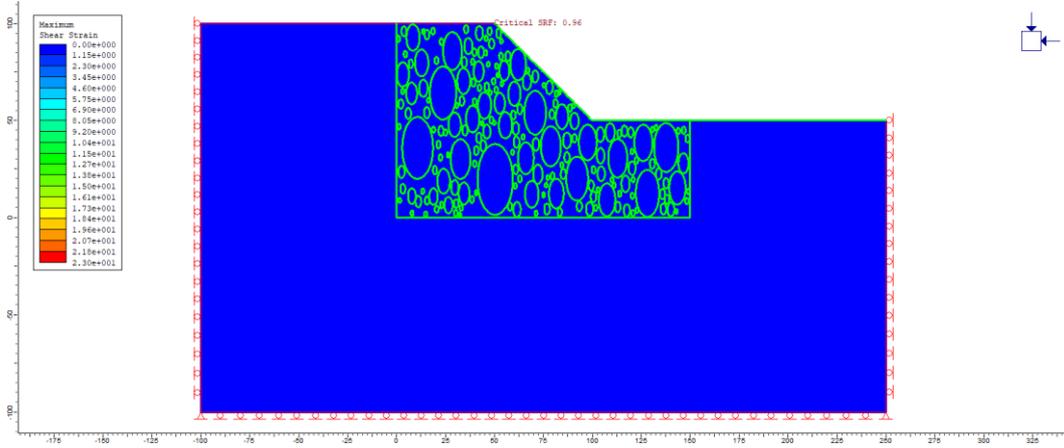
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



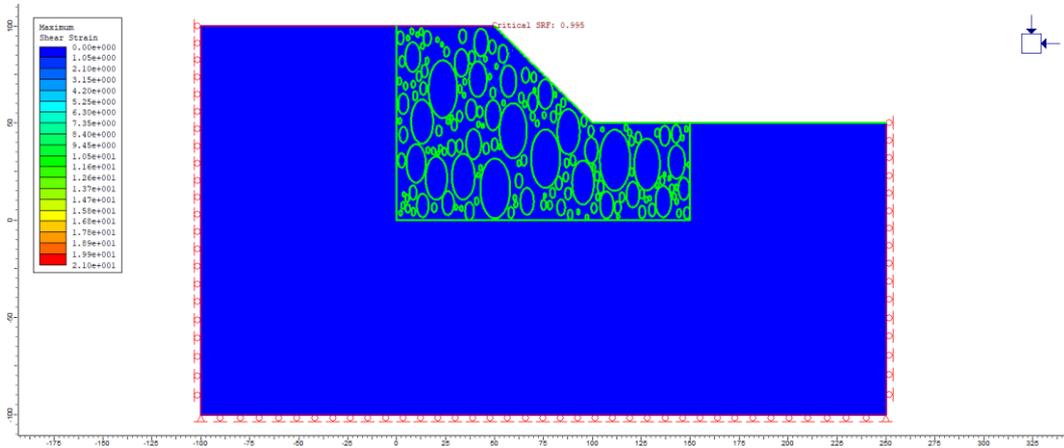
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



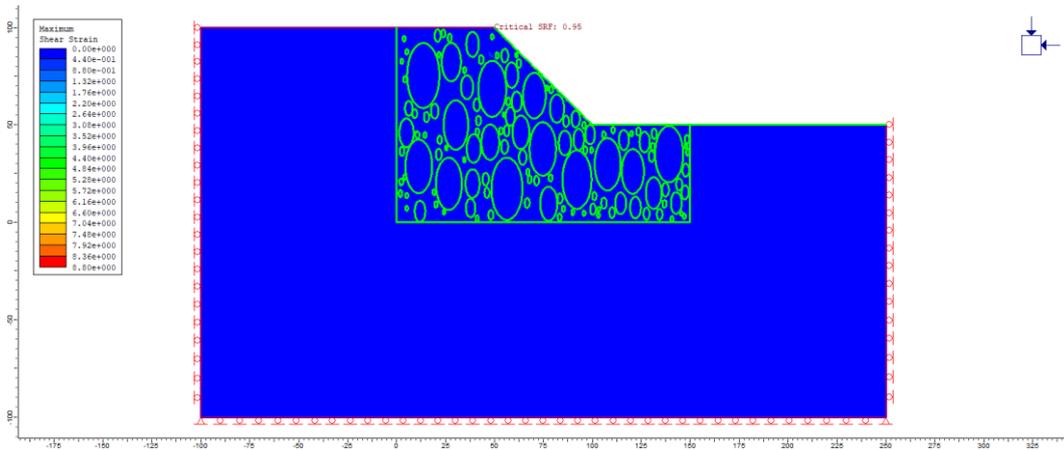
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



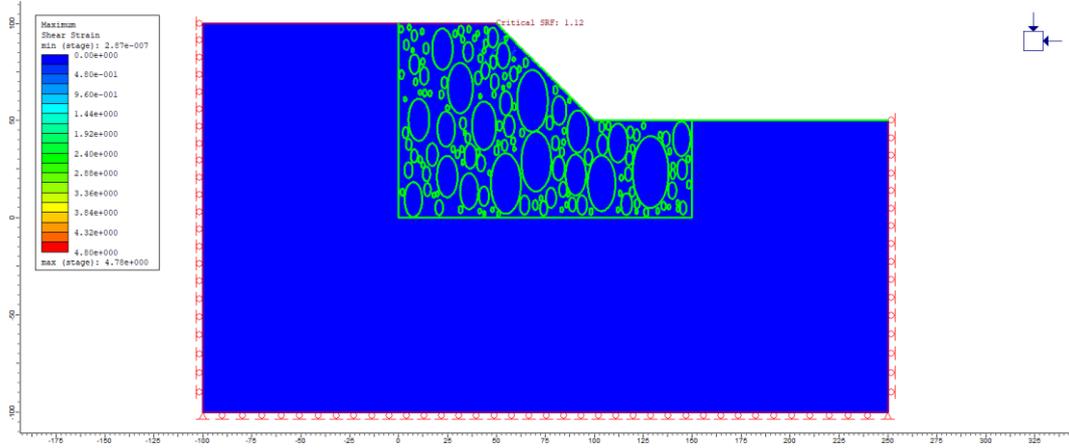
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



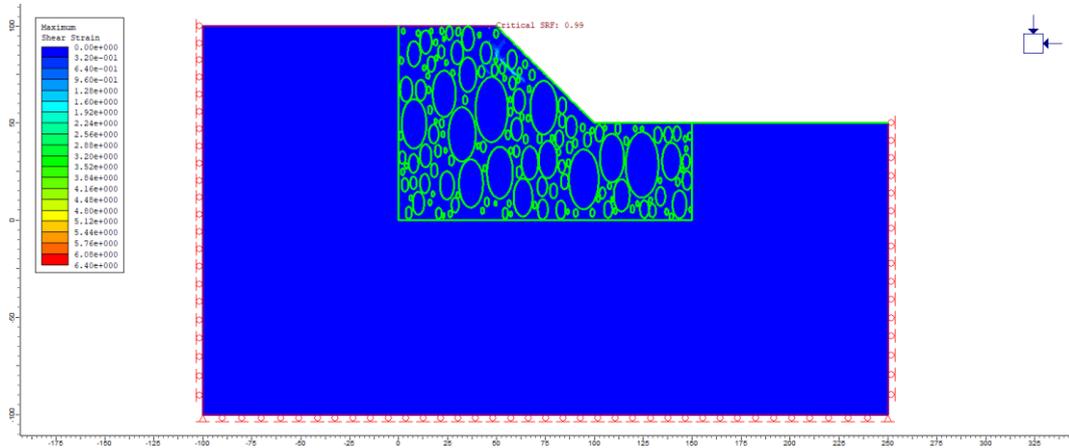
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



