

POLITECNICO DI TORINO

DISEG

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA



ANALISI DI STABILITÀ DI UN VERSANTE IN BIMROCK

RELATORE:

Prof.ssa Ing. Monica Barbero

CORRELATORE:

Dott. Ing. Maria Lia Napoli

LAUREANDO:

Emilia Giordano

ANNO ACCADEMICO 2017-2018

Sommario

INTRODUZIONE	1
Capitolo 1 Ammassi rocciosi strutturalmente complessi.....	3
1.1. Accenno alle complessità geotecniche	3
1.2. Disposizione geografica dei Melange nel mondo	5
Capitolo 2 Bimrocks.....	9
2.1. Identificazione di un bimrock	10
2.1.1. Indicatori geomorfologici utili al riconoscimento del bimrock.....	11
2.1.2. Mappatura del bimrock.....	12
2.2. Sondaggio geognostico	14
2.2.1. Prove di laboratorio	15
2.3. Caratterizzazione geometrica e geomeccanica	16
2.3.1. Indipendenza del bimrock dalla scala di osservazione	19
2.3.2. Dimensione ingegneristica caratteristica	21
2.3.3. Distribuzione dimensionale dei blocchi	22
2.4. Proprietà meccaniche dei bimrocks	24
2.4.1. Tortuosità e meccanismo di rottura	26
2.4.2. Resistenza e deformabilità del bimrock.....	32
2.5. Modelli di Lindquist e Kalender	39
2.5.1. La ricerca di Lindquist.....	39
2.5.2. Approccio di Kalender.....	40
Capitolo 3 Stabilità dei pendii in bimrock e case histories.....	45
3.1. Fattori che influenzano la tortuosità della superficie di rottura	45
3.2. Effetto della forma, dell'orientamento e della proporzione volumetrica dei blocchi	47
3.2.1. Equilibrio limite.....	47
3.2.2. Metodi numerici	50
3.3. Case histories	53

3.3.1.	Diga Scott, Contea di Lake, California	53
3.3.2.	La miniera di Santa Barbara, Italia	59
Capitolo 4	Analisi di stabilità con approccio stocastico: modellazione numerica..	69
4.1.	Fasi di implementazione	69
4.1.1.	Matlab	70
4.1.2.	Autocad	72
4.1.3.	Phase2	73
4.1.4.	Slide	79
Capitolo 5	Analisi di stabilità con approccio stocastico: risultati.....	85
5.1.	Analisi numerica (FEM)	85
5.1.1.	Analisi numerica nell'ipotesi di sola matrice	85
5.1.2.	Analisi numerica VBP 25%	86
5.1.3.	Analisi numerica VBP 40%	87
5.1.4.	Analisi numerica VBP 55%	89
5.1.5.	Analisi numerica VBP 70%	90
5.1.6.	Analisi numeriche con gli approcci di Kalender e Lindquist	91
5.2.	Analisi all'equilibrio limite (LEM)	93
5.2.1.	Analisi all'equilibrio limite della matrice	93
5.2.2.	Analisi all'equilibrio limite VBP 25	94
5.2.3.	Analisi all'equilibrio limite VBP 40	96
5.2.4.	Analisi all'equilibrio limite VBP 55	97
5.2.5.	Analisi all'equilibrio limite VBP 70	98
5.2.6.	Analisi all'equilibrio limite con gli approcci di Kalender e Lindquist	100
5.3.	Confronto tra i risultati ottenuti	101
5.3.1.	Confronto tra i fattori di sicurezza	102
5.3.2.	Confronto dei volumi mobilitati	105
Conclusioni	109
Bibliografia	111

Allegato 1: Codice Matlab	117
Allegato 2: Massima deformazione di taglio (approccio FEM).....	123
Allegato 3: Superfici critiche minime (approccio LEM).....	147

Indice delle figure

Figura 1.1.1 – Caratterizzazione delle formazioni strutturalmente complesso (A.G.I., 1979)	4
Figura 1.1.2 – Classificazione sull'indice GSI per complessi flyscioidi (Hoek et al., 2005)	5
Figura 1.2.1 - Distribuzione di melange nel mondo (Medley, 1994)	6
Figura 1.2.2 - Distribuzione di melange su Europa e Italia (Medley, 1994)	6
Figura 2.2.1 Principali caratteristiche dei materiali strutturalmente complessi (Medley & Wakabayashi, 2004).....	14
Figura 2.2.2 Correlazione sperimentale fra angolo di attrito e proporzione volumetrica dei blocchi (Lindquist, 1994).....	16
Figura 2.3.1 Dimensione rappresentativa dei blocchi affioranti d_{mod}	17
Figura 2.3.2 – Presenza di blocchi a diverse scale di interesse.....	20
Figura 2.3.3 – Differenza tra distribuzione dimensionale 1D e reale 3D (Medley, 2001).....	22
Figura 2.3.4 – Errori nella stima dimensionale dei blocchi (Medley, 2001)	23
Figura 2.3.5– Interpretazione errata da fori di sondaggio (Medley, 2001)	24
Figura 2.3.6 – Interpretazione errata da fori di sondaggio (Medley, 2001)	24
Figura 2.4.1- Comportamento di un bimrock in funzione della percentuale di blocchi presenti (Coli, 2010).....	25
Figura 2.4.2 - Superficie di rottura in caso di distribuzione uniforme dei blocchi (a sinistra) e di distribuzione non uniforme (a destra) (Lindquist & Goodman, 1994).	27
Figura 2.4.3 - Le misure sono state effettuate: a) della lunghezza della superficie tortuosa di rottura (linea gialla evidenziata); b) la lunghezza della superficie media liscia stimata (linea rossa); e c) la lunghezza totale dei contatti di blocco lungo la superficie di rottura (Medley, 2004).....	28
Figura 2.4.4 - Scansione di linee tracciate delle superfici di rottura e confronto con i profili di tipo per JRC da 10 a 20. Scala orizzontale uguale alla scala verticale.	29
Figura 2.4.5 - Parametri misurati e calcolati dalle linee tracciate dalle superfici di rottura tortuose (Medley, 2004).....	30
Figura 2.4.6 – Rappresentazione grafica tra proporzioni volumetriche dei blocchi e rapporti di lunghezza tortuosa (Medley, 2004).....	31
Figura 2.4.7 – Proporzioni volumetriche dei blocchi e rapporti di contatto superficiale di blocco/rottura (in alto) e larghezza tortuosa media (in basso) (Medley, 2004).	32
Figura 2.4.8 - Variazione dell'angolo di attrito in funzione di VBC per diverso orientamento dell'asse principale alla direzione del carico massimo (Lindquist, Goodman, 1994) (da Coli, 2010).....	33
Figura 2.4.9 –Variazione di coesione in funzione di VBC per diverso orientamento dell'asse principale verso la direzione del carico massimo (Lindquist, Goodman, 1994).....	33
Figura 2.4.10 - Rapporto tra la quota di blocco equivalente (EBP) e UCS dell'agglomerato di Ankara. La tendenza forzata attraverso l'intercetta (0, 1) è leggermente più rappresentativa dei dati. (Sonmez et al., 2004a).....	35
Figura 2.4.11- Distribuzione cumulativa di frequenza di errore ottenuta dai valori di σ_1 , calcolata con l'equazione empirica proposta da Sonmez et al. (2006a) (da Coli, 2010).	35

Figura 2.4.12 - Curva forza-spostamento caratterizzata da due livelli di snervamento (da Coli, 2010).	36
Figura 2.4.13 – a sx esempio di campionamento virtuale, a dx concentrazione linee di taglio dopo la rottura all'interno di esemplari virtuali di bimtock con differenti VBC (18% e 50.7%). La superficie di rottura del campione con VBC pari al 50% mostra una maggiore irregolarità di quella del campione con VBC pari al 18% (Pan et al., 2008).	37
Figura 2.4.14 - Campioni virtuali realizzati da Barbero et al., (2008) per simulare prove triassiali FEM 3D (Barbero et al., 2008).	38
Figura 2.4.15 – Propagazione dello snervamento nel campione con VBC del 40% (Barbero et al., 2008).	38
Figura 2.5.1 - Rappresentazione grafica dell'approccio empirico per la previsione di ϕ_{bimrock} (Kalender, 2014).	41
Figura 2.5.2 - Rappresentazione grafica dell'approccio empirico per la previsione di UCS_{bimrock} (Kalender, 2014).	42
Figura 2.5.3 - Guida pratica per la selezione del parametro "A" a seconda delle proprietà di contatto tra blocchi e matrice (Kalender, 2014).	43
Figura 3.1.1 - Possibili superfici di rottura nel bimrock (Medley & Sanz, 2004).	46
Figura 3.2.1 - Esempio del modello di bimrock con 50% di proporzione areale di blocchi e blocchi distribuiti casualmente. La linea tratteggiata è la superficie critica di rottura per la sola matrice; le linee in nero mostrano due possibili superfici di rottura per il bimrock (Medley, Sanz, 2003).	48
Figura 3.2.2 - Confronto dei risultati di modelli di diverse miscele roccia / matrice: colluvi di Hong Kong (Irfan & Tang, 1993) e melange francescano (Medley & Sanz, 2003).	48
Figura 3.2.3 - Modello, con una percentuale di blocco del 20% di colluvio. La linea tratteggiata è la superficie critica di rottura per la sola matrice. La linea continua è una superficie tortuosa di rottura di prova (After Irfan & Tang, 1993).	49
Figura 3.2.4 - a) modelli di pendenza per differenti VBP; b) forme e orientamenti dei blocchi analizzati; c) evoluzione del fattore di sicurezza al variare del VBP (Barbero et al., 2006).	51
Figura 3.3.1 – Diga Scott sul lago Pillsbury (Google Earth, 2017).	53
Figura 3.3.2 - Mappa della zona del melange francescano (Eelriver.org, 2016)	54
Figura 3.3.3 - Nucleo tipico prelevato da un'esplorazione nella diga Scott, mostra la matrice di scisto, contenente blocchi inferiori a 0,05 Lc (0,15 m); e un blocco misurabile (foto del professor Richard E. Goodman) (Medley, 2007b).	55
Figura 3.3.4 - Sezione trasversale della diga Scott (in arancione) che mostra un' esplorazione (rosso) e ha intercettato una zona di potenziale rottura sotto la diga, supposta essere di 3 m di spessore (Medley, 2007b).	56
Figura 3.3.5 – Corrispondenza tra la litologia e le relative proporzioni lineari (Medley, 1994).	57
Figura 3.3.6 – Calcolo delle proporzioni lineari del blocco per singoli fori B1 a B4 e proporzione totale del blocco. In arancione è raffigurata l'intersezione con i blocchi. TD è la profondità totale di ogni perforazione rispetto scalata rispetto a una barra di 20 metri (Medley, 2007b).	58

Figura 3.3.7 – Relazione tra l’angolo di attrito e la proporzione volumetrica, ricavata dai test di laboratorio sui campioni di melange francescano ricavati dal materiale della diga Scott nella California settentrionale (Goodman, Ahlgren, 2000, Medley, 2007b).	59
Figura 3.3.8 – Miniera di Santa Barbara (Google maps, 2017)	60
Figura 3.3.9 - Planimetria generale della miniera di Santa Barbara (Coli, 2010).	60
Figura 3.3.10 - Ripresa panoramica del versante Allori nella configurazione del 2010. Il versante csi estende in tre località: San Martino, Pian Franzese e Fusalo (Coli, 2010).	61
Figura 3.3.11 - Schema geologico del versante Allori (Coli, 2010)	62
Figura 3.3.12 - Scarpata di frana rotazionale presente sul versante Allori (Coli, 2010).	63
Figura 3.3.13 - Frattura in contropendenza. Il rigetto di circa 80 cm è stato raggiunto in circa due anni (Coli, 2010).	64
Figura 3.3.14 - Dissesti rilevati sul versante Allori mediante tracklog GPS. In blu sono riportate le corone delle frane rotazionali, in rosso le tracce delle fratture in contropendenza (Coli, 2010).	65
Figura 4.1.1 – Geometria del pendio	70
Figura 4.1.2 – Distribuzione degli assi in termini probabilistici	71
Figura 4.1.3 – Esempio di discretizzazione di un modello FEM (Gambassi, 2007).	73
Figura 4.1.4 – (a) convenzione per gli elementi solidi (b) convenzione per tensione lineare assiale, momento e taglio positivi.....	74
Figura 4.1.5 – Modello elastico perfettamente plastico (Wood, 2004)	75
Figura 4.1.6 – Criterio di rottura di Mohr-Coulomb	76
Figura 4.1.7 – Esempio di un modello di Phase2	79
Figura 4.1.8 – Superficie di scivolamento suddivisa in strisce	79
Figura 4.1.9 – Forze che agiscono su ciascun concio	80
Figura 4.1.10 – Modello utilizzato nel metodo di Bishop semplificato	81
Figura 4.1.11 - Abaco per il calcolo di $m\alpha_i$	82
Figura 4.1.12 - Modello utilizzato nel metodo di Spencer.....	83
Figura 4.1.13 – Esempio di un modello di Slide.....	84
Figura 5.1.1 – Massima deformazione di taglio per il modello MATRICE_FEM	86
Figura 5.1.2 – Massima deformazione di taglio per il modello 25_1_FEM	87
Figura 5.1.3 - Massima deformazione di taglio per il modello 40_1_FEM	89
Figura 5.1.4 – Massima deformazione di taglio per il modello 55_5_FEM	90
Figura 5.1.5 - Massima deformazione di taglio per il modello 70_1_FEM	91
Figura 5.1.6 - Massima deformazione di taglio per il modello Kalender_70_FEM.....	92
Figura 5.2.1 - Massima deformazione di taglio per il modello MATRICE_LEM_Bishop.....	94
Figura 5.2.2 - Massima deformazione di taglio per il modello 25_1_LEM_Bishop	95
Figura 5.2.3 - Massima deformazione di taglio per il modello 40_1_LEM_Bishop	97
Figura 5.2.4 - Massima deformazione di taglio per il modello 55_5_LEM_Bishop	98
Figura 5.2.5 - Massima deformazione di taglio per il modello 70_1_LEM_Bishop	100
Figura 5.2.6 - Massima deformazione di taglio per il modello Kalender_70_LEM_Bishop	101

Figura 5.3.1 – Valori dei fattori di sicurezza per tutte i modelli delle quattro VBP analizzate, più il fattore di sicurezza della matrice con il metodo FEM	102
Figura 5.3.2 - Valori dei fattori di sicurezza per tutte i modelli delle quattro VBP analizzate, più il fattore di sicurezza della matrice con il metodo LEM	102
Figura 5.3.3 – Confronto dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo FEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale complesso matrice più blocchi.....	103
Figura 5.3.4 - Confronto dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo LEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale complesso matrice più blocchi.....	104
Figura 5.3.5 - Valori dei volumi mobilitati per tutte i modelli delle quattro VBP analizzate, più quello della matrice, più quelli calcolati con i metodi di Lindquist e Kalender, con il metodo FEM	106
Figura 5.3.6 - Valori dei volumi mobilitati per tutte i modelli delle quattro VBP analizzate, più quello della matrice, più quelli calcolati con i metodi di Lindquist e Kalender, con il metodo LEM	106

Indice delle Tabelle

Tabella 2.4.1 - Sintesi delle statistiche (Medley, 2004).....	31
Tabella 2.4.2 - Parametri di resistenza calcolati per ciascun campione sottoposto a test di taglio in situ e corrispondenti alla percentuale in peso dei blocchi interni dei campioni esaminati (Xu et al., 2007).....	36
Tabella 4.1.1 – Proprietà della matrice e dei blocchi	78
Tabella 4.1.2 - Parametri calcolati con l’approccio di Lindquist	78
Tabella 4.1.3 – Parametri calcolati con l’approccio di Kalender.....	78
Tabella 5.1.1 – Valori di FS e volume mobilitato per il modello costituito dalla sola matrice con approccio FEM.....	85
Tabella 5.1.2 – Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 25 con il metodo FEM	87
Tabella 5.1.3 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 40 con il metodo FEM	88
Tabella 5.1.4 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 55 con il metodo FEM	90
Tabella 5.1.5 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 70 con il metodo FEM	91
Tabella 5.1.6 - Valori dei FS relativi ai modelli analizzati di Kalender e Lindquist con il metodo FEM	92
Tabella 5.1.7 - Volumi mobilitati relativi ai modelli di Kalender e Lindquist (analisi FEM).....	92
Tabella 5.2.1 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per il modello costituito dalla sola matrice analizzato con il metodo LEM.....	93
Tabella 5.2.2 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 25 con il metodo LEM	95
Tabella 5.2.3 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 40 con il metodo LEM	96
Tabella 5.2.4 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 55 con il metodo LEM	98
Tabella 5.2.5 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 70 con il metodo LEM	99
Tabella 5.2.6- Valori dei FS relativi ai modelli analizzati di Kalender e Lindquist con il metodo LEM	100
Tabella 5.2.7 - Volumi mobilitati relativi ai modelli di Kalender e Lindquist (analisi LEM)	101
Tabella 5.3.1 - Riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo FEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale complesso matrice più blocchi.....	103
Tabella 5.3.2 - Riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo LEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale complesso matrice più blocchi.....	103
Tabella 5.3.3 - Parametri calcolati con l’approccio di Lindquist	104
Tabella 5.3.4 – Parametri calcolati con l’approccio di Kalender.....	105

INTRODUZIONE

I bimrocks o “formazioni rocciose complesse a blocchi in matrice” (Raymond, 1984) sono dei materiali eterogenei molto complessi sia dal punto di vista meccanico che di caratterizzazione geotecnica. Ciò che accomuna queste formazioni complesse è la presenza di una non-omogeneità dimensionale e/o litologica dei componenti, ovvero la presenza di blocchi più resistenti all'interno di una matrice più debole.

Vista la complessità e variabilità spaziale e meccanica dei bimrocks, la loro caratterizzazione è un'operazione molto complessa. Per questo motivo, i progettisti spesso trascurano il contributo dei blocchi alla resistenza complessiva del bimrock, utilizzando le sole caratteristiche di resistenza della matrice meno resistente per la progettazione, ignorando del tutto la presenza dei blocchi, scegliendo di non caratterizzare correttamente l'intero materiale. Tuttavia, questa pratica potrebbe essere troppo conservativa per molti bimrocks.

In questo lavoro di tesi è stata studiata la stabilità di un pendio in bimrock, per diversi VBP (*proporzione volumetrica del blocco*). È stato utilizzato un approccio stocastico per analizzare quanto la dimensione dei blocchi e la loro posizione all'interno del pendio ne influenzino la stabilità. Sono state analizzate 15 configurazioni corrispondenti a quattro diversi VBP ricavando i relativi fattori di sicurezza e i volumi coinvolti con due differenti approcci: equilibrio limite ed elementi finiti. Sono stati inoltre applicati due criteri di resistenza differenti che considerano il materiale come omogeneo continuo equivalente al bimrock: il metodo proposto da Kalender nel 2014 e quello di Lindquist del 1994.

Il capitolo 1 illustra brevemente le principali caratteristiche delle formazioni complesse. Il capitolo 2 riguarda invece la caratterizzazione dei bimrock. Nel capitolo 3 viene affrontato il problema della stabilità dei pendii in bimrock illustrando nel dettaglio due casi studio particolarmente interessanti. Il modello e la descrizione dei programmi di calcolo utilizzati sono riportati nel capitolo 4. Il capitolo 5 raccoglie tutti i risultati delle analisi e le conclusioni finali.

Capitolo 1

Ammassi rocciosi strutturalmente complessi

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).

Le formazioni strutturalmente complesse non possono essere classificate come rocce o terreno, quindi la loro caratterizzazione meccanica non può essere eseguita con le tecniche standard della meccanica delle rocce né con quelle della meccanica delle terre.

Una gran parte di queste formazioni può essere classificata come bimrock. Questo termine è stato introdotto per la prima volta da Medley nel 1994 (Medley, 1994) per identificare queste formazioni dal punto di vista ingegneristico, definendole “*a mixture of rocks, composed of geotechnically significant blocks within a bonded matrix of finer texture*”.

Da un punto di vista ingegneristico le più importanti caratteristiche dei bimrocks sono la proporzione volumetrica dei blocchi, la loro distribuzione in termini dimensionali, l'orientamento dei blocchi, la struttura blocco/matrice e la resistenza della matrice, la resistenza del contatto matrice/blocco (Medley, 1994). Dei bimrocks in particolare se ne parlerà nel Capitolo 2.