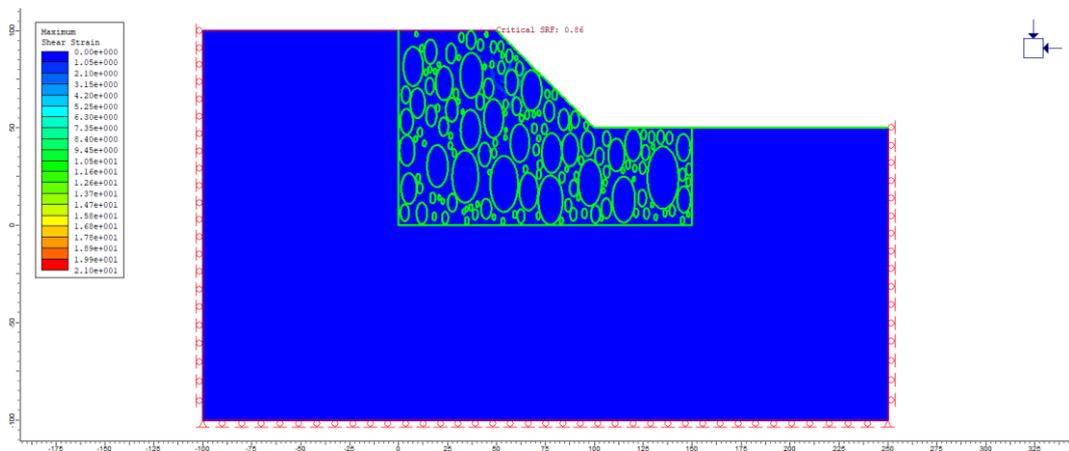
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



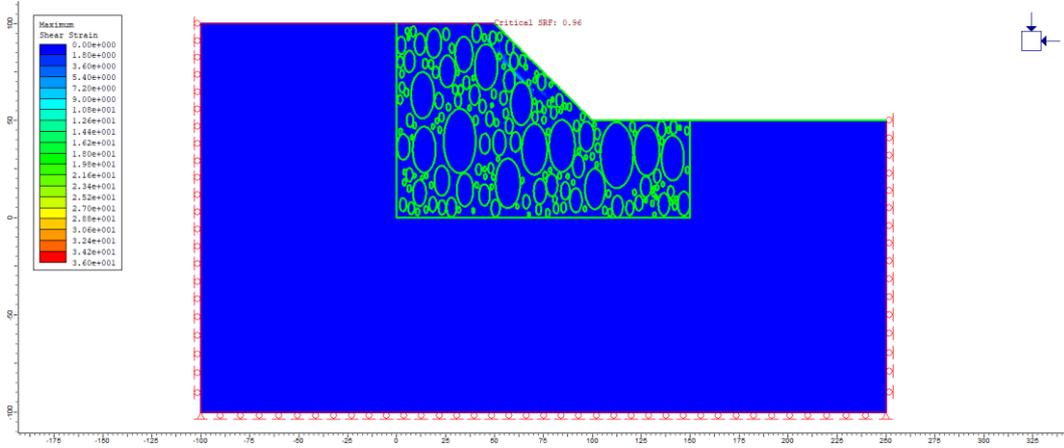
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



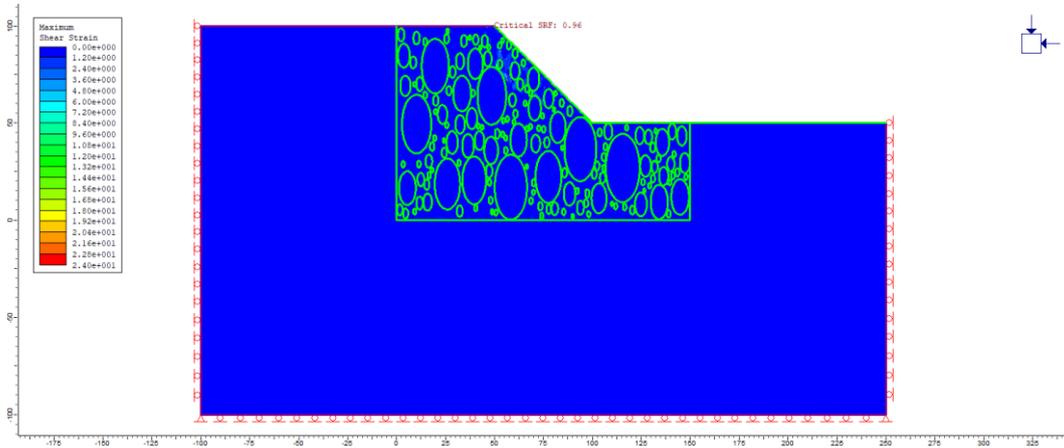
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



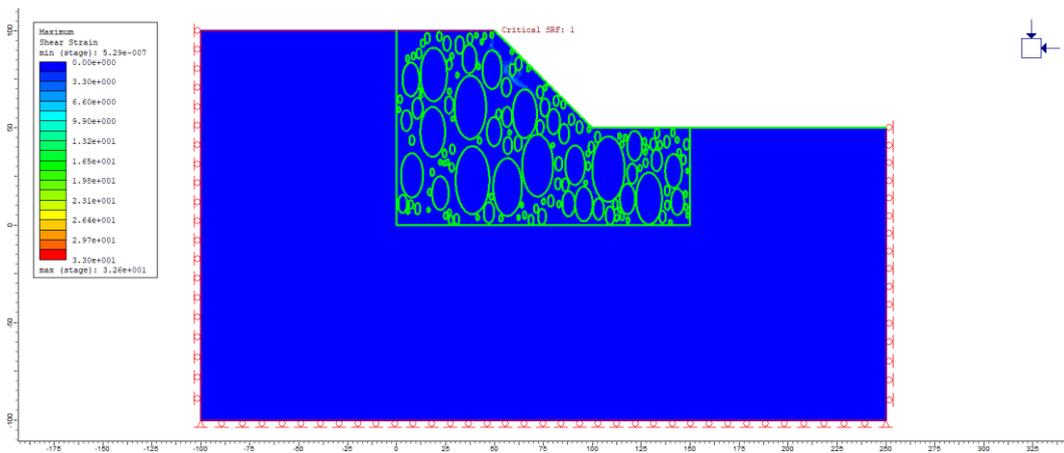
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



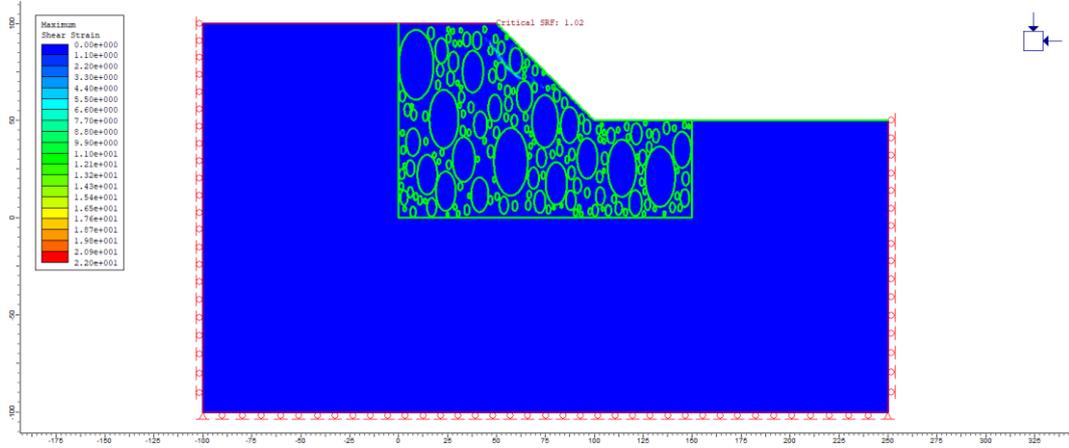
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



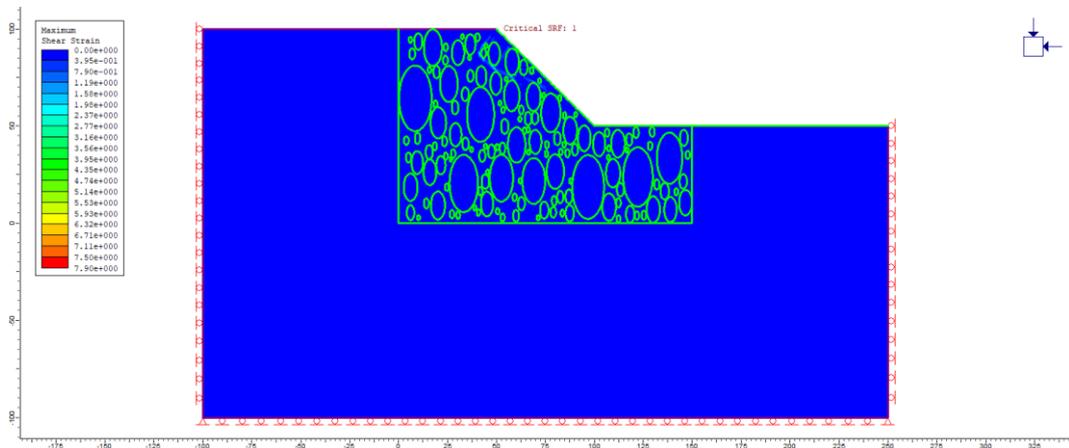
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



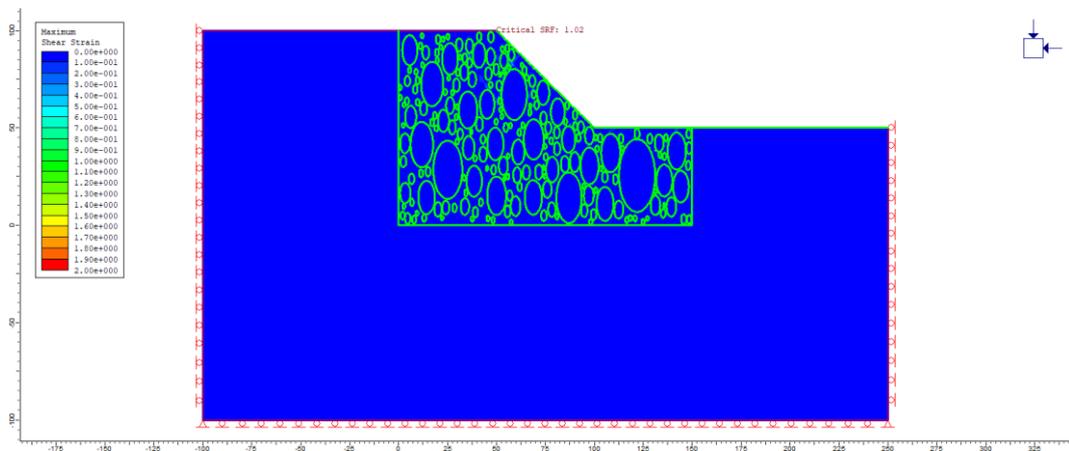
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa



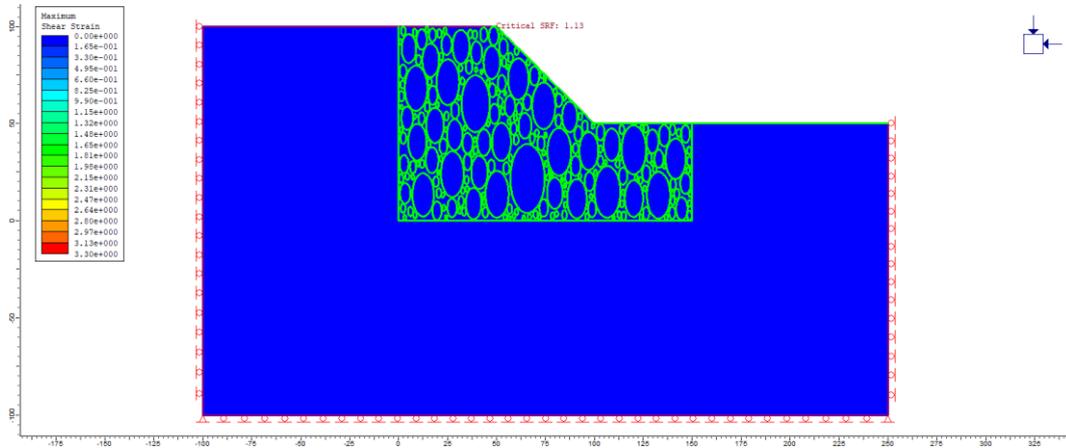
Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



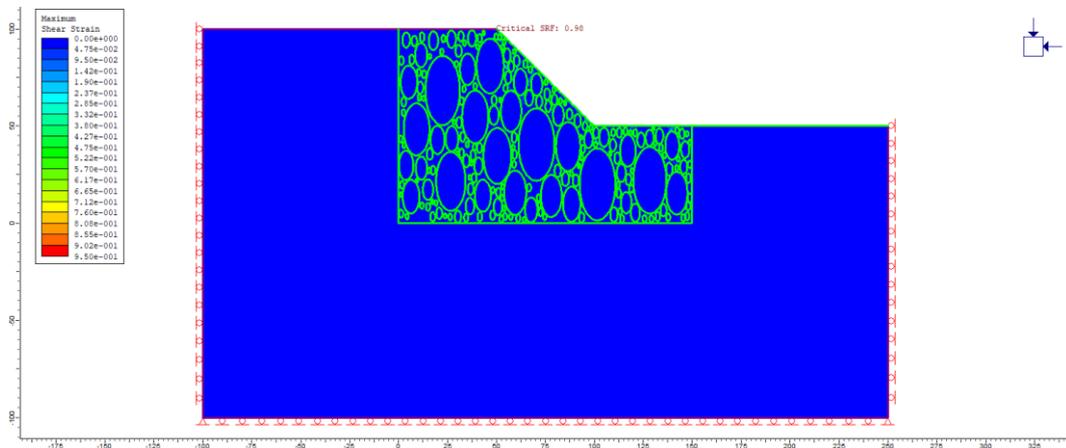
Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=55%, matrice anisotropa.