1.1. Accenno alle complessità geotecniche

L’A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) nel 1979 ha proposto una classificazione descrittiva delle formazioni complesse con particolare attenzione a quelle caratterizzate da litologie di arenarie-peliti o calcare-peliti. La classificazione (A.G.I., 1979), riportata in Figura 1.1.1 è basata sul rapporto arenaria-calcare/peliti e sulla complessità della struttura definita dal contrasto delle due litologie, sulla struttura dovuta alla diagenesi e sulla deformazione

tettonica. Tipici esempi di formazioni strutturalmente complesse sono le formazioni torbiditiche ed i corpi caotici tipo i mélange e gli olistostromi.

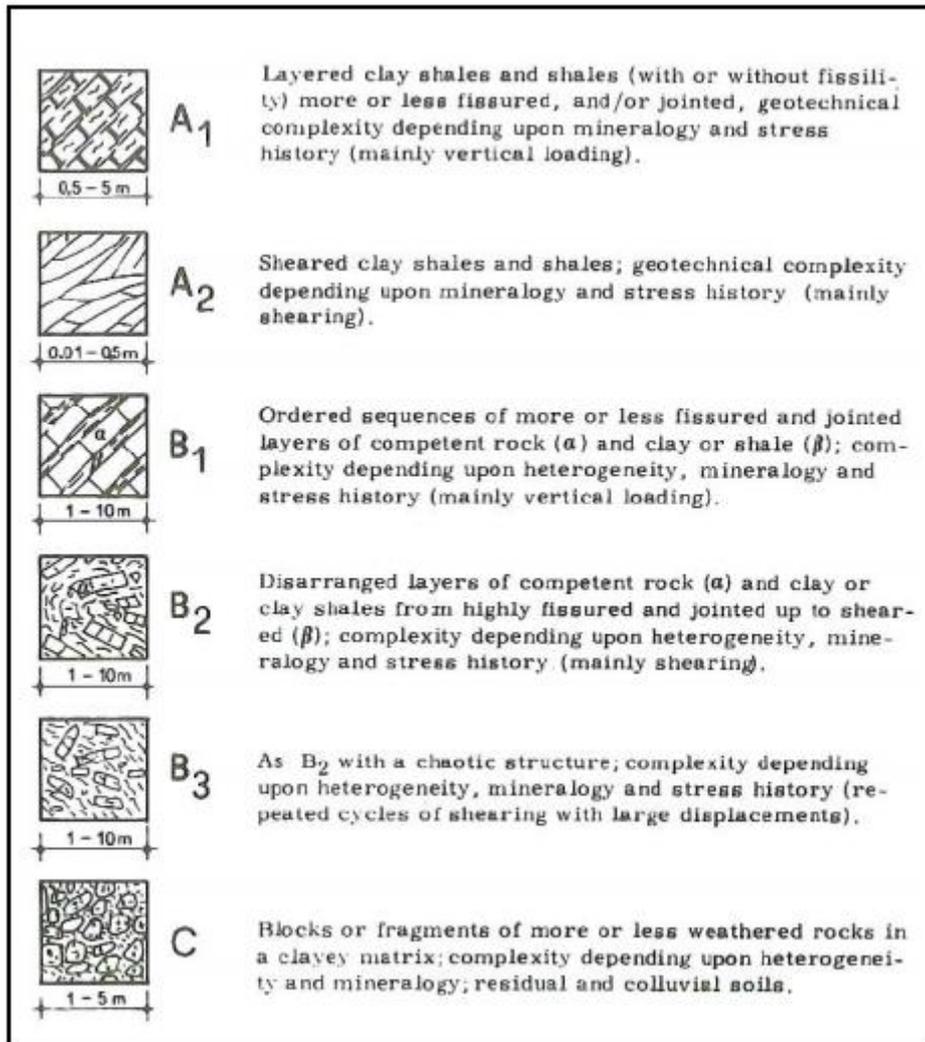


Figura 1.1.1 – Caratterizzazione delle formazioni strutturalmente complesse (A.G.I., 1979)

Più recentemente Marinós e Hoek (2001) e Hoek et al. (2005) hanno proposto una classificazione basata sull'indice GSI, per complessi flysciodi (Figura 1.1.2).

GSI No 2 FOR FISSILE MOLASSE (Mainly applicable for surface excavations) (Hoek, E., Marinos, P and Marinos, V., 2004) From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis. COMPOSITION AND STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes) VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD - Rough, slightly weathered surfaces FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings			
 <p>M 3. Thick bedded, very blocky sandstone or strongly cemented conglomerates. The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.</p>		70 60	M3		
 <p>M 4. Sandstone or strongly cemented conglomerates with thin inter-layers of siltstone</p>  <p>M 5. Sandstone and conglomerates with fissile siltstone in similar amounts</p>  <p>M 6. Fissile siltstone or silty shale with sandstone layers</p>		50 40	M4 M5 M6		
 <p>M 7. Undisturbed silty shales with or without a few very thin sandstone layers</p>		30 20 10	M7		

Figura 1.1.2 – Classificazione sull'indice GSI per complessi flyscioidi (Hoek et al., 2005)

La varietà di formazioni complesse include formazioni ignee, metamorfiche, evaporitiche, vulcaniche, torbiditiche, moreniche e depositi sedimentari; da questo si evince che il processo di origine di questi materiali non è unico e questo contribuisce a generare l'eterogeneità che contraddistingue le formazioni strutturalmente complesse. Le deformazioni tettoniche possono determinare un riposizionamento spaziale accidentale all'interno del materiale con conseguente riduzione della massa di roccia a un corpo caotico. La struttura e le proprietà geotecniche sono strettamente collegate alla storia geologica di formazione del deposito: ad esempio le alterazioni dovute ad agenti atmosferici creano porzioni di roccia alterate che differiscono considerevolmente dal punto di vista meccanico dal resto del materiale.

1.2. Disposizione geografica dei Melange nel mondo

Medley, ricercatore dell'Università di Berkeley negli anni '90, è stato il primo a creare una vera e propria mappa su scala mondiale della distribuzione delle formazioni strutturalmente complesse, riportata in Figura 1.2.1 e in Figura 1.2.2.

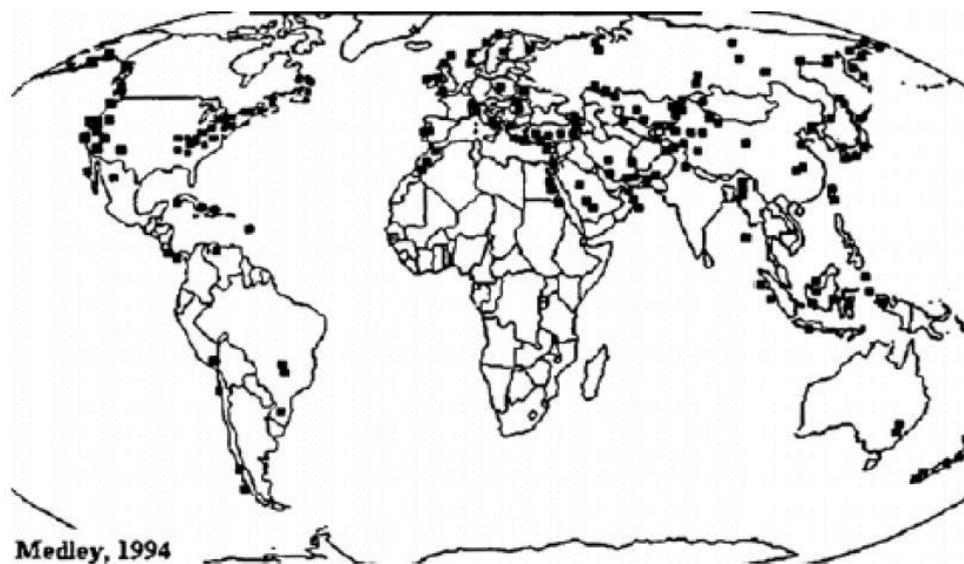


Figura 1.2.1 - Distribuzione di melange nel mondo (Medley, 1994)



Figura 1.2.2 - - Distribuzione di melange su Europa e Italia (Medley, 1994)

E' interessante notare la quasi totale assenza di questo materiale nel Continente Africano che probabilmente è dovuta, non tanto all'assenza reale di questi depositi geologici, quanto alla carenza di indagini geologiche e geotecniche.

In molti casi queste formazioni sono localizzate in prossimità dell'area di contatto lungo le placche tettoniche. Una dimostrazione di ciò è il Franciscan Complex californiano (un caso studio è riportato nel paragrafo 3.3.1).

In letteratura vi sono molti studi che riguardano i melange, uno di questi (Coli, 2010) è riportato nel paragrafo 3.3.2 e riguarda un melange italiano con matrice argillosa caratterizzata da una struttura complessa a scaglie.

Capitolo 2

Bimrocks

Originariamente Raymond nel 1984 ha coniato il termine “formazioni rocciose complesse a blocchi in matrice” per melanges e olistostromi; solo successivamente Medley (1994) ha introdotto la definizione “bimrock”.

I bimrocks sono definiti come “una miscela di rocce, composta da blocchi geotecnicamente significativi all'interno di una matrice legante di struttura più fine”. L'espressione “blocchi geotecnicamente significativi” significa che v'è contrasto meccanico fra blocchi e matrice, e il volume e le dimensioni dei blocchi influenzano le proprietà della massa rocciosa. In particolare un blocco è geotecnicamente significativo (Medley, 1994) se:

1. c'è una sufficiente differenza meccanica tra i blocchi e la matrice;
2. la suddetta soglia è definibile in base alla dimensione ingegneristica caratteristica (L_c), ossia *la lunghezza descrittiva della geometria del problema considerato* (paragrafo 2.3.2), che può variare da decine a centinaia di metri. In particolare, l'autore suggerisce di considerare $0.05L_c - 0.75 L_c$ come intervallo di variazione dimensionale dei clasti rocciosi. Blocchi di dimensione inferiore a $0.05L_c$ vengono considerati appartenenti alla matrice. La variabilità dimensionale dei clasti influisce notevolmente sulle proprietà meccaniche dell'intero materiale. E' quindi necessario definire una soglia dimensionale di riferimento (soglia blocchi/matrice) al di sotto della quale i clasti sono considerati ininfluenti sul comportamento dell'ammasso e facenti parte della matrice stessa (Medley, 1994, 2001). I blocchi sono quindi i clasti rocciosi con dimensioni superiori alla soglia blocchi/matrice.

La dimensione massima osservabile del blocco è definita d_{mod} . In due o tre dimensioni, d_{mod} è la distanza tra i due punti più lontani sul perimetro esposto di un blocco, e non è necessariamente il "diametro" o la dimensione massima. (l'argomento è ampiamente trattato nel paragrafo 2.3).

I progettisti spesso trascurano il contributo dei blocchi alla resistenza complessiva del bimrock, scegliendo di progettare sulla base della resistenza della sola matrice. Tuttavia, questa pratica potrebbe essere troppo conservativa per molti bimrocks e si traduce spesso nell'ignorare totalmente la presenza dei blocchi, a scapito di caratterizzazioni accurate. Quando aumenta la dimensione dei blocchi, aumenta la rigidità e diminuisce la deformazione del bimrock secondo l'orientamento relativo dei blocchi alle sollecitazioni applicate (Lindquist,1994; Lindquist & Goodman, 1994). La distribuzione delle tensioni nei bimrocks dipende dalla litologia, dalla distribuzione dimensionale, dall'orientamento e dalla forma dei blocchi (Medley, Sanz, 2004).

2.1. Identificazione di un bimrock

Ignorare del tutto la presenza di un bimrock in un deposito è l'errore più frequente. In natura queste formazioni eterogenee sono piuttosto comuni (esistono in più di 60 paesi nel mondo), ma nonostante questo non sempre sono riconosciute e quindi trattate come tali. L'inesperienza e la superficialità degli addetti ai lavori, durante l'osservazione e la caratterizzazione di un sito, spesso si tramuta in un'errata identificazione del materiale. Il bimrock viene spesso considerato come "terreno con massi inclusi", anche dopo aver completato le indagini necessarie. Questa definizione è però troppo ampia e generica per poter procedere a una corretta esplorazione e alla successiva realizzazione di un'opera che interagirà con l'ammasso roccioso.

Il riconoscimento della natura del sito è quindi fondamentale per procedere ad una completa e adeguata trattazione della complessità geotecnica del bimrock. Un'errata identificazione non solo provoca una errata progettazione, con una conseguente errata interpretazione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso, ma può portare all'insorgere di problemi tecnici in fase esecutiva e costi imprevisti aggiuntivi.

Gli Autori che negli ultimi anni hanno studiato la complessità geotecnica di questi materiali hanno individuato alcuni indicatori geomorfologici, ricorrenti nei depositi caotici, che permettono il riconoscimento di una formazione complessa sulla base dell'osservazione del sito.

2.1.1. Indicatori geomorfologici utili al riconoscimento del bimrock

Per ottenere le caratteristiche morfologiche e litologiche del sito, quindi per la corretta identificazione del bimrock, è necessario redigere e analizzare la carta geologica e la perizia di un geologo è sicuramente indispensabile per riconoscere, con una certa affidabilità, l'effettiva presenza del materiale eterogeneo.

La topografia dei siti costituiti da materiale complesso è talvolta ondulata con affioramento dei blocchi di roccia (più o meno diffusi e grandi in funzione delle caratteristiche del deposito). I geologi, mediante la mappatura, sono in grado di individuare abbastanza facilmente gli affioramenti rocciosi poiché la matrice fine essendo più debole è facilmente erodibile e soggetta a movimenti franosi, questo fenomeno permette ai blocchi di emergere dal deposito. La topografia ondulata del sito non indica, però, univocamente la presenza di un bimrock; è possibile infatti che alcune argille coerenti e basalti possano disporsi secondo un andamento ondulato pur non essendo delle formazioni strutturalmente complesse.

La natura caotica del sito può essere indicata dalla presenza di alcuni litotipi di diversa natura all'interno della formazione in esame; in alcune aree il bimrock può essere segnalato dalla presenza di basalti o calcari in depositi che presentano solo affioramenti di arenaria e scisti, oppure dalla presenza di massi di arenaria, di scisti o di basalti in un deposito prevalentemente costituito da serpentinite. La presenza di serpentinite può indicare l'esistenza del bimrock: a volte la struttura della formazione complessa presenta blocchi di serpentinite massiva immersi in una matrice di serpentinite disgregata (si tratta in questo caso di eterogeneità dimensionale e non litologica).

La matrice può essere costituita da scisti, arenaria e serpentinite; al contrario, una matrice basaltica o vulcanica è piuttosto rara. Alcuni melanges presentano una matrice a composizione mista di serpentinite e scisti nella quale la serpentinite è stratificata in spessori di pochi centimetri, tuttavia è più comune trovare bimrock in cui i blocchi sono costituiti da serpentinite mentre la matrice è costituita da scisti (Medley, Wakabayashi, 2004). La natura complessa di un sito può essere notata anche attraverso la presenza di roccia metamorfica sparsa con un grado metamorfico differente rispetto al materiale che la circonda.

Spesso un bimrock esposto ad agenti atmosferici può essere confuso con un colluvio, soprattutto se il colluvio si è formato da materiali con caratteristiche non omogenee.

Confondere il materiale complesso in colluvio porta inevitabilmente a commettere delle errate valutazioni: il colluvio, per sua definizione, presenta uno strato più consistente che lo delimita inferiormente, mentre il bimrock non è confinato da uno strato di diversa natura. Confrontando questi due materiali è possibile notare che nel colluvio è rara una fogliazione che presenti con continuità la stessa orientazione (solo in alcuni casi il colluvio presenta una fogliazione persistente, detta ‘apparente’ cioè insorta come effetto di fenomeni franosi), mentre nei bimrock la fogliazione assume comunemente una direzione continua all’interno di tutto il deposito (Medley, Wakabayashi, 2004). In definitiva, la distinzione fra bimrock e colluvio può essere molto complessa se si dispone solamente di campioni prelevati in foro perché i criteri presentati precedentemente risultano essere difficilmente applicabili.

2.1.2. Mappatura del bimrock

La fase di riconoscimento e mappatura di un bimrock è molto importante. Pertanto, è necessario fare preventivamente alcune considerazioni.

In generale, osservando la morfologia di un sito è possibile notare una povertà di blocchi nelle aree soggette a fenomeni franosi, mentre lungo gli argini fluviali e nelle costiere marittime, si identificano zone ricche di affioramenti resistenti all’erosione e promontori rocciosi. I blocchi potrebbero anche essere sormontati da alberi, ciò non è possibile per quanto riguarda la matrice che, essendo più debole e instabile, è soggetta a scivolamento e/o erosione, quindi è, al massimo, sormontata da una rada coltre vegetale. In presenza di abbondante acqua nel terreno, ad esempio in primavera, i blocchi grandi e più superficiali si ricoprono di piccoli arbusti e graminacee, mentre la matrice presenta una vegetazione più scarsa (erba); questo può facilitare l’individuazione visiva dei blocchi.

E’ possibile effettuare vari tipi di analisi sull’affioramento roccioso (anche se non sempre sono realmente effettuabili) per valutare diversi fattori quali:

- il contrasto meccanico fra i blocchi e la matrice, utilizzando un semplice martello da geologo;
- la tessitura della matrice;
- la litologia dei blocchi;
- la disposizione e natura delle discontinuità nei blocchi; un blocco fortemente fratturato è debole, quindi, a causa dello scarso contrasto meccanico che fornisce,

se le sue dimensioni risultano trascurabili viene considerato parte della matrice; inoltre le discontinuità all'interno dei blocchi possono essere una via preferenziale per lo sviluppo di superfici di scivolamento;

- le fotografie degli affioramenti devono essere scattate a scale differenti, con un indicatore di scala; esse consentono di misurare visivamente o di stimare, con dei codici di calcolo appositi, la massima dimensione osservabile dei blocchi (d_{mod}).

Lo studio di un bimrock si sviluppa considerando una mappatura esterna ed una interna. La mappatura esterna analizza i confini esterni del deposito ossia la presenza di faglie o contatti di deposizione in base alla genesi della regione in esame; la superficie di contatto si definisce tramite un'interpolazione approssimativa di alcuni punti di contatto che delimitano il bimrock, individuati durante la caratterizzazione geologica. La mappatura interna richiede osservazioni dettagliate; un geologo colloca localmente alcuni punti lungo il contatto e li interpola tra loro creando la "mappatura dei contatti". Una mappatura è completa se riesce a definire con sufficiente precisione i contatti esterni del melange, delinea i contorni dei blocchi più grandi e infine fornisce informazioni per stimare la dimensioni e la litologia dei blocchi (Medley, Wakabayashi, 2004).

A volte non risulta possibile effettuare una netta separazione spaziale tra unità coerenti e bimrock, poiché è probabile che vi siano delle formazioni fratturate, dette "broken formations" ossia formazioni caratterizzate da livelli intermedi di rottura fra gli strati della roccia, che rendono più difficile identificare il bimrock (Medley, Wakabayashi, 2004).

In un bimrock, mappare la fogliazione è simile a mappare le rocce metamorfiche. E' necessario mappare le orientazioni della fogliazione per fornire indicazioni circa l'orientazione generale della tessitura del melange, questo perché ciò influisce in modo significativo sull'anisotropia delle caratteristiche meccaniche del materiale stesso. Si nota che, spesso, localmente la fogliazione si avvolge attorno ai blocchi e presenta quindi un'orientazione variabile (che può sfociare in un'errata interpretazione della formazione complessa), ma se si allarga la scala di osservazione si ha solitamente una fogliazione regolare in una stessa direzione (Medley, Wakabayashi, 2004).

2.2. Sondaggio geognostico

Le indagini geognostiche permettono la ricostruzione delle caratteristiche principali del sottosuolo integrando quelle ricavate con un rilievo geologico di superficie. Queste indagini vengono suddivise in: sondaggio in sito e in laboratorio. Le prime forniscono dati alla scala del sito riferendosi al materiale nella sua normale sede, le analisi di laboratorio al contrario, vengono eseguite su piccoli campioni prelevati in sito e che quindi hanno subito un disturbo durante il prelievo.

Attraverso il sondaggio geognostico è possibile ottenere le proprietà fisiche e mineralogiche del sottosuolo, nonché le caratteristiche strutturali e idrogeologiche. In Figura 2.2.1 sono rappresentate schematicamente le caratteristiche principali di un bimrock.