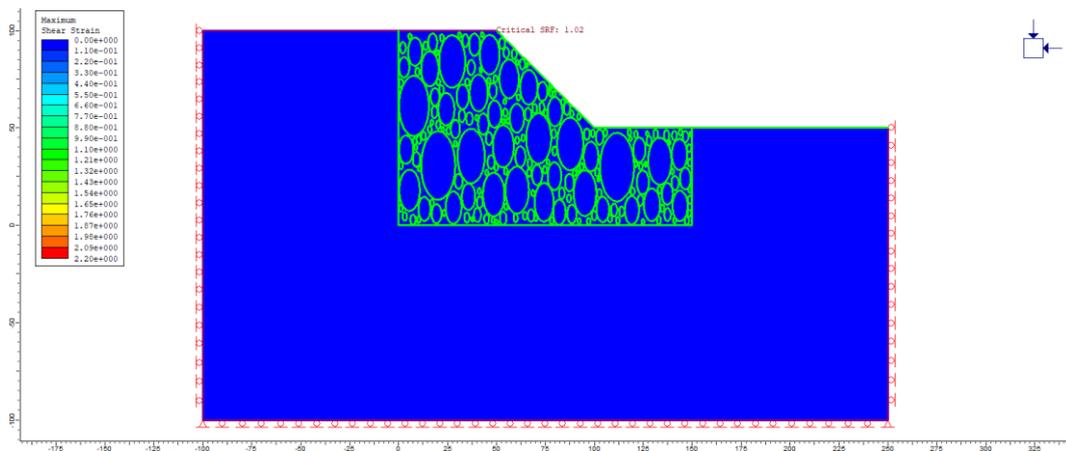
Massime deformazioni di taglio: 1° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



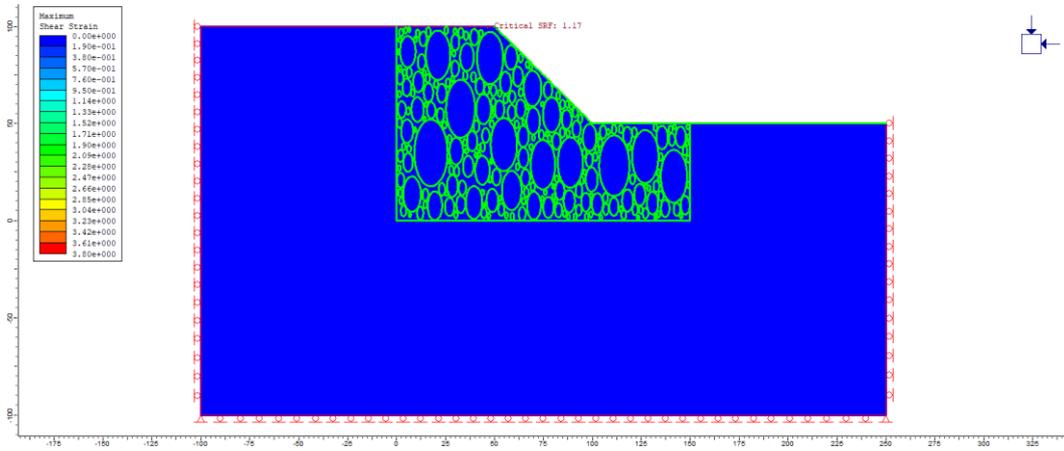
Massime deformazioni di taglio: 2° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



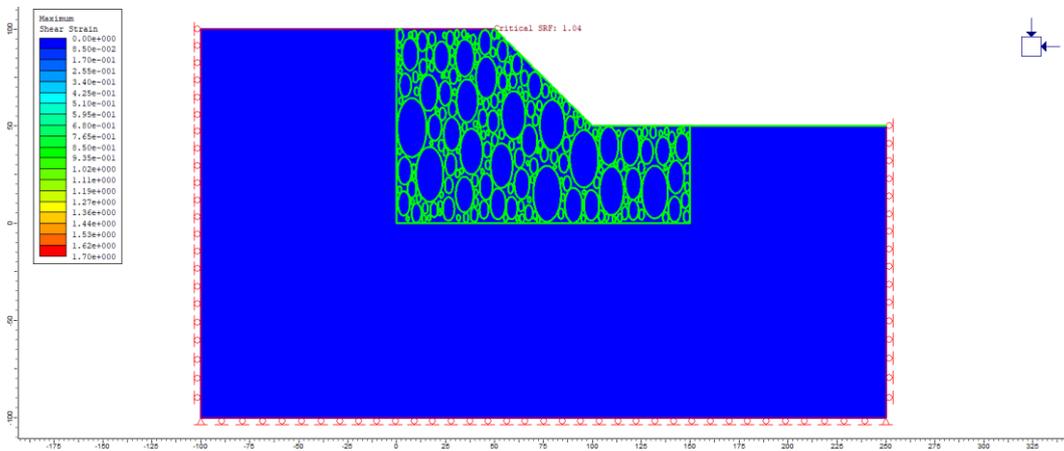
Massime deformazioni di taglio: 3° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



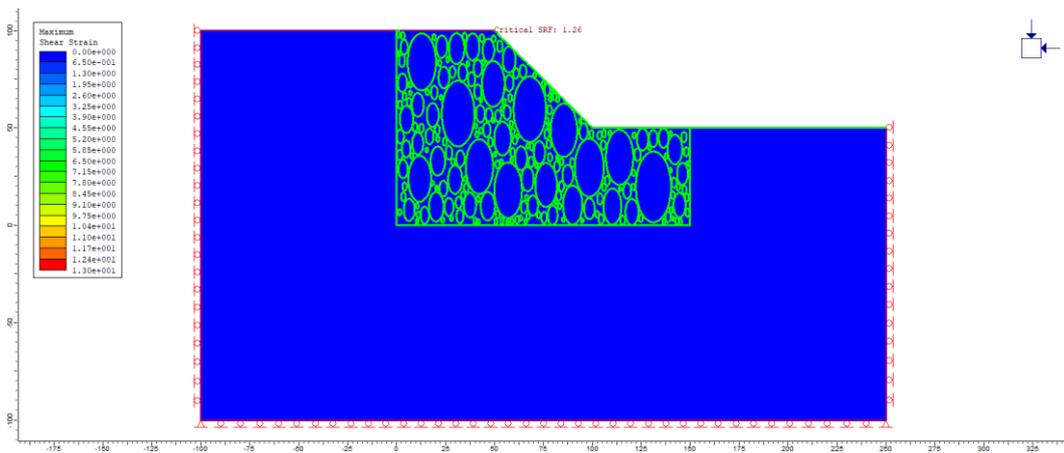
Massime deformazioni di taglio: 4° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



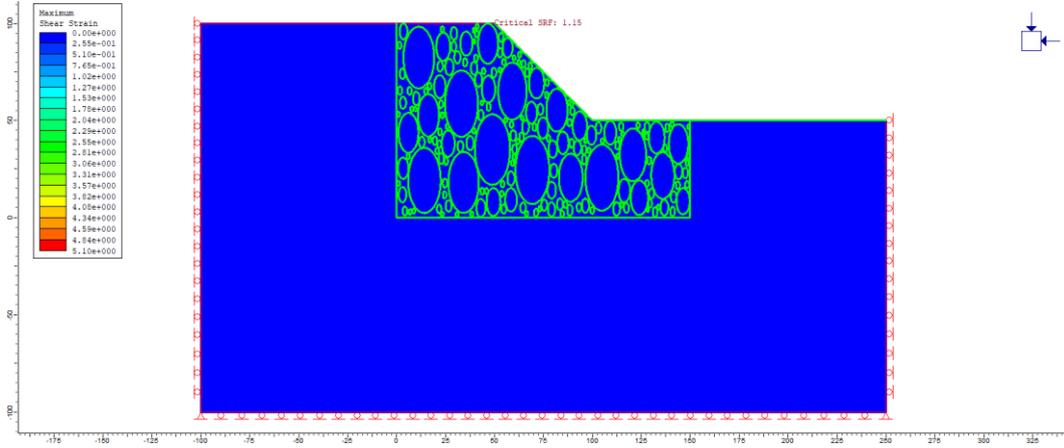
Massime deformazioni di taglio: 5° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



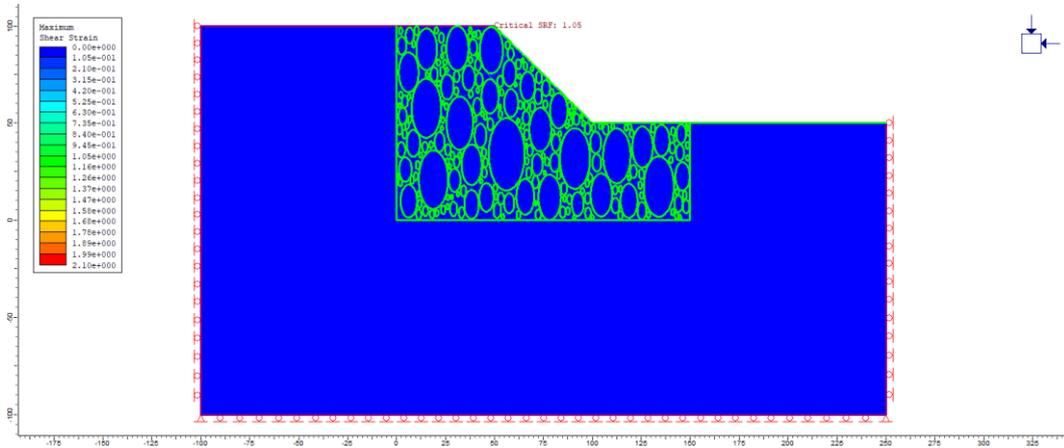
Massime deformazioni di taglio: 6° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



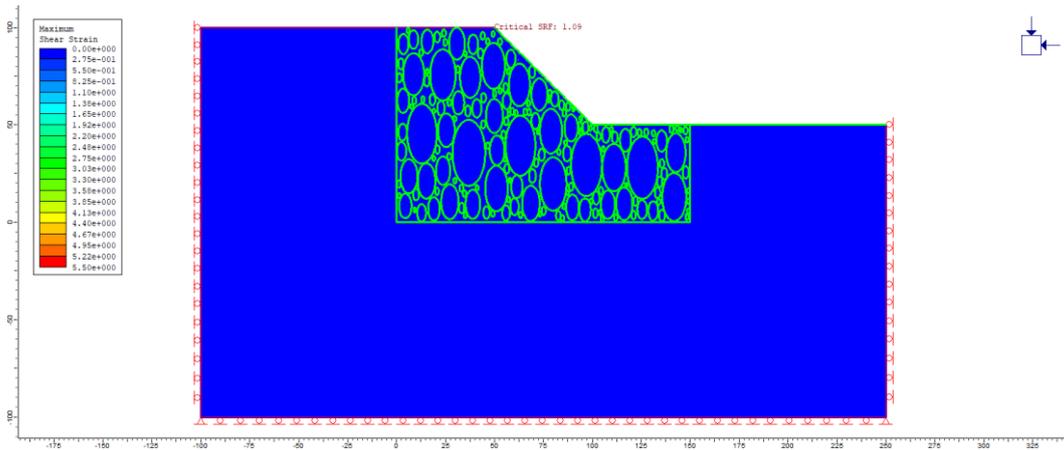
Massime deformazioni di taglio: 7° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



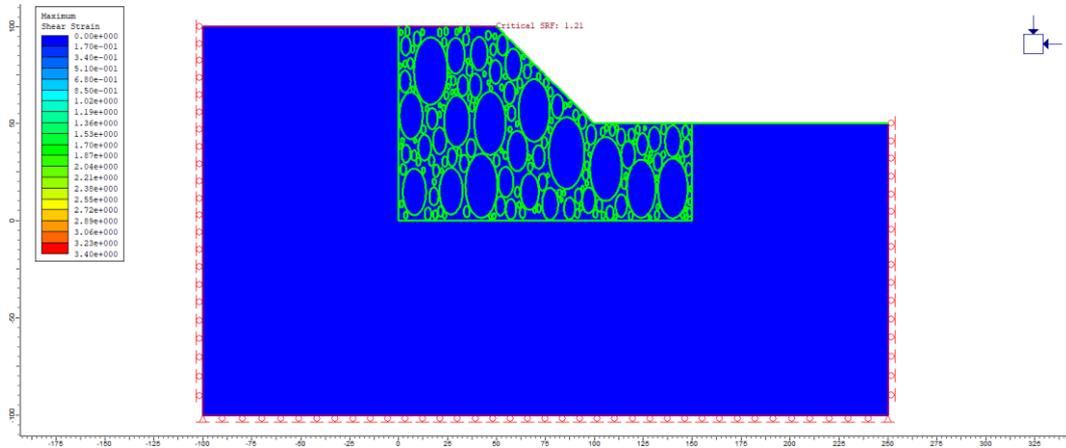
Massime deformazioni di taglio: 8° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