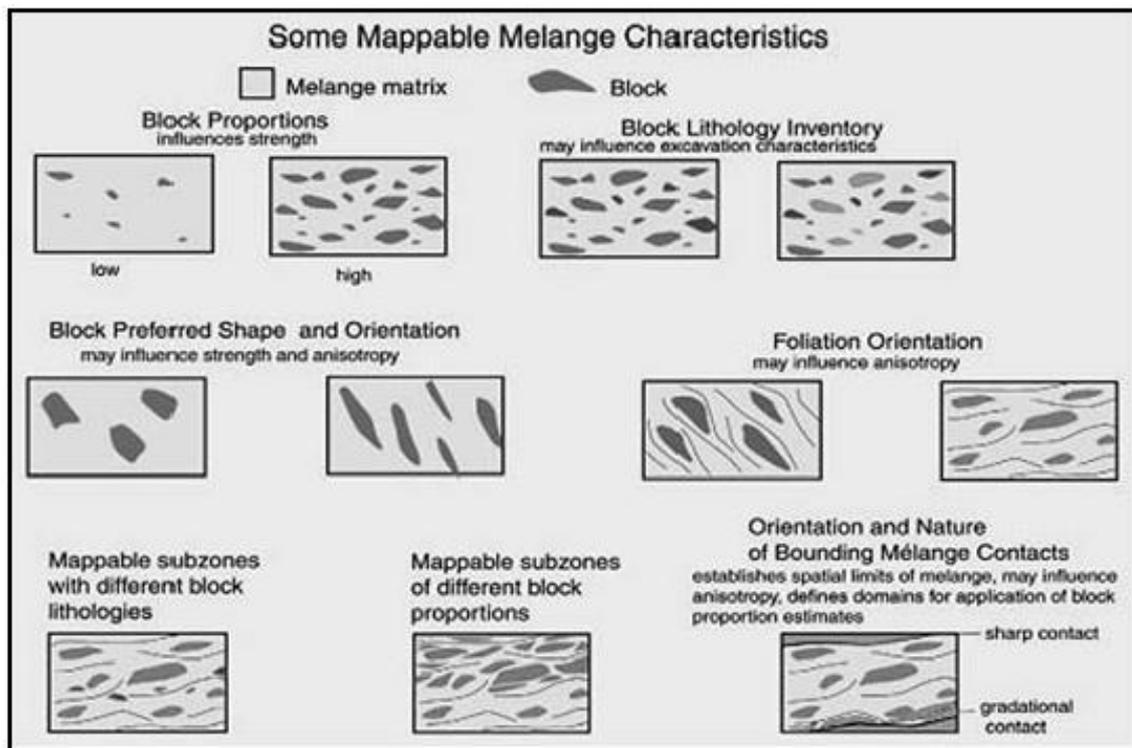


Figura 2.2.1 Principali caratteristiche dei materiali strutturalmente complessi (Medley & Wakabayashi, 2004)

L'esecuzione dei fori di sondaggio è il metodo principale per risalire alla stratigrafia nonché al tipo di materiale presente nel terreno e soprattutto in profondità. L'estrazione della carota permette di osservare alcune caratteristiche del sito quali: granulometria, litologia, grado di compattezza, stratigrafia; inoltre permette di individuare la presenza di un eventuale substrato roccioso. Utilizzando dei fori direzionali è possibile individuare anche l'orientazione delle fogliazioni e dei blocchi immersi nella matrice. E' importante

ricordare che, nonostante queste prove siano importanti per la caratterizzazione del deposito, l'interpretazione dei dati dei fori di sondaggio non è semplice e può portare a conclusioni errate.

I sondaggi in presenza di bimrock, così come in presenza di altri materiale, devono riuscire ad attraversare il volume di sottosuolo coinvolto nell'opera o in alternativa incontrare il substrato roccioso (in questo caso la perforazione va arrestata quando si raggiunge la profondità di circa 2 m all'interno del bedrock).

L'estrazione di carote adatte alla successiva analisi in laboratorio non è così semplice come in presenza di altri tipi di materiali; i provini ricavati dai fori di sondaggio, in presenza di bimrock, difficilmente restano indisturbati fino all'arrivo in laboratorio. Il contatto matrice-blocchi interferisce notevolmente sulla qualità della carota estratta, poiché la differenza di resistenza dei due elementi rende più difficile le fasi di taglio e estrazione del provino.

In presenza di un bimrock, l'estrazione di carote in un deposito necessita di attrezzature di alta qualità, di una squadra molto abile e di un geologo esperto. L'uso di alcuni accorgimenti, ad esempio il carotiere doppio o triplo, può consentire di estrarre provini di buona qualità che possono essere poi analizzati in laboratorio.

2.2.1. Prove di laboratorio

I provini di laboratorio possono essere considerati dei modelli in scala dell'ammasso roccioso strutturalmente complesso, di conseguenza i risultati ottenuti dalla prove di laboratorio possono essere considerati rappresentativi della situazione in sito. La proporzione volumetrica dei blocchi può essere determinata semplicemente disgregando i campioni dopo la prova e sottoponendo a lavaggio i blocchi presenti; il loro volume può essere misurato pesando i blocchi stessi, noto il loro peso specifico.

La Figura 2.2.2 riporta un esempio di dati raccolti dalle prove di laboratorio a cui sono stati sottoposti i campioni estratti nei pressi della diga Scott, nel nord della California (Lindquist, 1994). Il grafico mette in relazione l'angolo di attrito efficace, ricavato dalle prove su ogni provino, in funzione delle varie percentuali dei blocchi. La linea di tendenza non interpola esattamente i dati sperimentali, ma fornisce un'indicazione approssimativa della relazione tra i due parametri in esame, facendo notare come al crescere di VBP l'angolo di attrito aumenti. L'intero studio è riportato nel paragrafo 3.3.1.

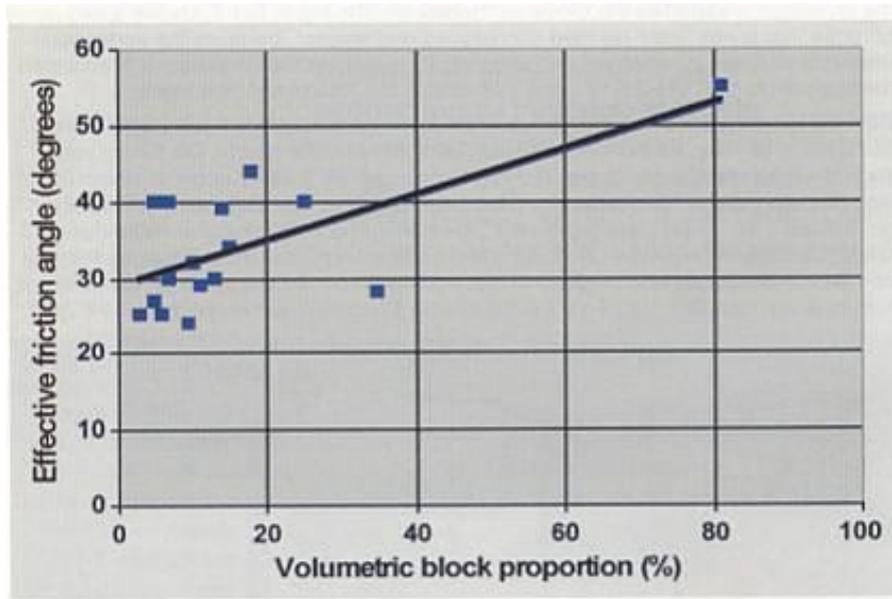


Figura 2.2.2 Correlazione sperimentale fra angolo di attrito e proporzione volumetrica dei blocchi (Lindquist, 1994)

2.3. Caratterizzazione geometrica e geomeccanica

Lo studio delle caratteristiche dei blocchi è molto importante, questo perché la loro presenza interrompe la continuità della matrice e provoca una più marcata tortuosità nella superficie di rottura, con conseguente aumento della resistenza (Irfan, Tang, 1993; Lindquist, 1994; Lindquist, Goodman, 1994; Medley, 1994; Medley, Rehmann, 2004; Goodman, Ahlgren, 2000; Sonmez et al., 2009; Medley, 2007a,b).

E' importante determinare, per la caratterizzazione geometrica di un bimrock, una dimensione rappresentativa dei blocchi, d_{mod} (Figura 2.3.1) ossia la massima dimensione del blocco osservata negli affioramenti, che il più delle volte non corrisponde al diametro o alla dimensione maggiore del blocco stesso.

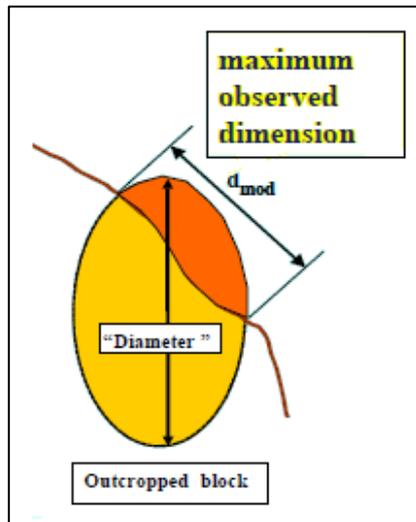


Figura 2.3.1 Dimensione rappresentativa dei blocchi affioranti d_{mod}

Sono state definite delle linee guida utili a determinare d_{mod} :

- la distribuzione dimensionale dei blocchi dei bimrock è indipendente dalla scala di osservazione, per questo motivo la distribuzione della dimensione dei blocchi risulta costante a qualsiasi scala di osservazione (frattale);
- considerando un'area di indagine A , il 99% dei blocchi ha dimensione massima non superiore a $0.7 \cdot \sqrt{A}$ e la dimensione massima del blocco può essere posta pari a \sqrt{A} ;
- la distribuzione dimensionale dei blocchi, in prima approssimazione, segue una legge ad esponente negativo, in genere con un valore frattale di $2^{2,3} \cdot n$: per n blocchi di una certa classe dimensionale, si hanno $2^{2,3} \cdot n$ blocchi della classe precedente (vedi paragrafo 2.3.1);
- il valore limite di dimensione, quello che separa il materiale della matrice da quello dei blocchi, varia in funzione della dimensione ingegneristica caratteristica L_c e può essere considerato pari a $0.05 \cdot \sqrt{A}$, ossia $0.05 \cdot L_c$.

Per valutare le proprietà meccaniche dell'intero ammasso, viene stimata la proporzione volumetrica lungo delle linee di campionatura, chiamate "scanlines", che vengono idealmente tracciate sugli affioramenti (in sito), sui provini di laboratorio o sui modelli fisici ricostituiti artificialmente. Con i risultati ricavati da questi modelli monodimensionali, sommando tutte le lunghezze che vengono intercettate dalle scanlines e dividendo per la lunghezza totale analizzata viene calcolata la proporzione lineare dei blocchi. Intuitivamente, quanto più è estesa l'analisi 1D tanto più i risultati possono ritenersi rappresentativi per l'intero sito. La profondità che bisogna indagare affinché

l'interpretazione possa essere considerata corretta è pari a $10 \cdot d_{\max}$, con d_{\max} dimensione massima del blocco all'interno dell'ammasso (Medley, 2007b).

La stima della proporzione volumetrica dall'analisi dei campioni ottenuti dai fori di sondaggio rimane comunque uno dei principali problemi affrontato in letteratura, vista l'incertezza nella sua determinazione. In particolare, Medley e Lindquist (Medley, 1994; Lindquist, 1994) hanno delineato una procedura che si basa sui dati sperimentali derivati da modelli artificiali di bimrocks, in cui la proporzione volumetrica è calcolata in funzione della proporzione lineare, corretta da un fattore che dipende dalla lunghezza totale dei provini e della proporzione lineare. La quantità dei blocchi influenza i parametri di resistenza dell'intero ammasso; per questo motivo è importante utilizzare un fattore di correzione conservativo. E' comunque possibile effettuare la stima dai soli risultati dei fori di sondaggio. La distribuzione spaziale e il numero di blocchi è molto importante nella progettazione geotecnica, soprattutto per interventi all'interno del deposito (ad esempio: gallerie).

Dal punto di vista geomeccanico, Lindquist, Goodman e Medley (Lindquist, 1994; Medley, 1994) hanno individuato delle relazioni tra la proporzione volumetrica dei blocchi e le caratteristiche di resistenza e deformazione dei bimrock:

- o quando la proporzione volumetrica dei blocchi è inferiore al 25%, il bimrock ha le stesse proprietà di resistenza e deformabilità della sola matrice, perché la presenza di pochi blocchi non influisce sulle caratteristiche meccaniche dell'ammasso;
- o quando la proporzione volumetrica dei blocchi è compresa tra il 25% e il 75%, si ha un aumento proporzionale dell'angolo di attrito e del modulo di rigidezza in funzione della quantità volumetrica dei blocchi, mentre la coesione diminuisce per via della presenza dei massi inclusi;
- o nel caso in cui la proporzione volumetrica supera il 75%, i blocchi sono praticamente a contatto tra loro e non si ha un ulteriore aumento delle proprietà meccaniche;
- o la resistenza complessiva del bimrock non dipende dalla resistenza dei blocchi;
- o la zona di contatto tra la matrice e i blocchi è la zona di debolezza e, come dimostrato da prove di laboratorio, è anche la superficie sulla quale avviene la rottura;
- o la differenza minima affinché i blocchi siano distinti dalla matrice dal punto di vista meccanico è:

$$\tan\phi_{\text{blocchi}}/\tan\phi_{\text{matrice}} \geq 2$$

$$E(\text{blocchi})/E(\text{matrice}) \geq 2$$

- o più la superficie di scorrimento è tortuosa più aumenta l'attrito interno dell'insieme matrice/blocchi.

Le caratteristiche della matrice sono fondamentali per calcolare la resistenza complessiva del bimrock, queste caratteristiche vengono ricavate analizzando i provini estratti in sito.

2.3.1. Indipendenza del bimrock dalla scala di osservazione

Medley e Lindquist (1995) durante i loro studi sul Franciscan Complex, hanno osservato che nei bimrock il range di variabilità dimensionale dei blocchi è molto ampio e varia da millimetri a decine di chilometri.

Una caratteristica importante comune a tutti i bimrocks è la presenza, a qualsiasi scala, di pochi blocchi di grandi dimensioni e molti di piccole dimensioni. La distribuzione dimensionale dei blocchi segue una legge esponenziale negativa:

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

dove N rappresenta la frequenza relativa degli elementi, mentre D è chiamata dimensione frattale (Mandelbrot, 1983; Turcotte, 1986, 1997). Questa relazione indica che, per qualsiasi scala di osservazione, la dimensione dei blocchi all'interno della matrice rispetta questa distribuzione.

In Figura 2.3.2 si può notare, come osservato da Cowan (1985) nei suoi studi, che osservando fotografie e immagine relativi a diversi ammassi rocciosi di estensione diversa, è molto difficile dall'immagine distinguere la scala di rappresentazione se non viene indicata almeno una dimensione.

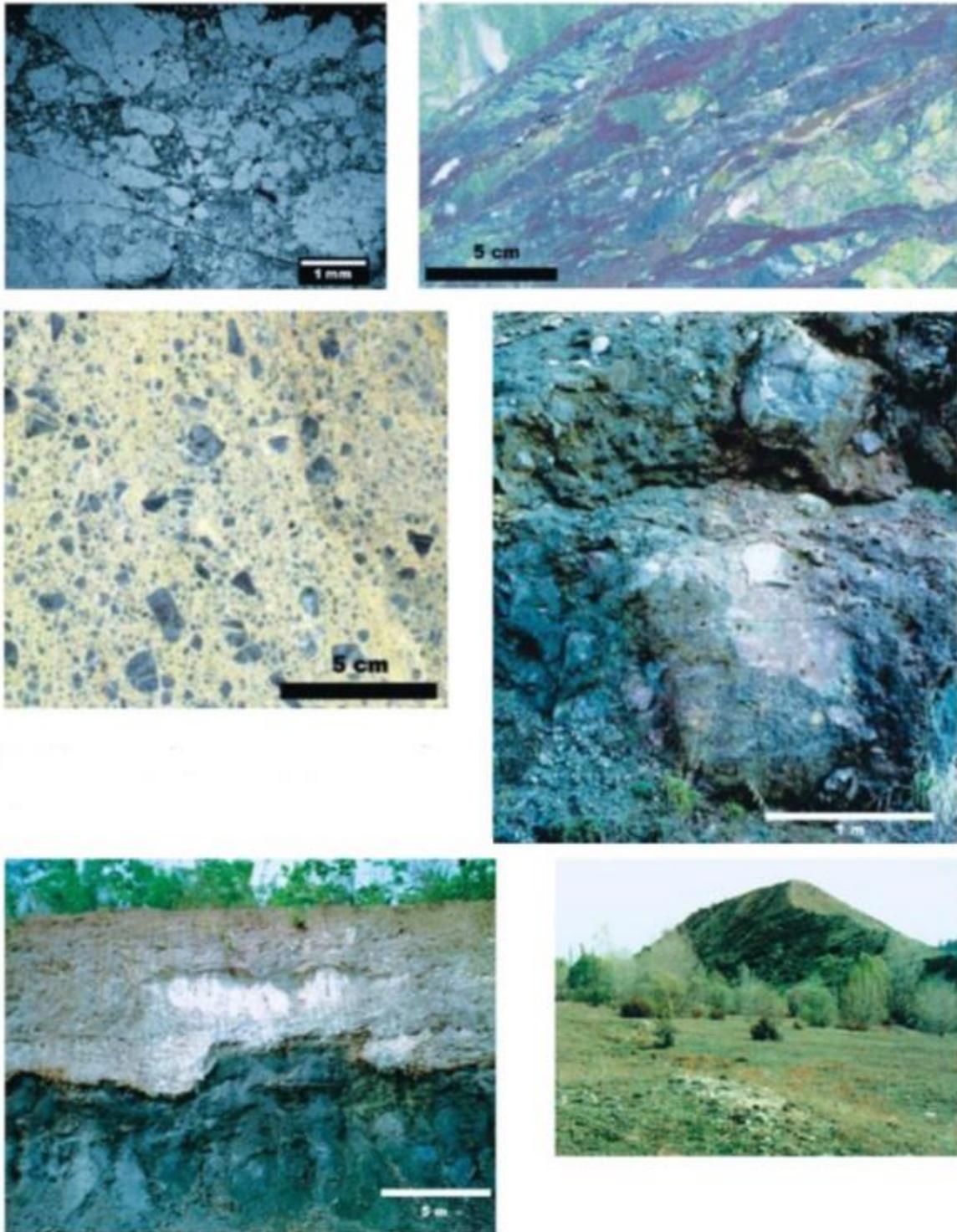


Figura 2.3.2 – Presenza di blocchi a diverse scale di interesse

I sistemi fisici che presentano queste caratteristiche si riferiscono alla teoria della distribuzione frattale. Tra le proprietà più significative della distribuzione frattale, c'è l'auto-somiglianza e l'invarianza di scala (Mandelbrot, 1983; Peitgen et al., 1992; Turcotte, 1986, 1997). Il significato dell'invarianza della scala è che l'istogramma di frequenza degli elementi non cambia come scala di osservazione ed è caratterizzato da un numero

crescente di elementi con dimensioni decrescenti. Al cambiamento della scala esiste una variazione della dimensione assoluta degli elementi, ma l'istogramma della frequenza rimane costante, vale a dire la dimensione frattale D rimane invariata.

Da un punto di vista della geometria frattale, il requisito fondamentale affinché due oggetti siano simili è che la loro dimensione frattale D sia comparabile (Mandelbrot, 1983). Nella letteratura ci sono diverse definizioni matematiche di dimensione frattale (Peitgen et al., 1992), tuttavia la più diffusa è:

$$D = \frac{\log N(r)}{\log(r)}$$

dove N rappresenta la frequenza della variabile r e r è il numero di intervalli delle classi di frequenza.

2.3.2. Dimensione ingegneristica caratteristica

La dimensione ingegneristica caratteristica è la lunghezza descrittiva della geometria del problema considerato (Medley, 1994). In base ad essa si può stabilire sia l'intervallo dimensionale entro cui la dimensione dei blocchi è ritenuta significativa, che la dimensione limite che separa i blocchi dai frammenti di roccia che si ritiene facciano parte della matrice. Per ogni opera si può considerare una L_c che può essere:

- o per un sito, la sua grandezza (area), con $L_c = \sqrt{A}$;
- o per una frana, la profondità o lo spessore di una sezione trasversale critica;
- o per uno scavo o trincea, l'altezza dello scavo;
- o per uno scavo o trincea alla scala dell'intero sito, si misura l'area in esame e si pone $L_c = \sqrt{A}$;
- o per le fondazioni superficiali, la larghezza;
- o per i pali di fondazione su bimrock, il diametro del palo;
- o per gallerie alla scala di lunghezza della galleria, si misura l'area esaminata e si assume $L_c = \sqrt{A}$;
- o per gallerie alla scala del fronte di scavo, il diametro dello scavo
- o per fondazioni di una diga, si utilizza la lunghezza più critica, l'altezza, \sqrt{A} , dove A rappresenta l'area di impronta, o una dimensione minima di progetto come lo spessore di una zona critica fessurata per taglio.

2.3.3. Distribuzione dimensionale dei blocchi

L'analisi delle carote estratte dai fori di sondaggio (1D) porta a un'errata distribuzione dimensionale dei blocchi nei bimrocks (3D); dalle ricerche eseguite in sito e sui modelli realizzati in laboratorio si evince che le dimensioni dei blocchi più piccoli vengono sovrastimate, a scapito delle dimensioni dei blocchi più grandi che invece risultano inferiori rispetto alla realtà (Figura 2.3.3).

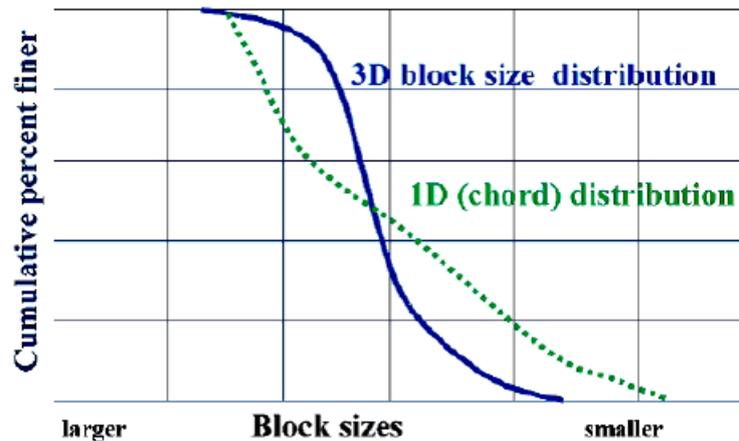


Figura 2.3.3 – Differenza tra distribuzione dimensionale 1D e reale 3D (Medley, 2001)

Le carote estratte durante la perforazione contengono parte di matrice e di blocchi, per questo motivo non è significativo ricavare la dimensione massima dei blocchi dall'analisi di questi provini. Infatti, analizzando le parti del blocco intercettate dal foro, si stima una dimensione caratteristica (corda) che raramente indica l'effettivo diametro del masso.

In Figura 2.3.4, ad esempio, si può notare che osservando l'affioramento il blocco ha una dimensione apparente d_{mod} , mentre eseguendo una perforazione, la dimensione è assunta pari alla corda intercettata; nessuna delle due grandezze è comunque uguale al diametro reale.

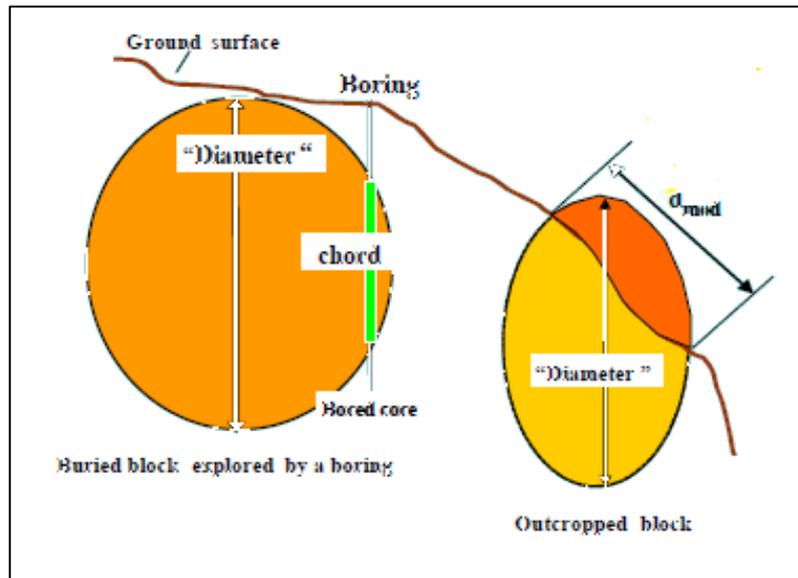


Figura 2.3.4 – Errori nella stima dimensionale dei blocchi (Medley, 2001)

La possibilità che la corda intercettata coincida con il diametro dipende da:

- lunghezza totale della perforazione;
- orientazione relativa del blocco rispetto alla direzione del foro.

Spesso, gli addetti ai lavori non considerano la presenza dei blocchi, analizzando il problema con la sola presenza della matrice. Questa scelta non è sempre a favore di sicurezza poiché, ad esempio nel caso della costruzione di una galleria, la scoperta di un blocco durante i lavori potrebbe interromperli per capire come risolvere il problema, con conseguente spreco di tempo e denaro. Un altro errore molto comune è l'individuazione errata della posizione del substrato roccioso, è possibile infatti che tramite la perforazione, un blocco di grande diametro possa essere scambiato con il bedrock. Questo genera dei problemi nell'interpretazione grafica delle condizioni del sottosuolo (Figura 2.3.6 - Figura 2.3.6), quindi un'errata valutazione spaziale dei blocchi con una conseguente individuazione sbagliata della superficie di scorrimento.

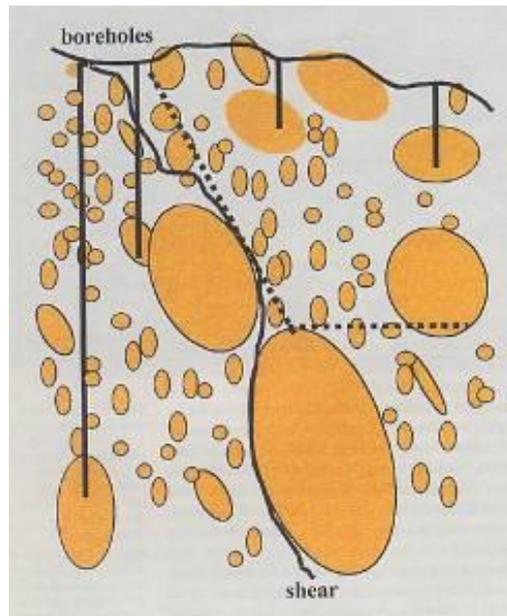


Figura 2.3.5– Interpretazione errata da fori di sondaggio (Medley, 2001)

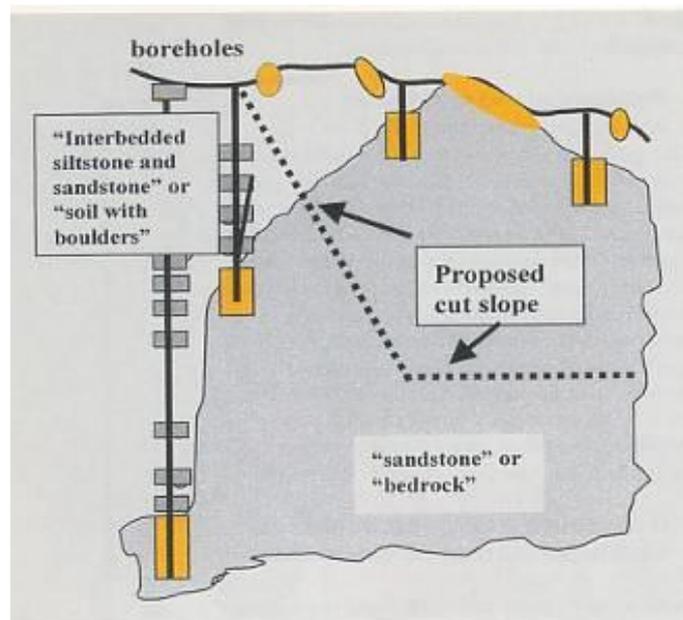


Figura 2.3.6 – Interpretazione errata da fori di sondaggio (Medley, 2001)

2.4. Proprietà meccaniche dei bimrocks

La caratterizzazione meccanica dei bimrocks, a causa della complessità strutturale, è tuttora un problema nonostante i progressi della meccanica delle rocce in questo campo.

Secondo D'Elia (1986), il comportamento dei pendii naturali non può essere predetto da analisi in sito e indagini di laboratorio ma sono necessarie indagini a più ampio raggio e monitoraggi sul campo. Volpe et. al (1991) hanno sviluppato un approccio che considera la resistenza del bimrock come media ponderata della resistenza dei blocchi e della matrice in

funzione della loro proporzione volumetrica. Questo metodo sembra abbastanza rappresentativo, ma non esistono evidenze sperimentali che lo provino.

Dal punto di vista meccanico, la presenza dei blocchi può influenzare notevolmente le proprietà del bimrock o essere irrilevante. Questa incertezza è ancora più significativa poiché la dimensione dei blocchi è molto variabile (Coli, 2010). E' fondamentale quindi determinare una soglia di dimensione dei blocchi, al di sotto della quale la loro presenza risulta irrilevante dal punto di vista meccanico (Medley, 1994, 2001, 2002). Medley (1994, 2002) e Medley e Lindquist (1995) hanno sviluppato un criterio empirico per definire questa soglia, basandosi sugli studi condotti sul franciscan melange.

Secondo la definizione data da Medley (1994), una formazione strutturalmente complessa, caratterizzata da blocchi in una matrice, può essere classificata come un bimrock quando, dal punto di vista strutturale e meccanico, sono soddisfatte alcune proprietà fondamentali (riportate per completezza di seguito, ma già illustrate nel paragrafo 2.3):

- la VBP, la percentuale del volume unitario costituito da blocchi, deve essere compresa tra circa 20-25% e 75% (Lindquist, 1994; Lindquist & Goodman, 1994). Al di sotto di un VBP del 20% le caratteristiche di resistenza del complesso dipendono dalle proprietà della matrice, mentre sopra il VBP del 75% il comportamento può essere assimilato a quello di una massa di roccia estremamente frantumata.

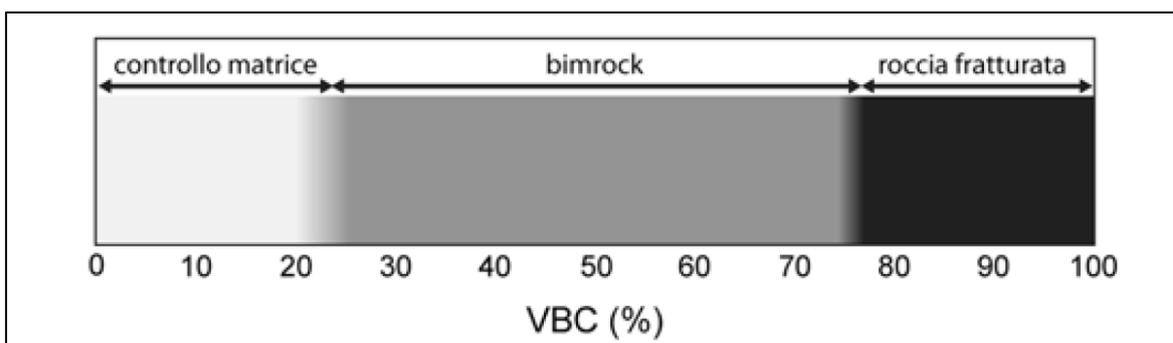


Figura 2.4.1- Comportamento di un bimrock in funzione della percentuale di blocchi presenti (Coli, 2010)

- il contrasto di forza tra la litologia dei blocchi e quello della matrice deve essere sufficientemente elevato, affinché le deformazioni di taglio avvengano principalmente nella matrice;
- la differenza minima di resistenza è definita dai rapporti:

$$\frac{\tan\phi(\text{blocchi})}{\tan\phi(\text{matrice})} \geq 2$$

$$\frac{E(\text{blocchi})}{E(\text{matrice})} \geq 2$$

dove φ è l'angolo di attrito e E rappresenta il modulo di Young (Volpe et al., 1991; Lindquist, 1994; Lindquist, Goodman, 1994). In presenza di minor differenza meccanica tra matrice e blocchi, la superficie di rottura può svilupparsi anche all'interno dei blocchi piuttosto che intorno ad essi, e il comportamento meccanico dei bimrock si avvicina a quello di un mezzo omogeneo. Quando il contrasto di resistenza supera il valore di soglia, la resistenza dei blocchi influenza trascurabilmente le proprietà meccaniche dell'ammasso (Coli, 2010).

2.4.1. Tortuosità e meccanismo di rottura

Il contatto blocchi/matrice è sicuramente la zona più debole di un bimrock, ed è la sede della possibile rottura con creazione della superficie di scivolamento.

Lindquist (1994) con i suoi esperimenti ha dimostrato che le superfici di rottura si sviluppano attorno ai blocchi e che l'aumento dell'angolo di attrito è dovuto proprio alla tortuosità di queste superfici. I campioni di prova analizzati avevano circa tutti le stesse distribuzioni dei blocchi, ma proporzioni volumetriche e orientazioni dei blocchi diverse.

In figura 2.4.2 si può notare che la differenza della superficie di rottura dipende dalla distribuzione dimensionale dei blocchi, pur avendo i due materiali la stessa proporzione volumetrica; la distribuzione a destra impone infatti un percorso più tortuoso. Altri studi di Medley (2004) hanno inoltre mostrato che le forme dei blocchi influenzano la tortuosità delle superfici di rottura in maggior misura se associate all'orientamento dei blocchi: ad esempio, blocchi ellittici non favoriscono la stabilità del pendio se la direzione degli assi principali coincide con la direzione di scivolamento.

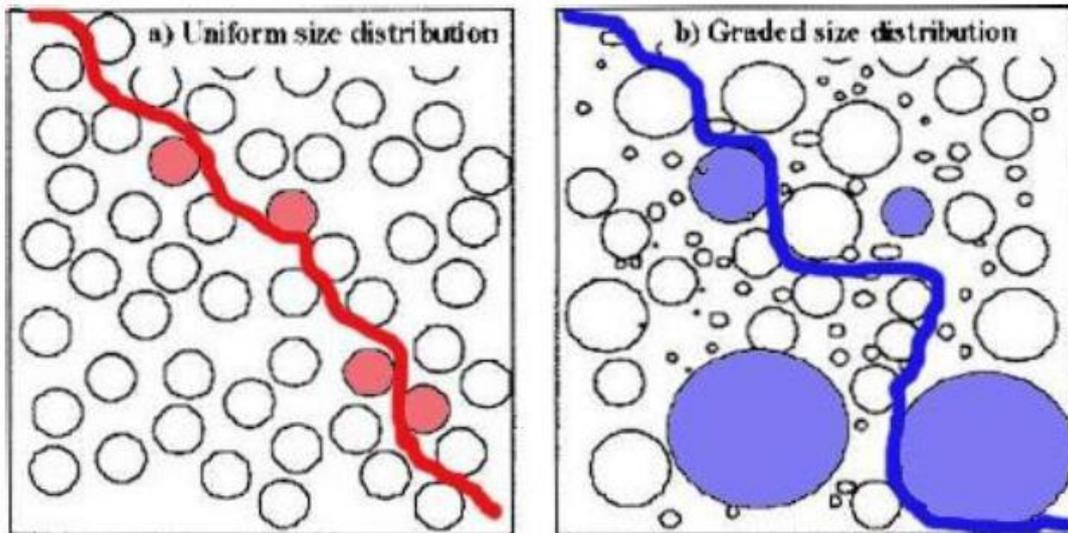


Figura 2.4.2 - Superficie di rottura in caso di distribuzione uniforme dei blocchi (a sinistra) e di distribuzione non uniforme (a destra) (Lindquist & Goodman, 1994).

La resistenza di un bimrock è fortemente influenzata dall'aumento di tortuosità della superficie di rottura, rispetto a un terreno omogeneo. Gli studi principali sulla tortuosità delle superfici di scorrimento sono stati fatti sperimentalmente utilizzando modelli che riproducono il materiale da analizzare. Molti esperimenti di laboratorio su campioni artificiali di bimrock (Lindquist, 1994, Lindquist & Goodman, 1994), nonché simulazioni usando analisi numeriche (Li et al., 2004, Barbero et al 2007, 2008; Pan et al., 2008, Xu et al., 2008), hanno dimostrato che esistono delle conseguenze importanti all'aumento della tortuosità della superficie di rottura:

- aumento dell'angolo di attrito
- aumento del modulo di Young
- diminuzione della coesione.

Esperimenti di Lindquist e Medley

Lindquist, come parte della sua ricerca, ha fabbricato e testato in cella triassiale, più di 100 provini cilindrici artificiali di melange di 150 mm e 300 mm (Lindquist, 1994; Lindquist & Goodman, 1994). I campioni avevano: tre differenti proporzioni volumetriche (30%, 50%, 70%); quattro possibili orientamenti dei blocchi rispetto alla direzione di carico assiale verticale (0°, 30°, 60° e 90°); cinque tensioni di confinamento possibili (2,5÷12,5 kPa). Tutti i campioni sono stati testati in cella triassiale fino a rottura e alcuni provini sono stati tagliati per analizzare il percorso interno di rottura. Le superfici di rottura passavano generalmente intorno ai blocchi (Medley, 2004).

Lindquist (1994) ha analizzato le superfici di rottura di circa 60 di questi campioni. I campioni furono avvolti in una “pellicola trasparente” e le linee dei blocchi e delle superfici di rottura furono tracciate con una penna su un feltro. I tracciati furono poi fotocopiati, come mostrato in Figura 2.4.3. I tracciati sono una proiezione 2D di cilindri, e come si può vedere, si ha una certa distorsione in direzione orizzontale (Medley, 2004).

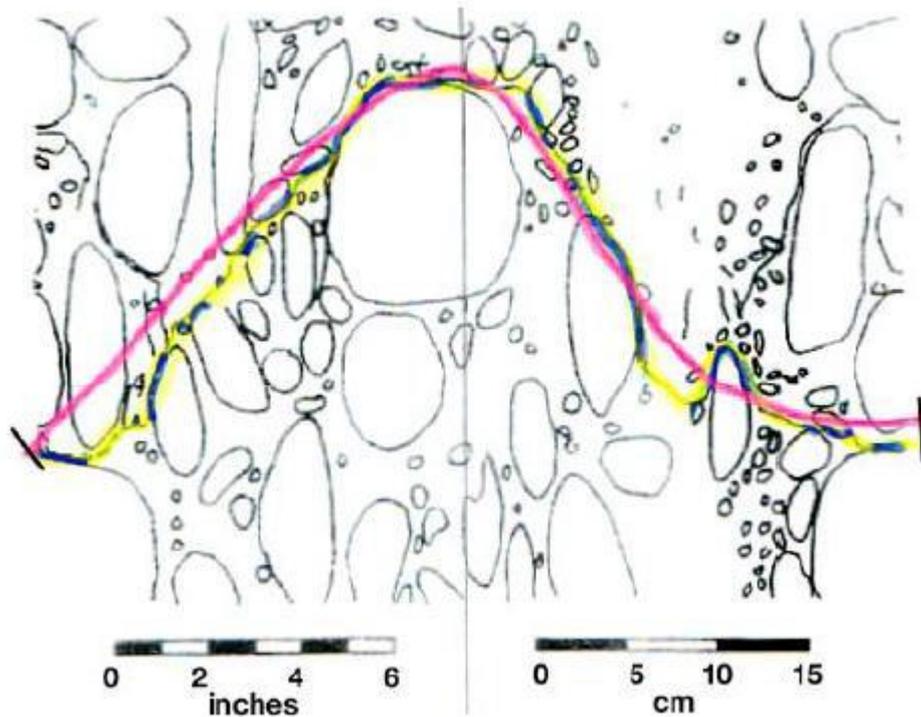


Figura 2.4.3 - Le misure sono state effettuate: a) della lunghezza della superficie tortuosa di rottura (linea gialla evidenziata); b) la lunghezza della superficie media liscia stimata (linea rossa); e c) la lunghezza totale dei contatti di blocco lungo la superficie di rottura (Medley, 2004)

Medley (2004) ha studiato le superfici di rottura utilizzando i tracciati trovati da Lindquist. Le superfici di rottura sono linee irregolari che passano intorno ai blocchi come mostrato dalla linea gialla in Figura 2.4.3. E' stata utilizzata una catena flessibile per misurare linee, e dopo averla posta sulla linea di rottura è stata rimossa, raddrizzata e misurata. La lunghezza è stata chiamata L' , lunghezza tortuosa.

La linea rossa in Figura 2.4.3 indica invece il percorso stimato, ossia il percorso che la linea di rottura ha in assenza dei blocchi, testato da Lindquist (1994) su provini costituiti dalla sola matrice. La linea è stata misurata prima manualmente e poi digitalmente e chiamata L_0 . Medley (2004) ha assunto che il grado di allungamento orizzontale della linea effettiva e di quella stimata è lo stesso (sono state misurate circa 70 linee). Sono state misurate anche le lunghezze di contatto blocco/rottura (segmenti blu nella Figura 2.4.3) e sono state sommate per avere una lunghezza totale di contatto denominata t .