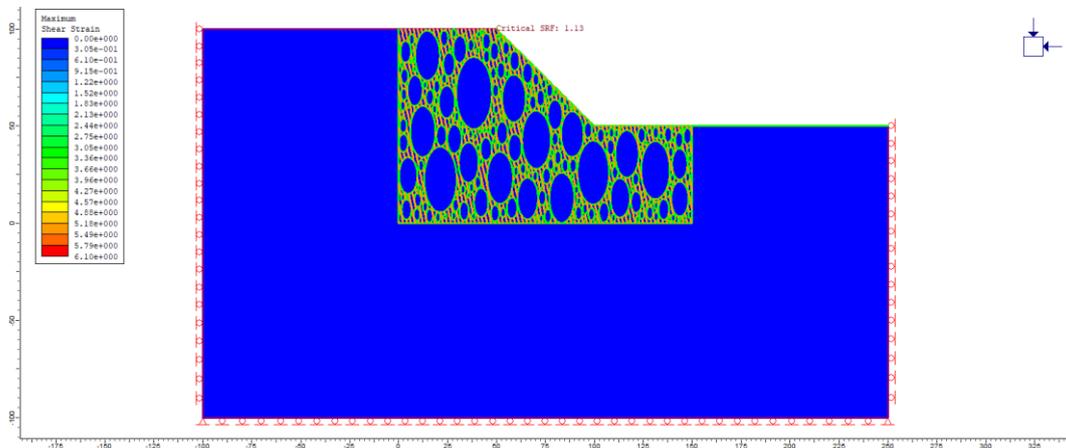
Massime deformazioni di taglio: 9° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



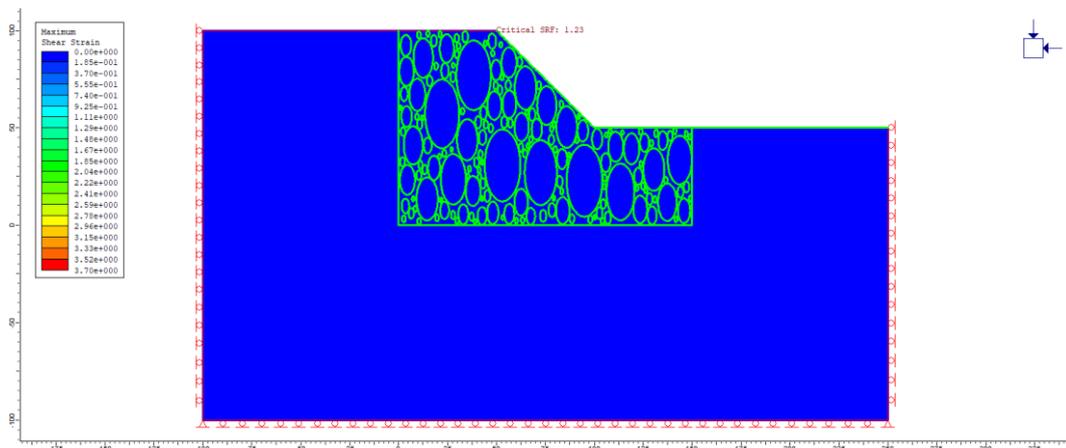
Massime deformazioni di taglio: 10° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



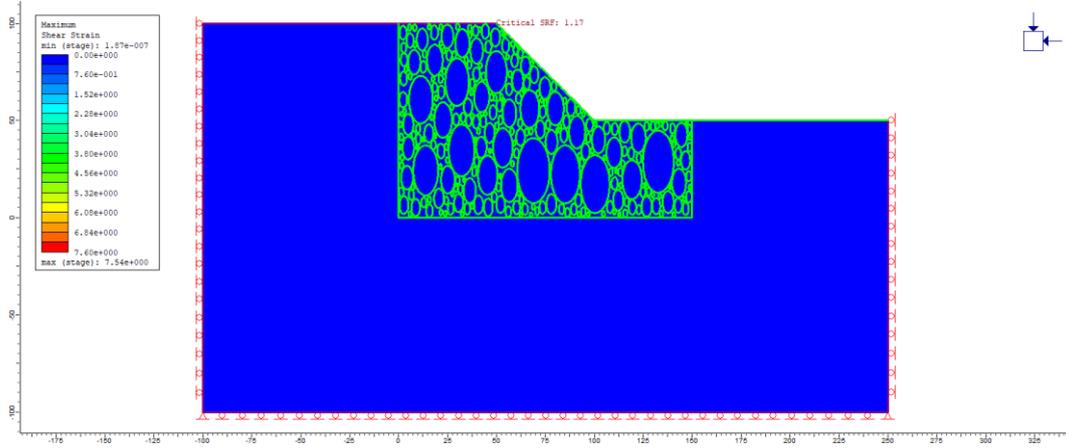
Massime deformazioni di taglio: 11° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



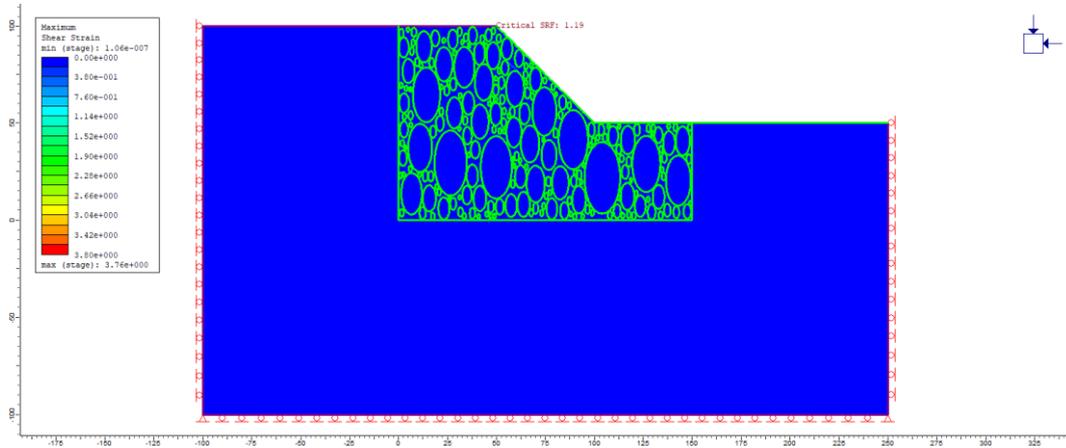
Massime deformazioni di taglio: 12° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



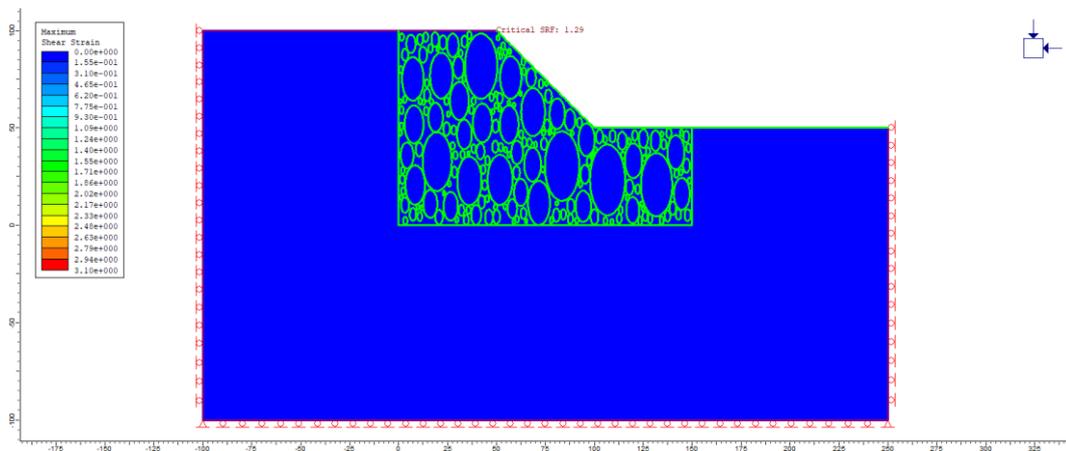
Massime deformazioni di taglio: 13° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.