I campioni sono stati raggruppati per proporzione volumetrica e orientamento dei blocchi e sono state disegnate manualmente le linee di rottura, come riportato in Figura 2.4.4 che mostra che tutte le traiettorie sono molto irregolari. Medley (2004) ha confrontato sei profili tipo, ingranditi e utilizzati per definire i coefficienti di rugosità (JRC) da 10 a 20 (Barton, Choubey, 1977).

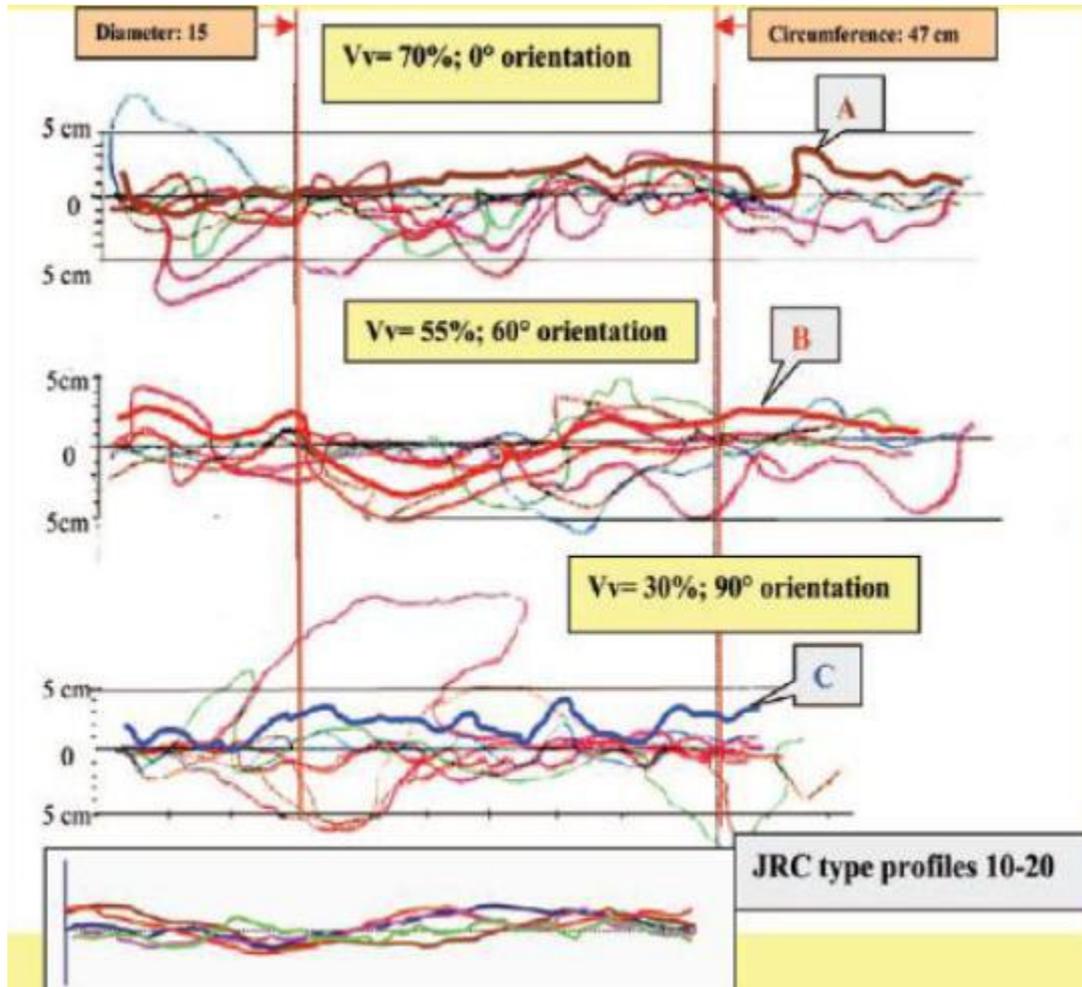


Figura 2.4.4 - Scansione di linee tracciate delle superfici di rottura e confronto con i profili di tipo per JRC da 10 a 20. Scala orizzontale uguale alla scala verticale.

Come illustrato in Figura 2.4.5 dalle misure sono stati tratti alcuni parametri. Per la caratterizzazione della rugosità esistono più di 15 parametri, ma le misure utilizzate da Medley (2004) erano poche. Una misura della tortuosità è il “rapporto di lunghezza tortuosa” (L'/L_0) definito come il rapporto tra la lunghezza della linea tortuosa e la lunghezza della linea più breve che collega i punti in questione.

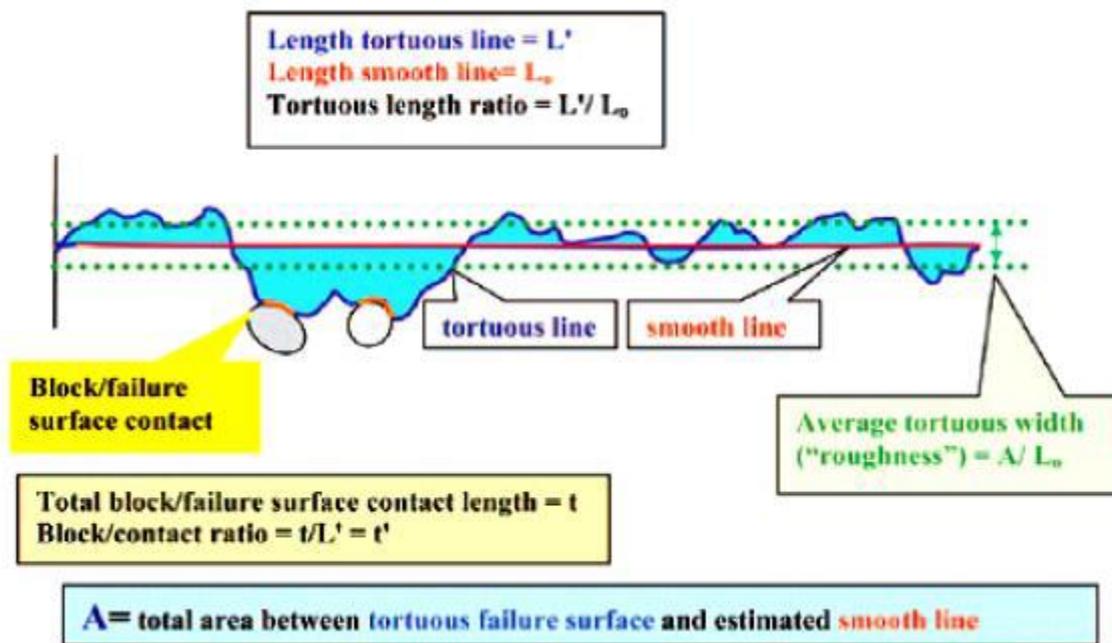


Figura 2.4.5 - Parametri misurati e calcolati dalle linee tracciate dalle superfici di rottura tortuose (Medley, 2004).

I risultati sono riportati nelle Figura 2.4.6, Figura 2.4.6 e nella Tabella 2.4.1. E' stata evidenziata una piccola sensibilità tra il rapporto di lunghezza tortuosa di rottura, la proporzione volumetrica e l'orientamento del blocco. Per proporzioni inferiori al 30% circa, il rapporto varia in modo più importante. I risultati mostrano quindi che vi è una piccola variazione sistematica tra le superfici di rottura con le percentuali volumetriche e l'orientamento dei blocchi. Medley (2004) ha sottolineato che è comunque necessario un ulteriore approfondimento per capire il motivo delle variazioni, e soprattutto il perché di una variazione così piccola.

L'Autore ha definito una misura della potenziale zona di rottura come larghezza media delle possibili superfici di rottura tortuose. La rugosità superficiale (larghezza media tortuosa) è stata calcolata dividendo l'area totale tra la superficie irregolare e la linea media (A), per la lunghezza della linea media (L_0) (Medley, 2004), come si evince in Figura 2.4.5. La lunghezza L_0 è quella misurata digitalmente, e non quella manuale sopra descritta.

In Tabella 2.4.1 si può notare che la larghezza media delle 73 superfici di rottura, misurate sui campioni di Lindquist, è 1,44 cm, con una deviazione standard di 0,68 cm. Il diametro del campione era di 15 cm, quindi la larghezza media è circa il 10% del diametro, con una deviazione standard del 5% circa. Quindi in prima approssimazione, selezionata la

dimensione ingegneristica caratteristica (Medley, 2001), lo spessore della zona di potenziale rottura può variare dal 5 e il 15% della larghezza (Medley, 2004).

Parameter	Unit	Symbol	Count	Mean	Standard deviation	Minimum	Maximum
Length Smooth Line*	cm	L_0	72	58.2	10.4	31.6	77.8
Length Tortuous Line	cm	L'	72	70.9	13.7	38.9	110.2
Tortuous Extension Ratio		L'/L_0	72	1.22	0.046	1.03	1.6
Total Length block Contacts	cm	t	72	32.9	12.5	9.7	66.8
Block Contact Ratio		t/L'	72	0.46	0.18	0.12	0.79
Tortuous Area	cm ²	A	73	84.2	37.7	24.9	225.4
Length Smooth Line**	cm	L_0	73	59.4	9.5	41.7	81
Tortuous Width	cm	A/L_0	73	1.44	0.68	0.5	4.45

* L_0 measured manually, ** L_0 measured digitally

Tabella 2.4.1 - Sintesi delle statistiche (Medley, 2004).

La Figura 2.4.7 e la Tabella 2.4.1 riassumono i risultati dei rapporti di contatto blocco/superficie di rottura; si evince che c'è una dipendenza tra queste due variabili, le superfici di rottura sono tangenti ai blocchi, ma questa relazione viene meno al di sotto della percentuale volumetrica del 50%. L'autore comunque suggerisce di considerare questa dipendenza come lineare.

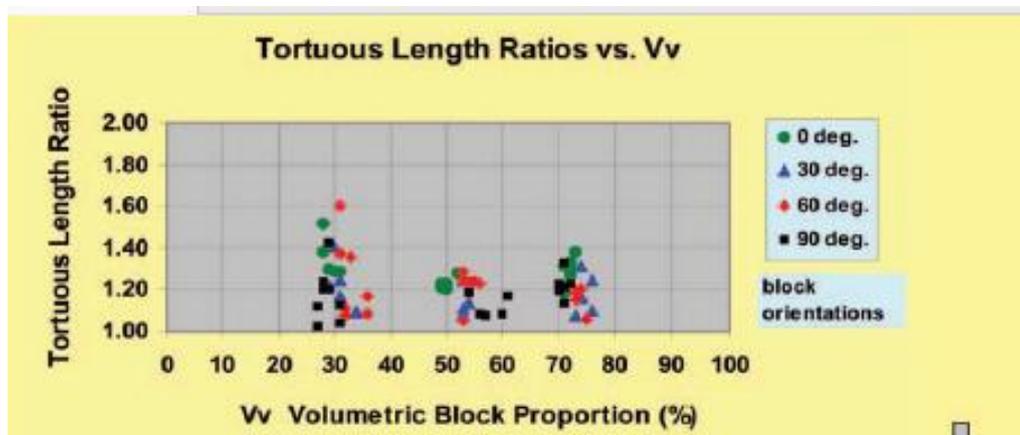


Figura 2.4.6 – Rappresentazione grafica tra proporzioni volumetriche dei blocchi e rapporti di lunghezza tortuosa (Medley, 2004).

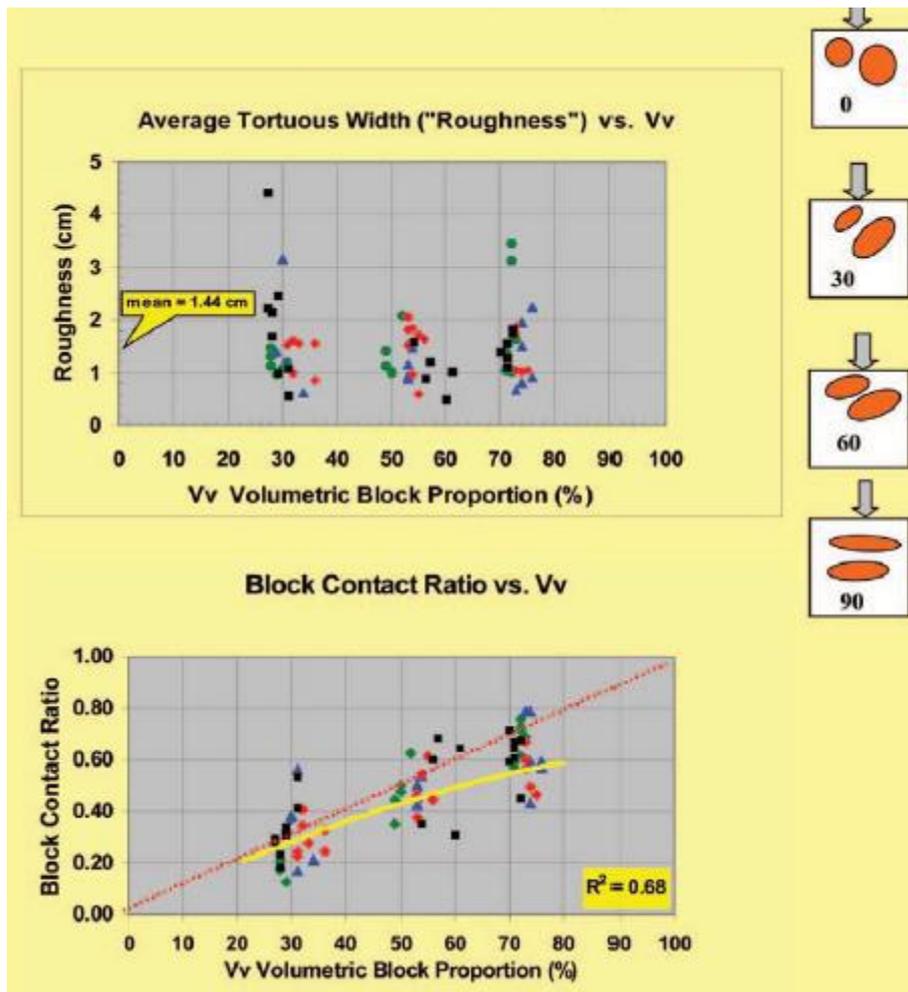


Figura 2.4.7 – Proporzioni volumetriche dei blocchi e rapporti di contatto superficiale di blocco/rottura (in alto) e larghezza tortuosa media (in basso) (Medley, 2004).

2.4.2. Resistenza e deformabilità del bimrock

I parametri di resistenza dei bimrocks dipendono fortemente dalle caratteristiche dei blocchi. Tra le percentuali volumetriche del 25 e 75% si ha un aumento dell'angolo di attrito, che è strettamente correlato all'aumento della tortuosità della superficie di rottura, mentre la coesione diminuisce a causa della scarse proprietà meccaniche dei contatti tra matrice e blocchi.

Lindquist e Goodman (1994) hanno condotto delle prove triassiali su campioni di bimrocks artificiali, fabbricati in laboratorio con calce e inerti (di forma ellittica). I risultati dei test (Figura 2.4.9 - Figura 2.4.9) hanno mostrato un aumento, di 15-20°, dell'angolo di attrito del bimrock rispetto a quello della sola matrice per percentuali volumetriche maggiori del 25%; la coesione invece diminuiva.

Si può inoltre notare che sono determinanti anche la forma e l'orientamento dei blocchi: i valori di resistenza inferiori, in particolare per la coesione, si osservano quando l'asse maggiore dei blocchi ellittici è inclinato di 30° rispetto alla direzione assiale di carico.

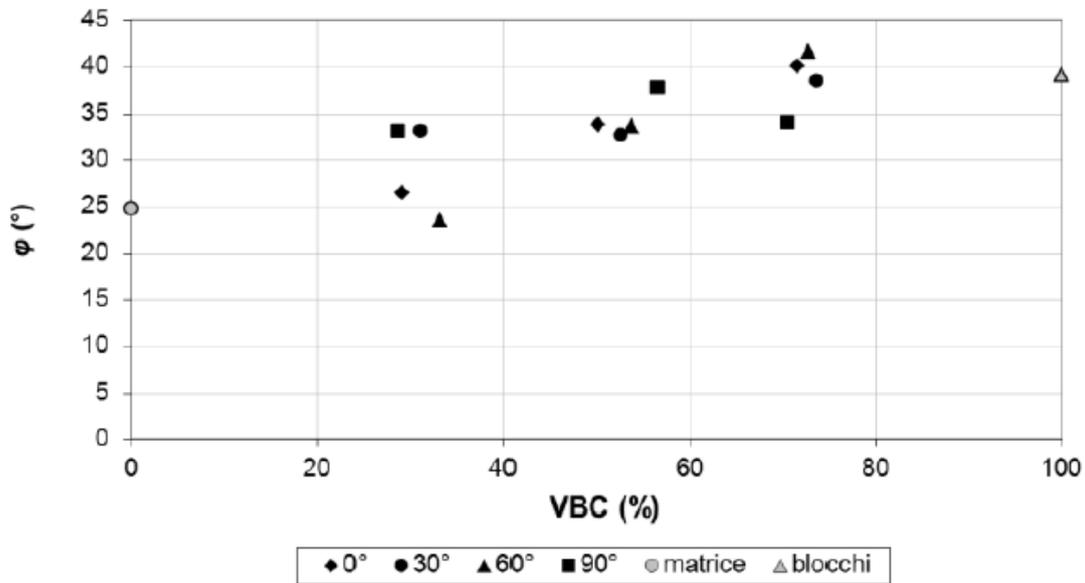


Figura 2.4.8 - Variazione dell'angolo di attrito in funzione di VBC per diverso orientamento dell'asse principale alla direzione del carico massimo (Lindquist, Goodman, 1994) (da Coli, 2010)

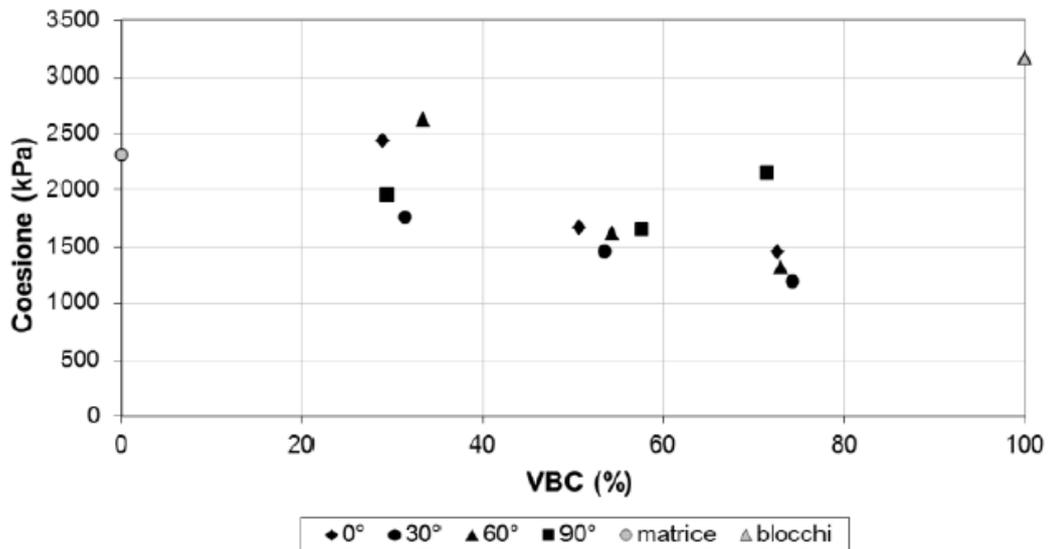


Figura 2.4.9 - Variazione di coesione in funzione di VBC per diverso orientamento dell'asse principale verso la direzione del carico massimo (Lindquist, Goodman, 1994).

Alcuni studi condotti sui bimrocks vulcanici (Sonmez et al., 2004 a,b, 2006 a, b) hanno mostrato una relazione esponenziale tra la resistenza a compressione del bimrock (UCS) e la proporzione volumetrica dei blocchi. Si definisce una proporzione equivalente ponderata dei blocchi (EBP), che può avere due o più tipi di blocchi diversi:

$$EBP = \sum_1^n VP_i \frac{UCS_i}{UCS_{max_block}}$$

Con:

VP = proporzione volumetrica del blocco i;

UCS = resistenza a compressione monoassiale

n = numero di tipi diversi di blocchi

UCS_{max_block} = resistenza a compressione monoassiale del blocco più resistente.