Massime deformazioni di taglio: 14° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.

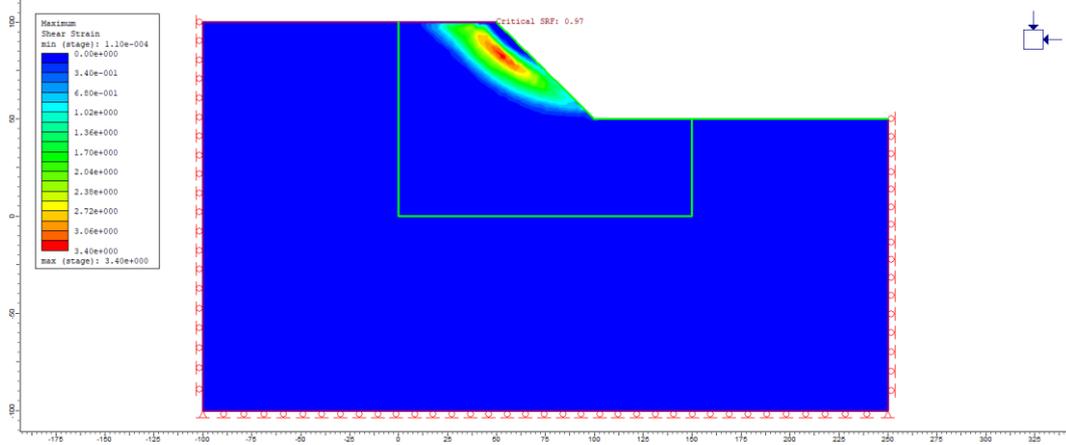


Massime deformazioni di taglio: 15° estrazione, VBP=70%, matrice anisotropa.

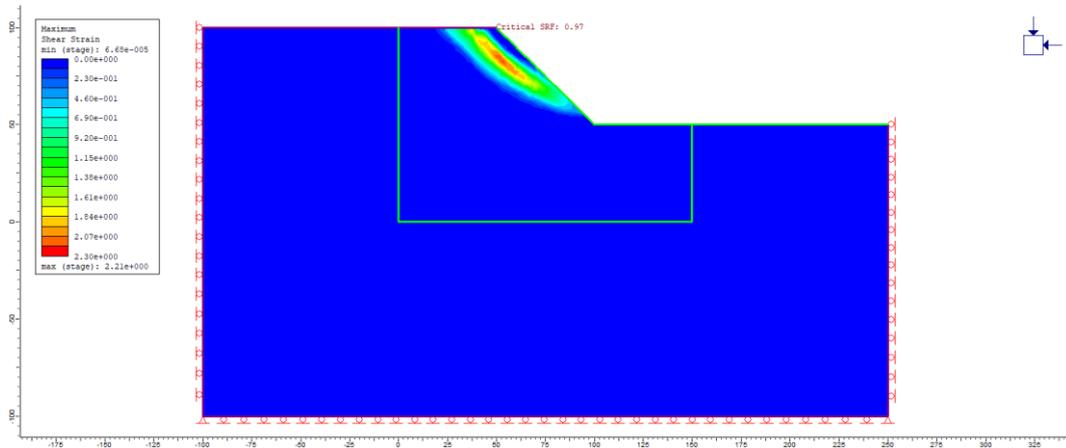


ALLEGATO D

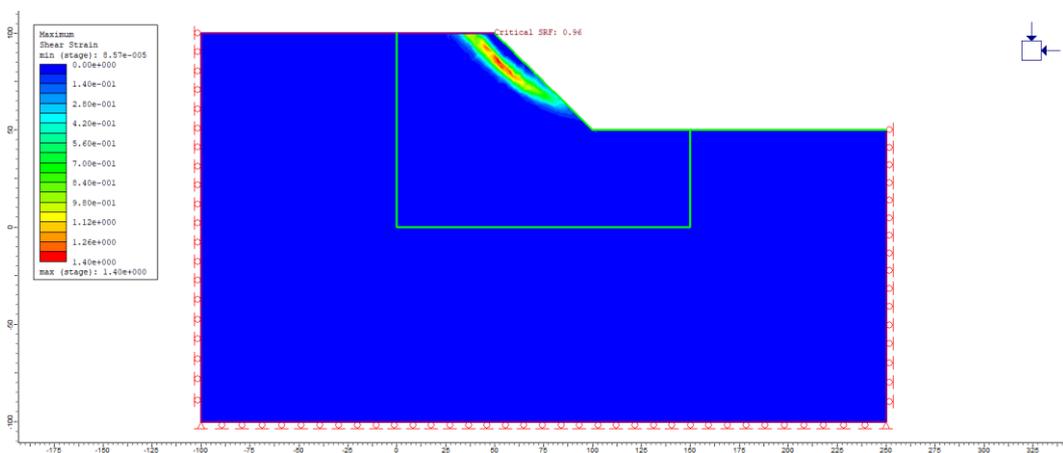
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Linqulist, VBP=25%.



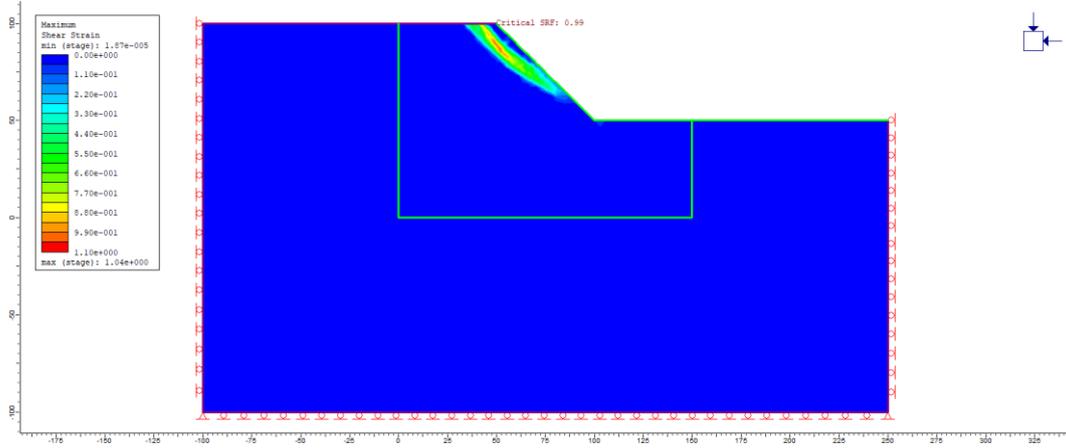
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Linqulist, VBP=40%.