In Figura 2.4.10 sono illustrate le distribuzioni di EBP e UCSN (resistenza a compressione monoassiale normalizzata). Due equazioni di tipo esponenziale sono state ricavate mediante regressione dei dati; in Figura 2.4.10 si nota che la linea di regressione che interseca il valore 1 sull'asse delle y (coppia di dati di EBP = 0, UCSN = 1) è più rappresentativa rispetto all'altra. L'andamento indica che ad elevate percentuali volumetriche il bimrock diventa più resistente e ha un comportamento più omogeneo (Sonmez et al., 2004a). Questo comportamento è in linea con ciò che affermano Medley (1994), Lindquist e Goodman (1994), ossia che a grandi proporzioni volumetriche dei blocchi (70-75%), i bimrock possono essere considerati come ammassi rocciosi fratturati.

Sonmez et al. (2004) hanno proposto un criterio empirico basato sul criterio di Mohr-Coulomb e Hoek & Brown, partendo da dati provenienti da test monoassiali e triassiali su campioni di bimrock vulcanici e artificiali, con differenti valori di VBC. Le equazioni empiriche sono state ottenute attraverso una serie di analisi statistiche.

Mohr-Coulomb:

$$\begin{aligned} c_N &= 1,25 - e^{\left(\frac{VBC-100}{75}\right)} & c_{bimrock} &= c_N \cdot c_{matrix} \\ \varphi_N &= e^{\left(\frac{8 \cdot VBC}{1000}\right)} & \varphi_{bimrock} &= \varphi_N \cdot \varphi_{matrix} \\ UCS_N &= 1 - e^{\left(\frac{VBC-100}{25}\right)} & UCS_{bimrock} &= UCS_N \cdot UCS_{matrix} \end{aligned}$$

Hoek & Brown:

$$\begin{aligned} m_{i_N} &= e^{(0,15 \cdot VBC)} & m_{bimrock} &= m_{i_N} \cdot m_{i_matrix} \\ \sigma_1 &= \sigma_3 + UCS_{bimrock} \sqrt{\left(m_{bimrock} \cdot \frac{\sigma_3}{UCS_{bimrock}}\right) + 1} \end{aligned}$$

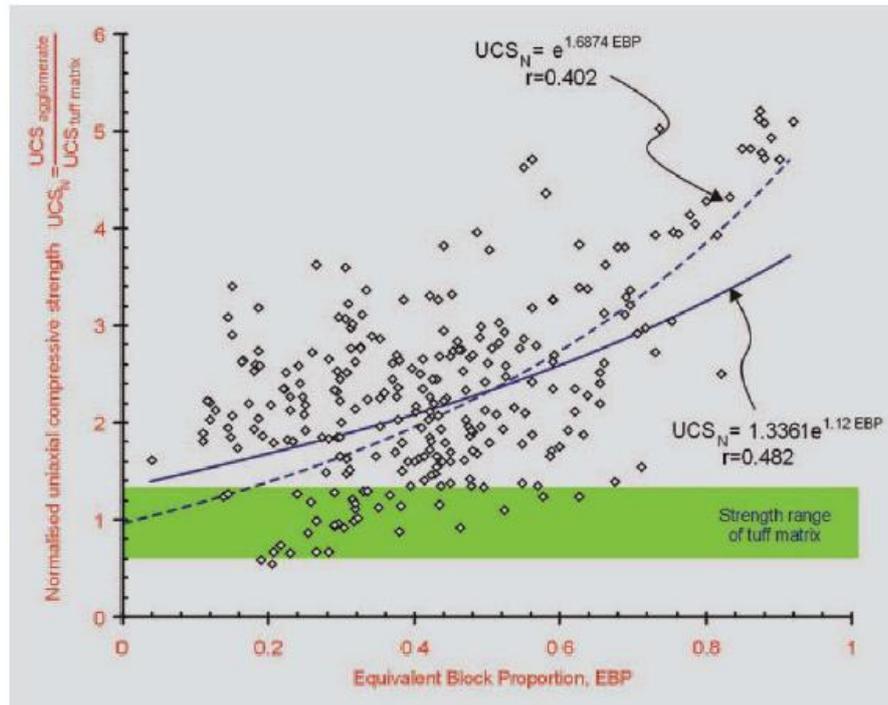


Figura 2.4.10 - Rapporto tra la quota di blocco equivalente (EBP) e UCS dell'agglomerato di Ankara. La tendenza forzata attraverso l'intercetta (0, 1) è leggermente più rappresentativa dei dati. (Sonmez et al., 2004a).

L'affidabilità delle equazioni proposte è stata valutata ricalcolando la σ_1 . In Figura 2.4.11 è mostrato l'errore percentuale tra i valori calcolati e quelli misurati. Il 65% dei dati per il criterio di Mohr-Coulomb e il 73% per quello di Hoek & Brown mostrano un errore minore del 3%. Queste relazioni si basano però su un numero limitato di prove di laboratorio e sono ancora oggetto di studio (Sonmez et al., 2006a).

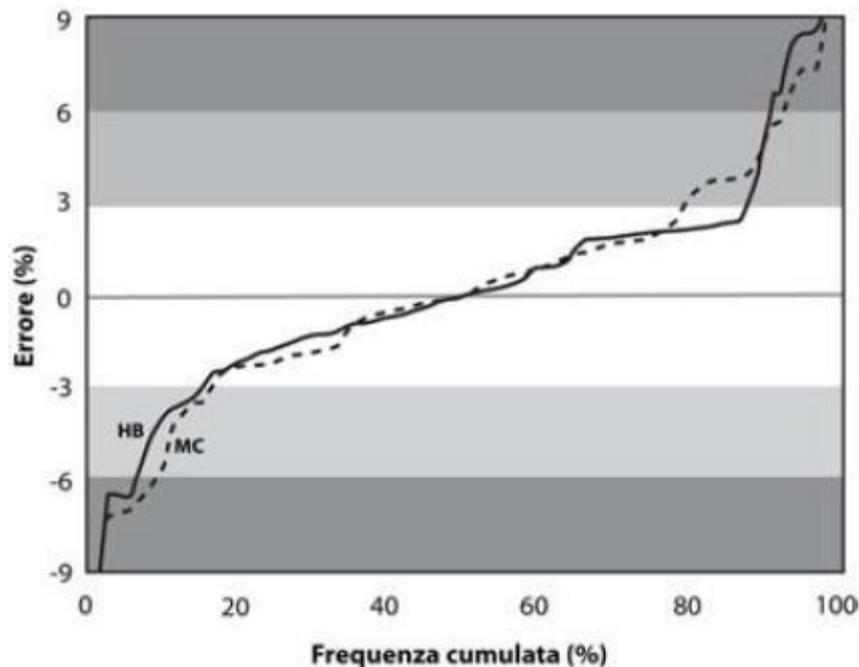


Figura 2.4.11- Distribuzione cumulativa di frequenza di errore ottenuta dai valori di σ_1 , calcolata con l'equazione empirica proposta da Sonmez et al. (2006a) (da Coli, 2010).

Li et al. (2004) e Xu et al. (2007) hanno realizzato dei test in situ, ottenendo all'aumento della percentuale dei blocchi, un incremento dell'angolo di attrito e una diminuzione della coesione. In Tabella 2.4.2 è riportata per ciascuna prova la coppia di parametri c e φ , calcolati applicando il metodo all'equilibrio limite di Bishop semplificato (Xu et al., 2007):

c [kPa]	φ [°]	% weight
0.47	47.6	56
1.76	49	54
2.35	41.2	37

Tabella 2.4.2 - Parametri di resistenza calcolati per ciascun campione sottoposto a test di taglio in situ e corrispondenti alla percentuale in peso dei blocchi interni dei campioni esaminati (Xu et al., 2007).

In Figura 2.4.12 si può notare che la curva forza-spostamento mostra due livelli di snervamento. Il punto A segna il limite elastico, attribuito alla deformazione della sola matrice. Successivamente, tra A e B, la curva ha una fase hardening, a causa dei blocchi che influenzano la tortuosità della superficie di rottura. In B si ha la seconda resistenza legata alla forza massima del campione. Infine la forza diminuisce e si arriva al valore residuo C.

Questa caratteristica è stata confermata anche da simulazioni numeriche di 2D FEM degli stessi test in situ (Li et al., 2004) e test di taglio diretto a scala di laboratorio (Xu et al., 2008).

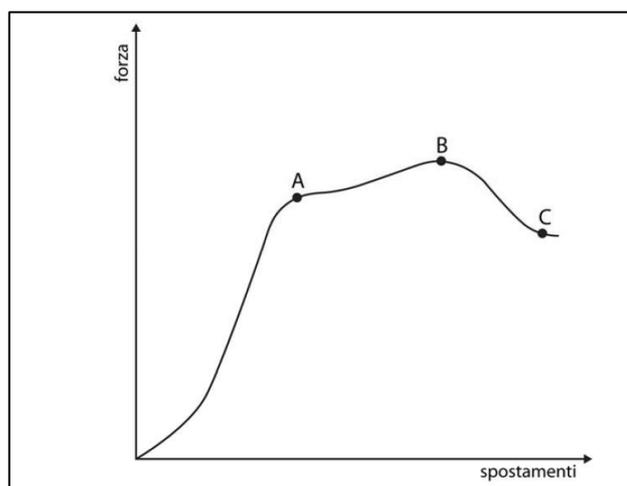


Figura 2.4.12 - Curva forza-spostamento caratterizzata da due livelli di snervamento (da Coli, 2010).

L'analisi numerica FEM 2D è stata condotta, su modelli virtuali, simulando test di compressione triassiale con diverse percentuali di VBP, forma e orientamento dei blocchi, da Pan et al. (2008). Dallo studio è stato dimostrato che la resistenza e il modulo di Young aumentano con l'aumentare del VBP, proprio per l'incremento della tortuosità della superficie di rottura e della crescente influenza dei contatti tra i blocchi che dominano progressivamente il comportamento meccanico del bimrock (Figura 2.4.13).

L'orientamento dei blocchi risulta un altro fattore determinante: la minore resistenza si ha quando gli assi principali sono orientati a 45° rispetto alla direzione di applicazione del carico. Il modulo di Young risulta massimo per un orientamento degli assi principali paralleli alla direzione del carico (Coli, 2010).

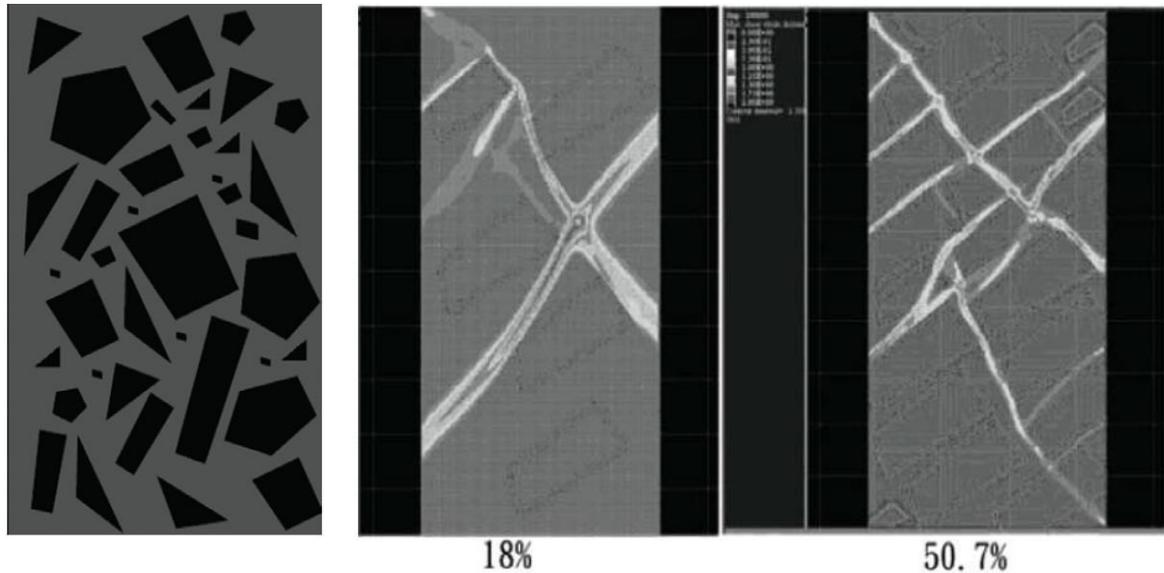


Figura 2.4.13 – a sx esempio di campionamento virtuale, a dx concentrazione linee di taglio dopo la rottura all'interno di esemplari virtuali di bimrock con differenti VBC (18% e 50.7%). La superficie di rottura del campione con VBC pari al 50% mostra una maggiore irregolarità di quella del campione con VBC pari al 18% (Pan et al., 2008).

Barbero et al. (2006, 2007, 2008) hanno condotto delle analisi FEM 2D e 3D che simulano test di compressione monoassiale e triassiale. I modelli tridimensionali rappresentano campioni cilindrici e i blocchi avevano forma sferica (Figura 2.4.14). L'analisi ha evidenziato che la resistenza e il modulo di Young sono influenzati dalla presenza dei blocchi sferici per un VBP maggiore al 20%. Nei provini con VBP > 20% si generano delle zone di rottura intorno ai blocchi che assorbono la maggior parte del carico e si propagano all'interno del campione (Figura 2.4.15). Alla fine della prova i blocchi erano completamente snervati e solo parte della matrice mostrava un comportamento elastico. E' importante sottolineare che per campioni con uguale VBP, la presenza di blocchi di grandi dimensioni può influenzare la distribuzione delle sollecitazioni; inoltre i contatti blocchi/matrice hanno un'influenza sul comportamento meccanico del bimrock essendo una zona debole del bimrock e quindi sede di una possibile rottura.

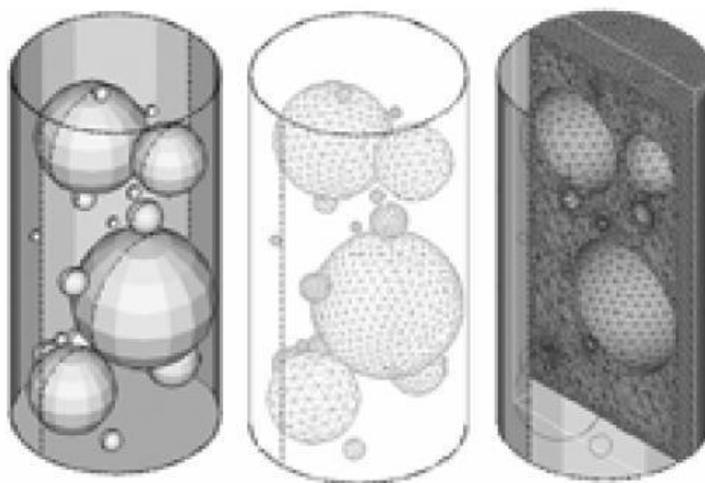


Figura 2.4.14 - campioni virtuali realizzati da Barbero et al., (2008) per simulare prove triassiali FEM 3D (Barbero et al., 2008).

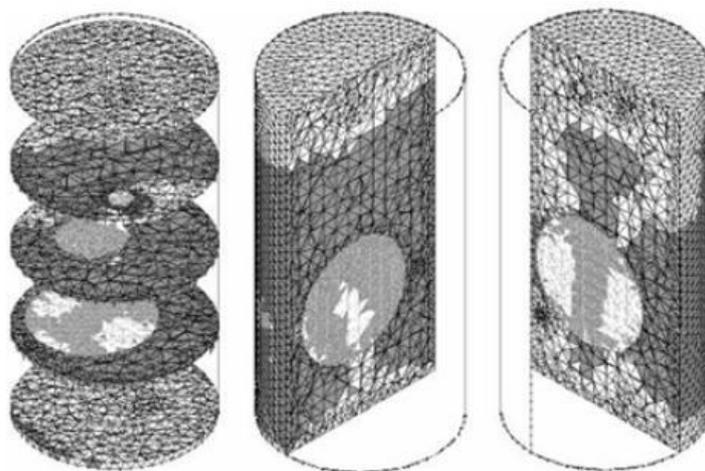


Figura 2.4.15 – propagazione dello snervamento nel campione con VBC del 40% (Barbero et al., 2008).

Sonmez et al. (2016) hanno recentemente tentato di ricavare la resistenza a compressione monoassiale e la deformazione dei bimrock vulcanici. Non è stato possibile ottenere le proprietà di resistenza e deformazione dai test di laboratorio a causa delle difficoltà di preparazione dei provini, come già detto da altri autori. Gli autori hanno evidenziato che il numero di blocchi di roccia può essere diverso a seconda della dimensione e della distribuzione anche a parità di VBP (proporzione volumetrica dei blocchi). Sonmez et al. (2016) hanno dimostrato che questa differenza dovrebbe avere un effetto significativo sul comportamento meccanico dei Bimrock. Secondo la letteratura, la VBP è da considerarsi come uno dei parametri di input essenziali per predire le proprietà complessive di resistenza e deformazione del bimrock; tuttavia B_c (numero di blocchi nella dimensione ingegneristica) può essere considerato come parametro complementare a VBP.

2.5. Modelli di Lindquist e Kalender

Entrambi gli autori, a distanza di circa 20 anni, per quanto concerne la ricerca sulle formazioni complesse, propongono degli approcci semplificati per la determinazione dei parametri dei bimrock.

2.5.1. La ricerca di Lindquist

Lindquist (1994), come già accennato in precedenza, ha studiato approfonditamente il Franciscan melange. I dati prodotti dal suo studio, uniti ai risultati delle ricerche presenti in letteratura e ai risultati dei test di compressione triassiale sui campioni del sito della diga Scott, in California, hanno permesso di arrivare a delle conclusioni sull'effetto che l'orientamento dei blocchi ha sulla resistenza nonché sulle superfici di rottura di un melange. I principali risultati sono di seguito evidenziati:

1. La resistenza di un melange aumenta all'aumentare della proporzione volumetrica dei blocchi, questo aumento sarà minore nella direzione perpendicolare all'orientamento dei blocchi, ed è molto difficile quantificarlo con precisione. A favore di sicurezza il modulo della massa di melange può essere considerato uguale a quello della matrice, anche se è ovviamente superiore.
2. La coesione diminuisce all'aumentare della proporzione volumetrica dei blocchi a causa dei contatti blocco-matrice; l'entità di questa diminuzione dipende dalla coesione delle superfici di debolezza. Un suggerimento logico e conservativo è di considerare che la coesione diminuisca fino a zero con l'aumento della proporzione volumetrica dei blocchi.
3. L'angolo di attrito interno aumenta all'aumentare della proporzione volumetrica dei blocchi a causa dell'aumento della tortuosità della superficie di rottura. Questo aumento conservativo dell'angolo di attrito è posto pari a 3° per ogni incremento del 10% di proporzione volumetrica dei blocchi per valori superiore al 25%. Unendo le linee guida 2 e 3, si ottiene il seguente modello di resistenza al taglio:

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

dove τ_p è la resistenza a taglio della massa, c_{matrix} è la coesione della matrice, θ è la proporzione volumetrica del blocco, σ è la tensione normale, ϕ_{matrix} è l'angolo di attrito interno della matrice e il $\Delta\phi(\theta)$ è l'aumento suggerito dell'angolo di attrito

interno. Questo è un modello conservativo per prevedere la resistenza a taglio di un melange.

4. L'orientamento dei blocchi (in particolare dei blocchi più grandi) influenzerà fortemente la geometria della superficie di rottura. Le superfici di rottura si sviluppano intorno ai blocchi e, poiché i contatti tra matrice e blocchi costituiscono delle superfici di debolezza, la rottura si forma proprio in quelle zone.

E' importante infine ricordare che c'è una percentuale massima oltre la quale il materiale non può più essere considerato come bimrock, semplicemente perché non c'è sufficiente materiale più debole attorno ai blocchi. Al di sopra del 75% il materiale deve essere considerato come massa rocciosa altamente fratturata e analizzato come tale.

2.5.2. Approccio di Kalender

Kalender (2014), vista la difficoltà di disporre di campioni indisturbati di bimrock sui quali eseguire test di laboratorio al fine di valutare i parametri del materiale, ha ideato un approccio empirico preliminare per prevederne la resistenza complessiva. Il materiale viene considerato come una massa omogenea e isotropa.

Il suo studio è basato sulle conoscenze date dalla letteratura, secondo le quali il comportamento meccanico del bimrock è funzione della proporzione volumetrica dei blocchi (VBP). L'obiettivo principale è stato quindi quello di sviluppare un criterio per la determinazione dei parametri del bimrock considerando il comportamento meccanico dei contatti tra la matrice e i blocchi. Le equazioni empiriche ideate, utili a prevedere la resistenza del bimrock, sfruttano grafici pratici e parametri di ingresso.

Kalender ha utilizzato un database, basato sulle indagini e gli studi di laboratorio presenti in letteratura, per calibrare e testare il suo approccio. I dati sperimentali storici sono stati ottenuti dai test di laboratorio su bimrock artificiali eseguiti da Lindquist (1994) e Altinsoy (2006), e da un recente studio di Afifpour e Moarefvand (2014). Sono stati utilizzati anche dei dati ottenuti da test in situ eseguiti da Coli et al. (2011) e dati reali di prova nel sito diga Scott in California riportati da Goodman e Ahlgren (2000). Sono stati riportati ulteriori dati di test triassiali eseguiti sul bimrock della diga Calaveras, in California, da Roadifer et al. (2009).

Sonmez et al. (2009) e Coskun (2010) hanno definito delle indicazioni che spiegano l'influenza dei contatti (blocco-blocco e blocco-matrice) sulla resistenza complessiva di un

bimrock. Le linee guida sono state aggiornate in funzione del legame tra la resistenza e le proporzioni volumetriche del blocco (VBP) e possono essere sintetizzate come segue:

1. Tra VBP = 0%, e circa VBP = 10% non esiste un incremento della resistenza di attrito sull'angolo di attrito interno dei bimrock (ϕ_{bimrock}). Tuttavia, questo incremento è marcato tra VBP = 10% e VBP = 75%. Non c'è quasi incremento di resistenza oltre VBP > 75%.
2. Si può supporre che ϕ_{bimrock} sia approssimativamente uguale all'angolo a riposo dei blocchi (α) quando VBP > 75%, dato che per VBP più alti i contatti tra i blocchi sono assunti quasi nulli o molto bassi.
3. quando aumenta il VBP aumenta anche ϕ_{bimrock} e α è maggiore di ϕ_{matrix} .
4. L' UCS_{bimrock} diminuisce rispetto a UCS_{matrix} fino a zero tra VBP = 0% e VBP = 100%, poiché per circa VBP > 60% il contatto tra i blocchi è assunto quasi nullo o molto basso.

La relazione (mostrata in Figura 2.5.1) tra ϕ_{bimrock} e VBP è stata determinata considerando le indicazioni sopra descritte. Allo stesso modo, è stata generata la relazione tra UCS_{bimrock} e VBP, mostrata in Figura 2.5.2.

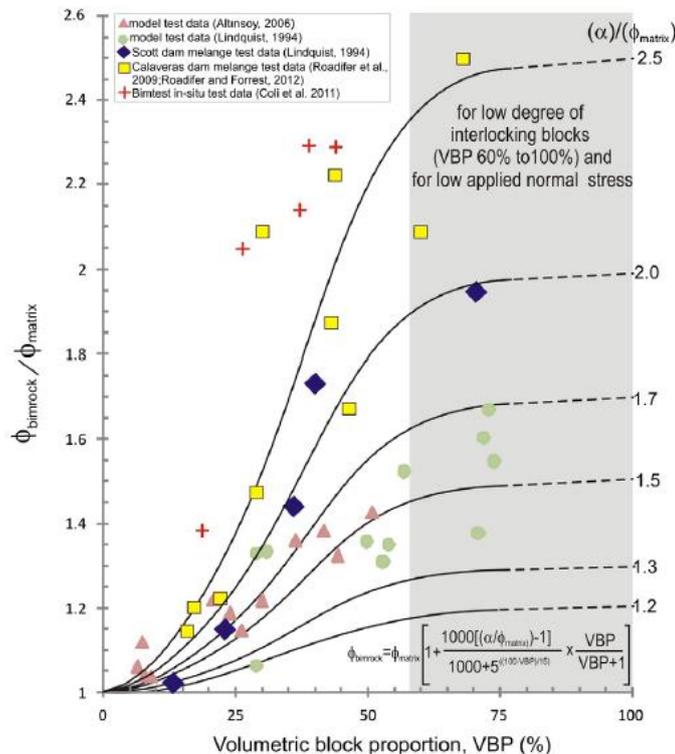


Figura 2.5.1 - Rappresentazione grafica dell'approccio empirico per la previsione di ϕ_{bimrock} (Kalender, 2014).

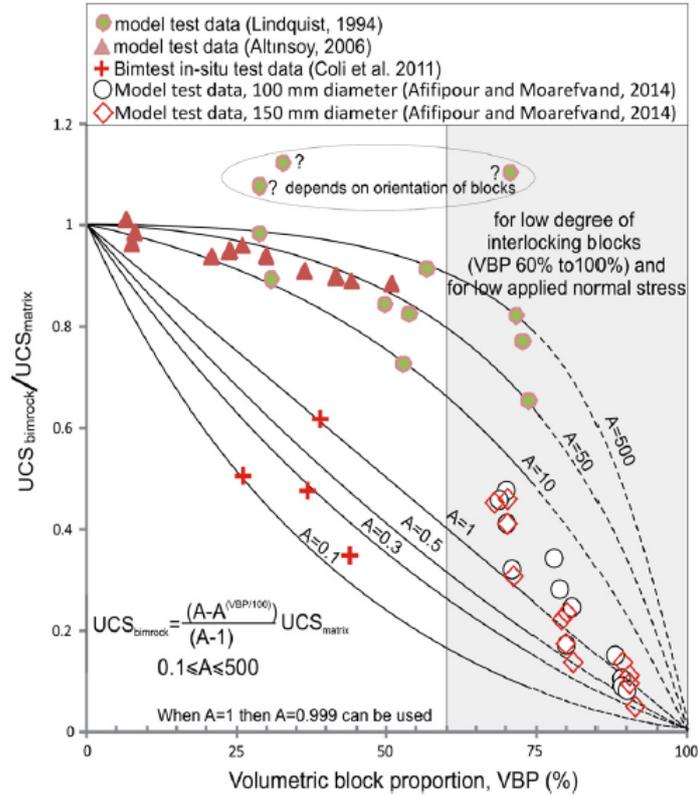


Figura 2.5.2 - Rappresentazione grafica dell'approccio empirico per la previsione di $UCS_{bimrock}$ (Kalender, 2014)

Le equazioni proposte sono state ottenute mediante successive prove per relazionarsi alle regole descritte in precedenza. I dati forniti dalla letteratura sono stati graficizzati per confrontare la capacità delle equazioni empiriche di prevedere i parametri $\phi_{bimrock}$, $c_{bimrock}$ e $UCS_{bimrock}$.

$$\phi_{bimrock} = \phi_{matrix} \left[1 + \frac{1000[(\alpha/\phi_{matrix}) - 1]}{1000 + 5((100-VBP)/15)} \right] \left(\frac{VBP}{VBP + 1} \right)$$

$$UCS_{bimrock} = \frac{\left(A - A^{\frac{VBP}{100}} \right)}{(A - 1)} UCS_{matrix}$$

$$c_{bimrock} = \frac{UCS_{bimrock} \cdot (1 - \sin(\phi_{bimrock}))}{2\cos(\phi_{bimrock})}$$

Come detto, nelle equazioni, $\phi_{bimrock}$ e ϕ_{matrix} sono l'angolo di attrito interno del bimrock e l'angolo di attrito interno della matrice (gradi); α è l'angolo a riposo per i blocchi (gradi); $UCS_{bimrock}$ e UCS_{matrix} sono la resistenza a compressione monassiale del bimrock e della matrice; $c_{bimrock}$ è la coesione del bimrock; VBP è la proporzione volumetrica dei blocchi in percentuale.

Come osservato in Figura 2.5.1, per VBP più alti, il valore superiore dell'angolo di attrito interno normalizzato è apparentemente limitato dal rapporto tra α e ϕ_{matrix} . Allo stesso modo, in Figura 2.5.2, le relazioni tra UCS_{bimrock} e VBP sono diagrammabili come una famiglia di curve non lineari, corrispondenti a diversi valori di "A", parametro che mette in relazione la forza di contatto tra matrice e blocchi. La resistenza di legame tra matrice e blocco è altamente influenzata dal tipo di matrice, dalla angolarità e dalla rugosità dei blocchi. Il grafico per la selezione di "A" in base al tipo di matrice e di blocchi è rappresentato in Figura 2.5.3.

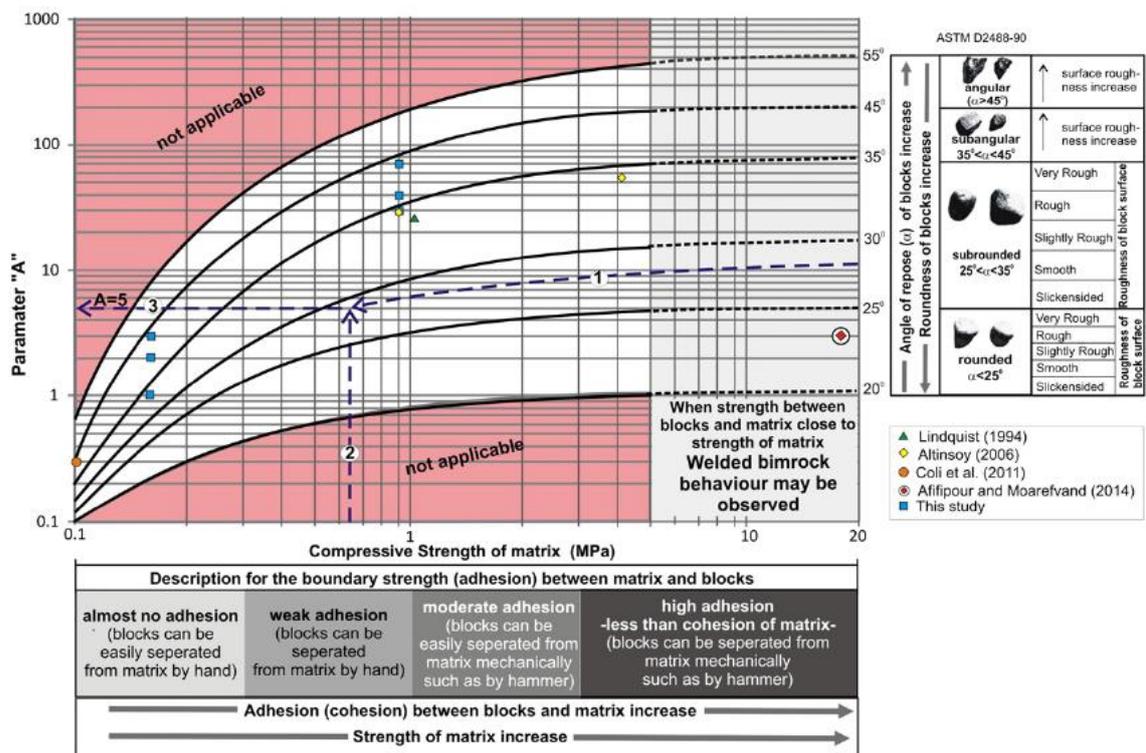


Figura 2.5.3 - Guida pratica per la selezione del parametro "A" a seconda delle proprietà di contatto tra blocchi e matrice (Kalender, 2014)

Questo criterio, basato sul confronto con i dati disponibili, sottovaluta la resistenza prevista. Data la considerevole sotto-stima il criterio è utile per prevedere il limite inferiore dei parametri di resistenza, sebbene nella pratica le stime inferiori a favore di sicurezza sono accettabili. Tuttavia, queste sottostime alla resistenza si aggiungono di fatto alle incertezze nella determinazione di VBP (Kalender, 2014).

Kalender (2014) aggiunge, inoltre, che questo criterio preliminare è ancora in fase di miglioramento e integrazione: bisogna continuare a studiare per avere a disposizione un'analisi più precisa e un approccio robusto nella comprensione delle incertezze nella stima di VBP.

Capitolo 3

Stabilità dei pendii in bimrock e case histories

La caratterizzazione dei bimrock è lo scopo principale delle ricerche effettuate negli ultimi anni da molti studiosi. Come già visto, la difficoltà sta proprio nel valutare l'influenza dei blocchi sulla formazione della superficie di scivolamento e sull'incremento di resistenza dell'intero materiale.

In questo capitolo vedremo come le caratteristiche del bimrock possano influenzare la stabilità di un pendio e illustreremo dei case histories per mostrare l'applicabilità di metodi sviluppati in letteratura.

3.1. Fattori che influenzano la tortuosità della superficie di rottura

Come già visto, le formazioni strutturalmente complesse sono caratterizzate dalla presenza di blocchi rocciosi posizionate in modo casuale all'interno di una matrice argillosa (Medley, Wakabayashi, 2004).

Il bimrock più studiato è il franciscan melange; i blocchi al suo interno sono paragonabili approssimativamente ad ellissi con rapporto $\frac{1}{2}$ tra asse minore e maggiore. Come riportato in Figura 3.1.1 le superfici di rottura circondano i blocchi e la direzione dell'asse principale dei blocchi può influenzare l'estensione di quest'area e favorire l'instabilità (Medley, Sanz, 2004).

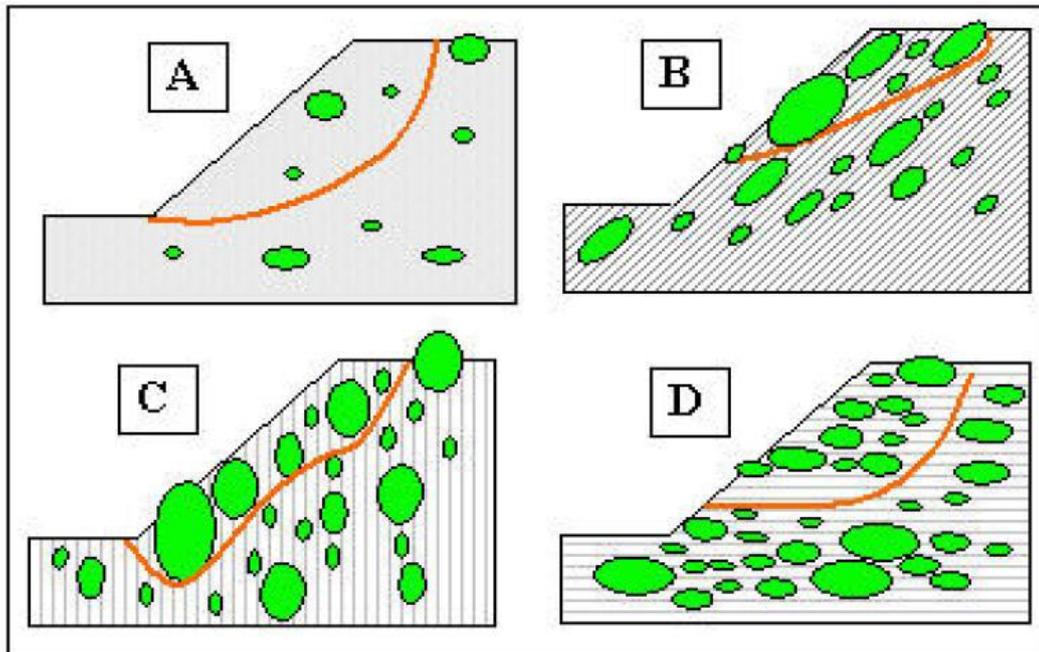


Figura 3.1.1 - Possibili superfici di rottura nel bimrock (Medley & Sanz, 2004).

Come visto nel precedente capitolo, le ricerche riguardanti questo materiale hanno evidenziato come le caratteristiche del bimrock siano fortemente influenzate dalle proprietà meccaniche della matrice, dalla proporzione volumetrica, dalla forma, dalla distribuzione e dall'orientamento dei blocchi.

L'aumento dell'angolo di attrito complessivo può essere circa 15-20° rispetto a quello della sola matrice a causa della tortuosità della superficie di rottura. L'aumento della proporzione volumetrica dei blocchi ha come conseguenza l'aumento del modulo di Young e la diminuzione della coesione del bimrock. Lindquist e Goodman (1994) hanno anche studiato l'influenza dell'orientamento evidenziando che la resistenza del bimrock è minima quando la direzione degli assi principali dei blocchi è circa di 30° rispetto alla direzione del carico principale massimo. Da un punto di vista della stabilità dei pendii, è importante l'inclinazione dei blocchi: quando sono orientati come nei riquadri A, B e D in Figura 3.1.1 si ha una diminuzione della stabilità del pendio; al contrario blocchi orientati come nel riquadro C aumentano la stabilità grazie a una maggiore tortuosità della superficie di rottura (Medley, Sanz, 2004).

Le forme dei blocchi influenzano la tortuosità delle superfici di rottura unitamente all'orientamento dei blocchi. I blocchi di forma ellittica hanno un effetto più importante sull'instabilità dei pendii, soprattutto quando la direzione degli assi principali coincide con la direzione di scivolamento (Medley, Sanz, 2004). Nella Figura 3.1.1, Medley e Sanz (2004) hanno mostrato alcune situazioni di possibili frane in bimrock:

- (A) ridotta proporzione volumetrica dei blocchi e superficie di scorrimento non influenzata dai blocchi;
- (B) bimrock anisotropo, melange con blocchi e fratture orientate lungo il pendio e superficie di scorrimento influenzata dal loro orientamento;
- (C) blocchi verticali e fratture che circondando la superficie di scorrimento aumentando la stabilità complessiva del pendio;
- (D) alternanza di aree ricche di blocchi e aree povere, tra le quali si trova la superficie di scivolamento: la stabilità è ridotta a causa del peso della zona ricca di blocchi.

3.2. Effetto della forma, dell'orientamento e della proporzione volumetrica dei blocchi

3.2.1. Equilibrio limite

Molti studi hanno evidenziato come la presenza dei blocchi aumenti la stabilità del pendio rispetto a quella del pendio costituito dalla sola matrice.

Medley e Sanz (2003) hanno sviluppato un semplice modello per studiare la stabilità dei pendii in bimrock. In Figura 3.2.1 è riportato uno schema del modello: la pendenza del versante analizzato è 35° e l'altezza è posta pari a 10 m (quest'ultima è anche la dimensione ingegneristica caratteristica). I blocchi sono stati modellati come rettangoli orizzontali con proporzioni 2:1 utilizzando le distribuzioni dimensionali tipiche del melange francescano (Medley, Lindquist, 1995). I blocchi casuali con proporzione areale del 50%, del 25% e del 13% sono stati considerati equivalenti alla proporzione volumetrica, anche se tale ipotesi non è generalmente valida per i bimrock reali (Medley, 1997). Gli autori hanno imposto i parametri della matrice: $c = 10$ kPa e $\phi = 25^\circ$, sulla base dell'esperienza con il franciscan melange francescano. La resistenza dei blocchi e dei contatti blocco/matrice è stata trascurata e la falda è stata considerata al di sotto dell'area oggetto di studio. La prima analisi è stata eseguita quindi in presenza della sola matrice ed è stata ricavata la superficie di rottura (arco tratteggiato in Figura 3.2.1) con un fattore di sicurezza di 1,26 (Medley, Sanz, 2004). La superficie di rottura trovata è stata utilizzata come modello per identificare le possibili aree di rottura intorno ai blocchi in un bimrock, utilizzando un apposito software. I tracciati grafici delle possibili superfici di rottura sono stati esportati in SlopeWTM (Geo-Slope International, Inc.) e sono state eseguite le analisi

di stabilità per determinare il fattore di sicurezza; questi fattori, per generalizzare i risultati, sono stati normalizzati dividendoli per il fattore di sicurezza trovato per la sola matrice.

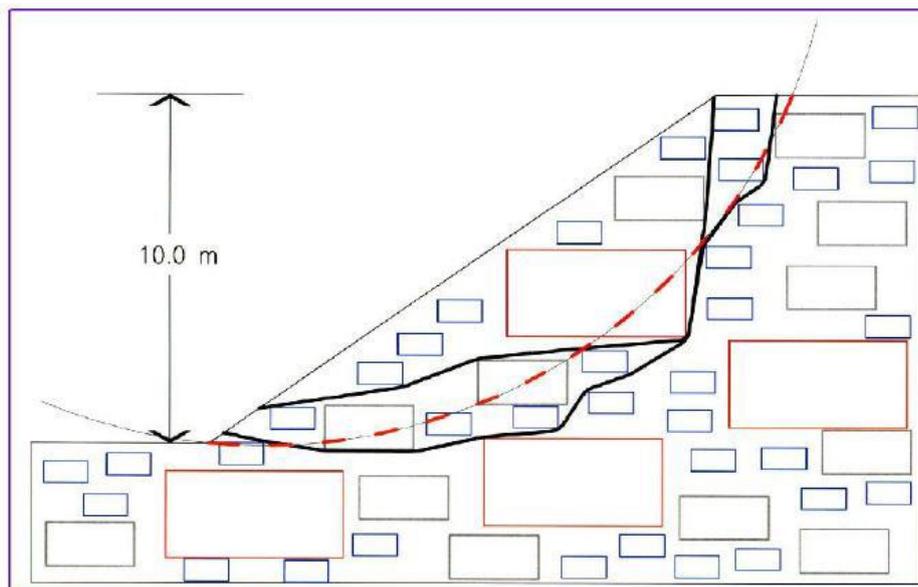


Figura 3.2.1 - Esempio del modello di bimrock con 50% di proporzione areale di blocchi e blocchi distribuiti casualmente. La linea tratteggiata è la superficie critica di rottura per la sola matrice; le linee in nero mostrano due possibili superfici di rottura per il bimrock (Medley, Sanz, 2003).