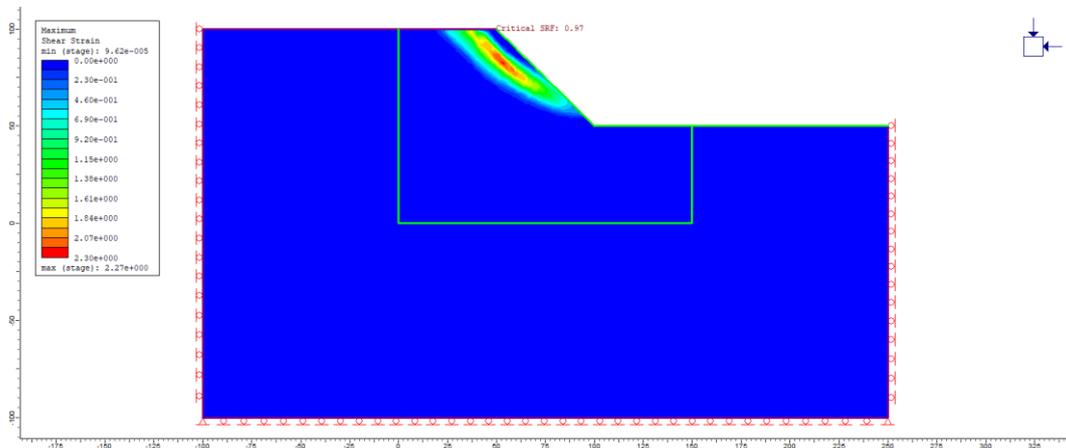
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Linqulist, VBP=55%.



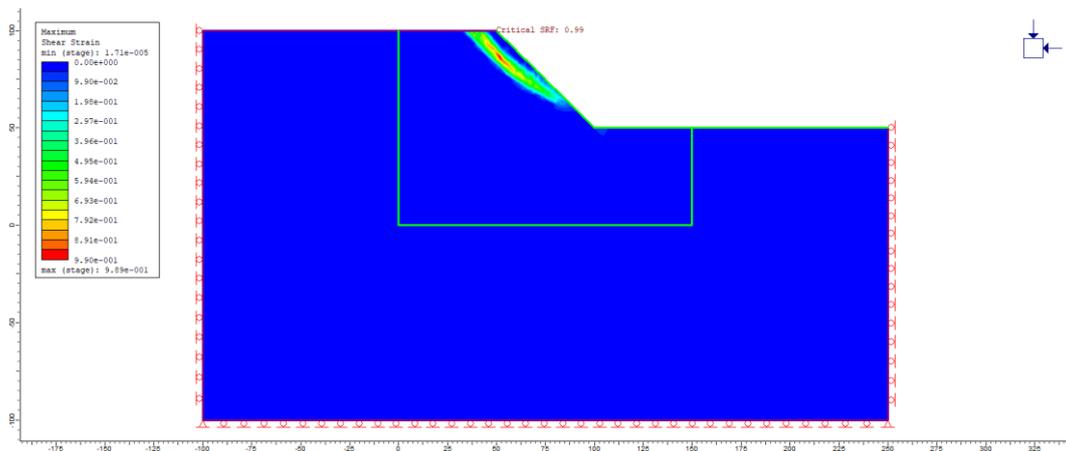
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Linquist, VBP=70%.



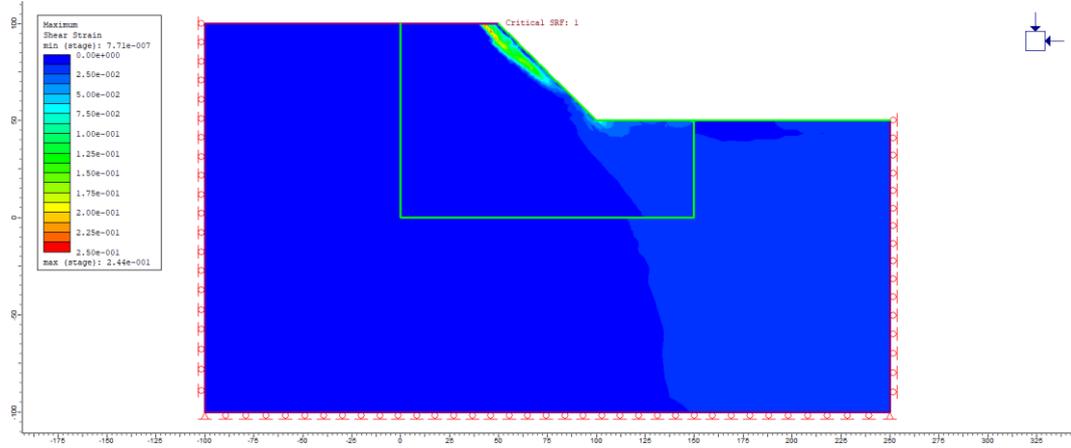
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Kalender, VBP=25%.



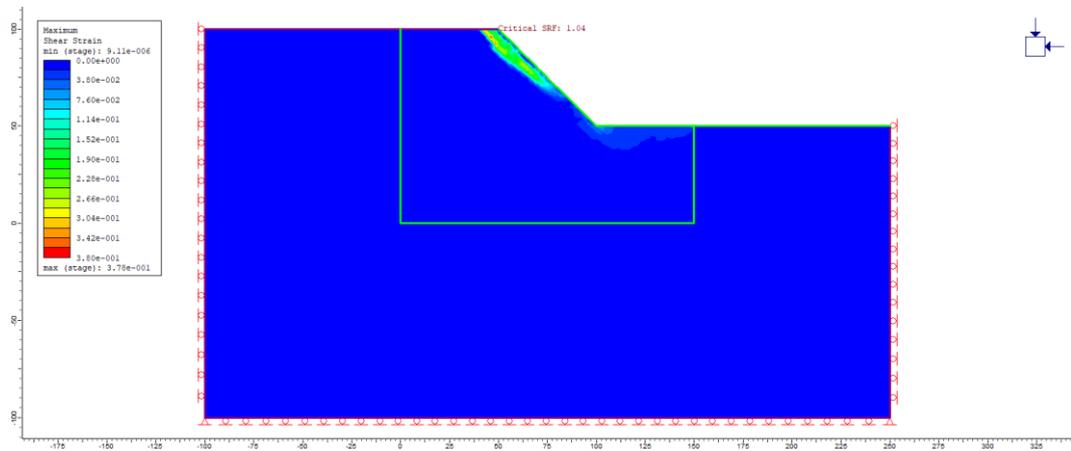
Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Kalender, VBP=40%.



Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Kalender, VBP=55%.



Massime deformazioni di taglio: metodo empirico di Kalender, VBP=70%.



RINGRAZIAMENTI

Ringrazio la Professoressa Monica Barbero e l'Ingegnere Maria Lia Napoli per avermi permesso di realizzare questo lavoro di tesi sotto la loro guida.

Vorrei ringraziare Mamma, Babbo, Mary e Tony.

Ringrazio Nonna, tutta la mia famiglia e miei amici, vicini e lontani.

Infine vorrei dedicare questo lavoro ad una persona che non c'è più, zio Umberto, e ad una che sta per arrivare, mio nipote.