In Figura 3.2.2 sono riportati i risultati che mostrano una relazione tra il fattore di sicurezza normalizzato e la proporzione volumetrica dei blocchi; si evince che all'aumentare della proporzione volumetrica aumenta il fattore di sicurezza. Questo dipende dall'aumento della tortuosità delle superfici di rottura (Medley, Sanz, 2004).

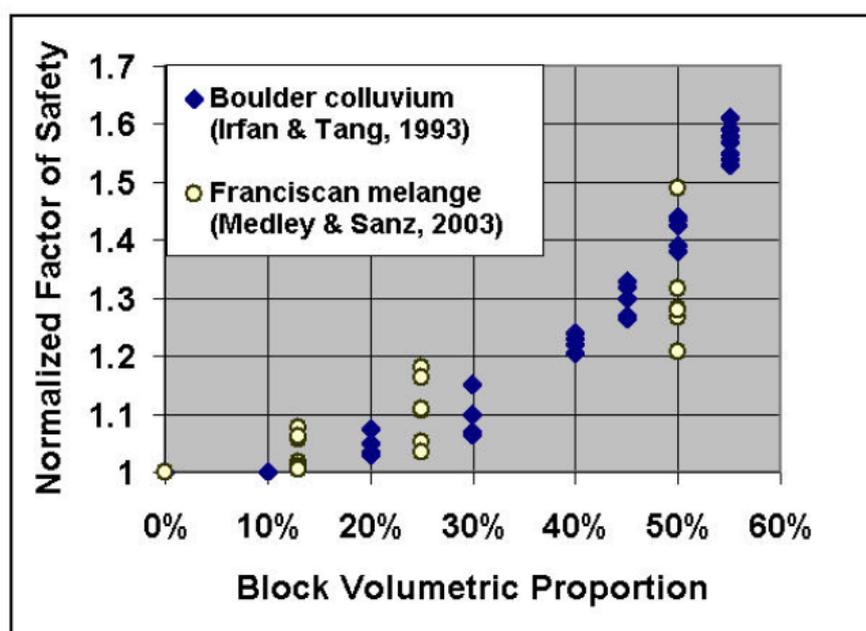


Figura 3.2.2 - Confronto dei risultati di modelli di diverse miscele roccia / matrice: colluvi di Hong Kong (Irfan & Tang, 1993) e melange francescano (Medley & Sanz, 2003).

In precedenza Irfan e Tang (1993) hanno effettuato delle analisi di stabilità teoriche come parte di un'analisi più ampia sulla resistenza a taglio del colluvio grossolano di Hong Kong. I modelli erano dei pendii alti 10 m e inclinati di 30° (Figura 3.2.3). I blocchi sono stati assunti di dimensione e distribuzione uniforme, con proporzioni volumetriche tra il 10 e il 55%. Le proprietà di resistenza della matrice sono state assunte come: $c' = 5$ kPa e $\phi' = 35^\circ$. E' stato utilizzato il metodo di analisi di stabilità di Morgenstern e Price (1965), su potenziali superfici di rottura a zigzag con ampiezze regolari (Figura 3.2.3). Irfan e Tang (1993) hanno stabilito come la stratificazione dei blocchi fosse importante quanto la proporzione volumetrica stessa. Le situazioni in cui la direzione principale dei blocchi era orientata parallelamente allo scorrimento del pendio hanno fornito bassi fattori di sicurezza normalizzati a causa dell'aumento della tortuosità della superficie di rottura. Hanno inoltre determinato che l'aumento dell'angolo di attrito con l'aumento della proporzione volumetrica è maggiore rispetto all'incremento della coesione.

Il confronto tra i risultati descritti (Medley e Sanz, 2003 vs Irfan, Tang e 1993) riportato in Figura 3.2.2 mostra che esiste una relazione tra i fattori di sicurezza normalizzati e le proporzioni volumetriche, nonostante le importanti differenze nelle geometrie del modello, nell'orientamento dei blocchi, nei materiali utilizzati e nei metodi utilizzati.

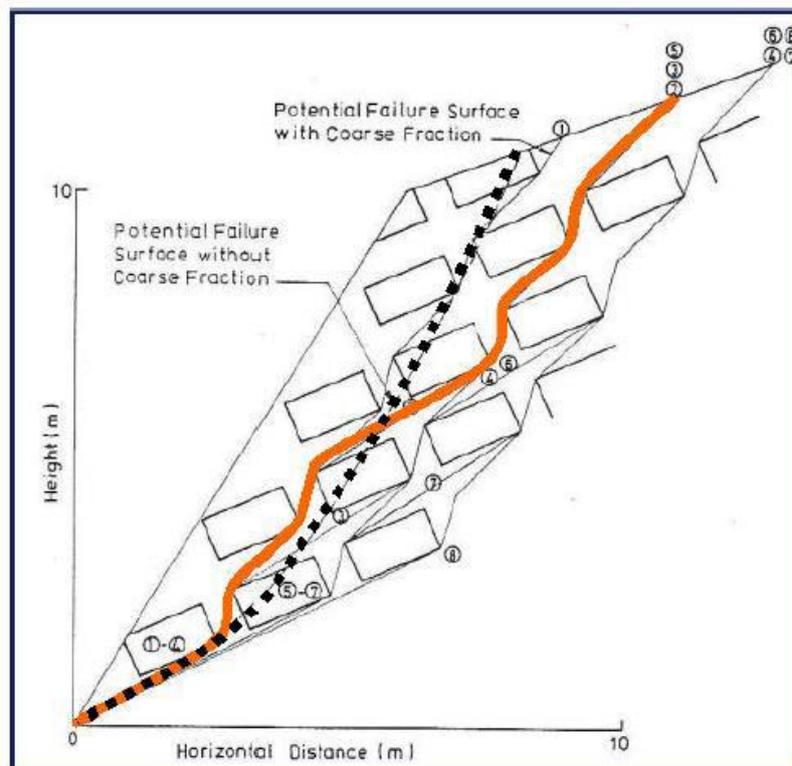


Figura 3.2.3 - Modello, con una percentuale di blocco del 20% di colluvio. La linea tratteggiata è la superficie critica di rottura per la sola matrice. La linea continua è una superficie tortuosa di rottura di prova (After Irfan & Tang, 1993).

Medley e Sanz (2004) sottolineano che dovrebbero essere effettuate ulteriori analisi per definire le variazioni statistiche. Fino alla proporzione volumetrica dei blocchi di circa 25-30% sembra che la presenza dei blocchi non influenzi le caratteristiche geomeccaniche del bimrock; tuttavia da questa percentuale fino al 55% si ha un notevole aumento della stabilità del pendio. Questa conclusione è simile a quella individuata da Lindquist e Goodman (1994), che hanno determinato un aumento di ben 16° sull'angolo di attrito rispetto alla sola matrice, per melange con proporzione volumetrica compresa tra il 25 e il 70%.

Medley e Sanz (2004) hanno infine stabilito che il fattore di sicurezza aumenta con la tortuosità della superficie di rottura. L'aumento è strettamente correlato alle proporzioni volumetriche e all'orientamento dei blocchi.

3.2.2. Metodi numerici

Alcuni autori hanno affrontato lo studio della stabilità di un pendio in bimrock utilizzando la modellazione numerica (Barbero et al., 2006, Napoli et al., 2018). Entrambi gli studi avevano come obiettivo l'analisi di stabilità del pendio al fine di valutare la variazione del fattore di sicurezza in funzione dei parametri caratteristici del bimrock.

L'analisi numerica nello studio di Barbero et al. (Barbero et al., 2006) è stata eseguita con il codice alle differenze finite FLAC (Itasca, 2000) modellando il mezzo come un continuo. È stato utilizzato un processo statistico di estrazione casuale per collocare i blocchi, in termini dimensionali e di orientamento. È stato inoltre sviluppato un software speciale per generare una mesh bi-materiale in un dominio poligonale, costituito da matrice e blocchi. I parametri di ingresso erano: VBP, l'esponente della distribuzione di frequenza delle dimensioni dei blocchi, le dimensioni minime e massime delle regioni ellittiche, il rapporto tra l'asse minore e maggiore delle ellissi ("e"), la direzione media e la deviazione standard del diametro massimo. Il file di output era in formato compatibile con il codice FLAC e conteneva gli indici delle celle il cui centro appartiene a un blocco con proprietà meccaniche adeguate. In Figura 3.2.4 è riportata la geometria del pendio; sono stati analizzati diversi modelli al variare di: VBP (20%, 35%, 50%), rapporto "e" (0,25, 0,5, 1) e orientamenti dell'asse maggiore del blocco rispetto alla direzione orizzontale (0° , 56° , 90° , 135°). Con la tecnica SRF (fattore di riduzione della forza) sono stati valutati i fattori di sicurezza al variare del VBP.

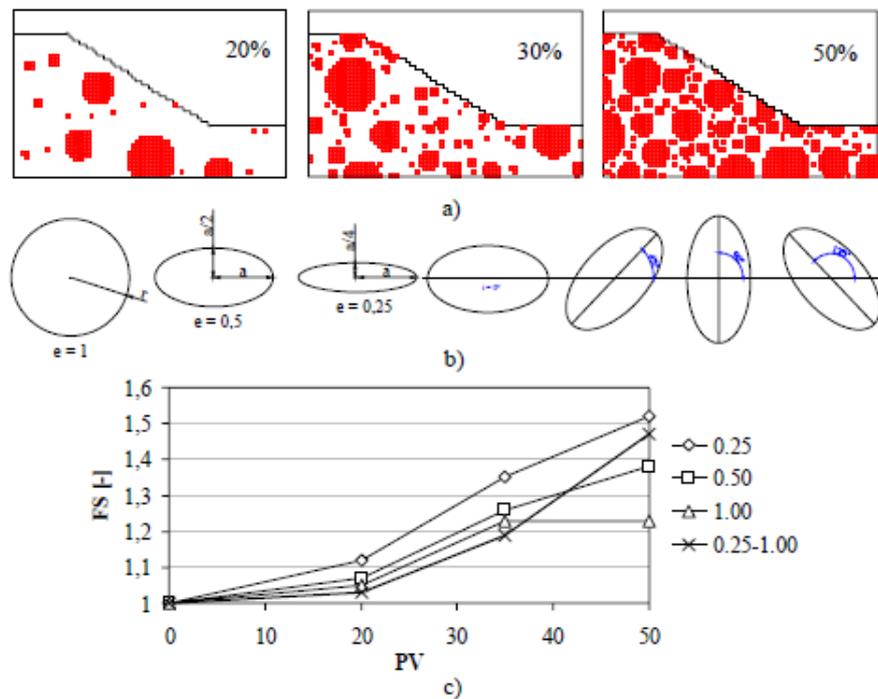


Figura 3.2.4 - a) modelli di pendenza per differenti VBP; b) forme e orientamenti dei blocchi analizzati; c) evoluzione del fattore di sicurezza al variare del VBP (Barbero et al., 2006).

Alcune importanti osservazioni sono derivate dai risultati delle analisi:

- Il fattore di sicurezza aumentava all’aumentare del VBP. Questo aumento era più evidente per VBP > 20%. Questo valore può essere considerato una soglia al di sotto della quale il pendio si comporta come costituito dalla sola matrice.
- Il fattore di sicurezza aumentava considerevolmente quando i blocchi avevano forma ovale schiacciata, era minimo invece per blocchi circolari. Questo poteva succedere poiché la forma dei blocchi ellittici potrebbe opporsi allo sviluppo della superficie di rottura, che quindi diventa più tortuosa.
- Per VBP = 20% non c’era un miglioramento di stabilità rispetto al caso della presenza della sola matrice, la superficie di scorrimento era ugualmente larga e profonda. Per VBP = 50% la stabilità del pendio aumentava notevolmente e le superfici di scorrimento erano ridotte e più superficiali.
- L’orientamento dei blocchi non sembrava influenzare il fattore di sicurezza per qualsiasi valore di VBP e di “e”. Questa influenza era però molto complessa e richiederebbe ulteriori analisi.

Lo scopo dello studio di Napoli et al. (Napoli et al., 2018) è stato, principalmente, di valutare gli effetti della presenza dei blocchi sulla stabilità di un pendio in bimrock.

Sono stati utilizzati gli approcci agli elementi finiti e all'equilibrio limite (FEM e LEM) su più di 90 modelli corrispondenti a quattro percentuali volumetriche: 25, 40, 55 e 70. Tramite un codice Matlab è stata definita la geometria e la posizione dei casuale dei blocchi circolari all'interno del pendio. Le analisi eseguite con il software Phase2 (FEM) sono state condotte con il metodo SRF (fattore di riduzione della forza) per il calcolo dei fattori di sicurezza. I metodo di Bishop e Spencer sono stati invece utilizzati per il calcolo dei FS con il metodo all'equilibrio limite (software Slide).

Sono stati inoltre applicati i criteri proposti da Lindquist (Lindquist, 1994) e Kalender (Kalender, 2014), che considerano un materiale omogeneo equivalente.

I principali risultati della ricerca sono stati:

Metodo agli elementi finiti

- Il fattore di sicurezza aumenta all'aumentare della VBP. Questa tendenza aumenta per percentuali superiori al 25% e può essere attribuita all'aumento della tortuosità della superficie di rottura all'aumentare della VBP.
- Le zone instabili tendono ad essere più superficiali all'aumentare della VBP.
- I volumi coinvolti aumentano all'aumentare della VBP, eccetto che per la VBP = 55%. Questo andamento risulta contraddittorio e necessita di un ulteriore approfondimento.
- Esiste una grande variabilità dei risultati dei volumi coinvolti e dei FS. Ciò conferma la necessità di effettuare le analisi di stabilità con un approccio stocastico per questi tipi di materiali.

Metodo all'equilibrio limite

- Fino alla VBP = 25% la presenza dei blocchi non influisce sul fattore di sicurezza. Al di sopra di questa percentuale volumetrica, l'aumento del FS risulta significativo, fino ad arrivare al suo massimo per la VBP = 70%.
- I volumi mobilizzati diminuiscono all'aumentare della VBP.
- Le superfici di rottura tendono ad essere molto superficiali.

Approcci di Lindquist e Kalender

- I fattori di sicurezza aumentano all'aumentare della VBP, mentre i volumi mobilitati diminuiscono.

- L'applicazione di questi approcci non consente di tenere in considerazione la tortuosità delle superfici di scivolamento, quindi la posizione delle potenziali superfici di scivolamento non può essere identificata correttamente.

3.3. Case histories

3.3.1. Diga Scott, Contea di Lake, California

Il primo caso riguarda la diga Scott e più precisamente i metodi utilizzati per caratterizzare il materiale di fondazione. La diga Scott è una diga a gravità in cemento sul fiume Eel che sfocia sul lago Pillsbury a circa 160 km a nord di San Francisco (Figura 3.3.1). La diga è stata costruita negli anni '20, e ha un'altezza di 40 m e una larghezza di 50 m (Medley, 1994).

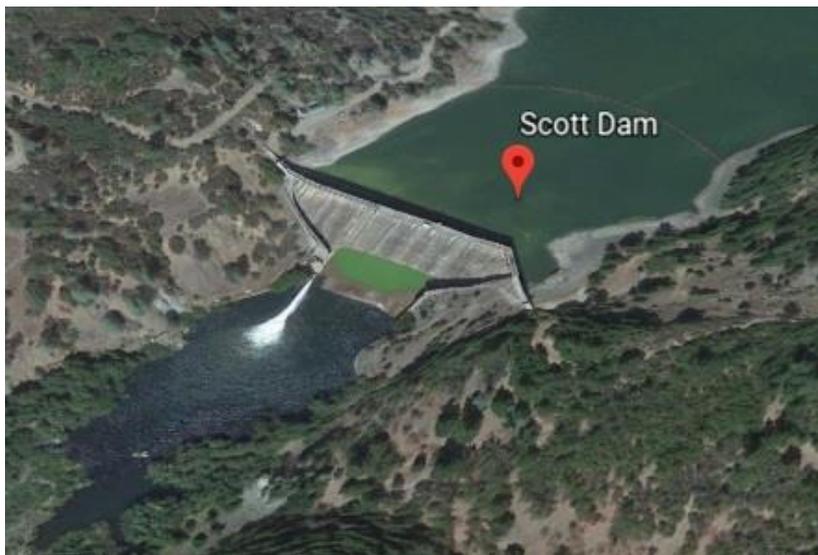


Figura 3.3.1 – Diga Scott sul lago Pillsbury (Google Earth, 2017).



Figura 3.3.2 - Mappa della zona del melange francescano (Eelriver.org, 2016)

Il lavoro di caratterizzazione del materiale di fondazione della diga è stato oggetto di molti anni di esplorazione, arrivando poi alla conclusione, ad oggi nota, che si tratta di franciscan melange. L'analisi di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza di circa 0,7, considerando le sole caratteristiche della matrice (Medley, 1994). Nel 1970 l'analisi geotecnica ha però stabilito che, poiché la diga non era andata incontro a processi di rottura e/o scivolamento, la presenza dei blocchi all'interno della matrice rendeva il melange molto più resistente. La resistenza totale del melange non dipende da quella dei blocchi, ma vi sono delle variabili che la influenzano come ad esempio la proporzione volumetrica dei blocchi. Il lavoro di Medley (1994) era volto proprio a valutare questo parametro oltre alla resistenza dei blocchi.

Solo nel 1982 è stata eseguita una perforazione con conseguente prelievo di un nucleo di circa 74 m, ma poiché il nucleo non era in buone condizioni, sono state eseguite delle misure direttamente dalle fotografie. In Figura 3.3.3 si notano alcuni blocchi (Medley, 1994).

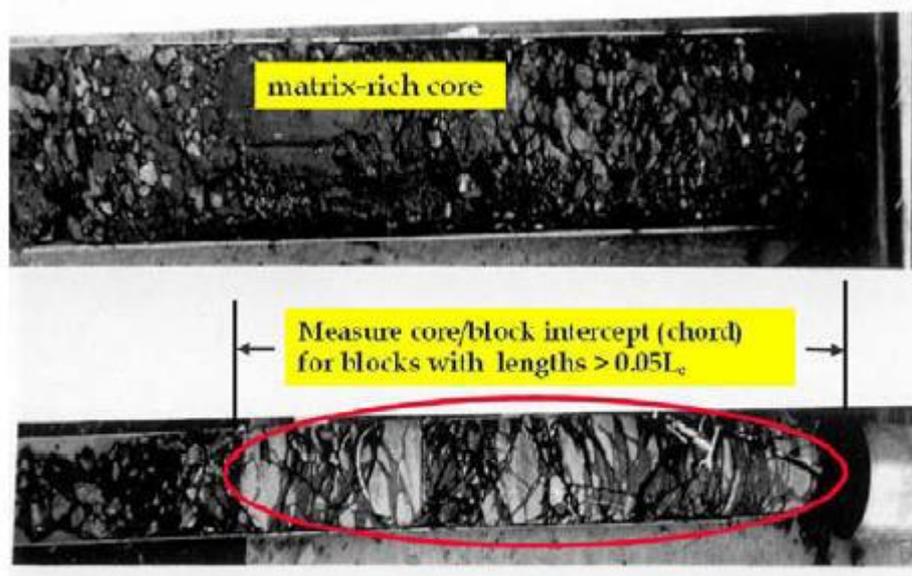


Figura 3.3.3 - Nucleo tipico prelevato da un'esplorazione nella diga Scott, mostra la matrice di scisto, contenente blocchi inferiori a $0,05 L_c$ (0,15 m); e un blocco misurabile (foto del professor Richard E. Goodman) (Medley, 2007b).

La potenziale zona di taglio è stata individuata al di sotto della base della diga, per uno spessore di 3 m all'interno del melange (Medley, 2007b). La dimensione ingegneristica caratteristica potrebbe essere considerata la larghezza della diga (50 m) o l'altezza (40 m). Un criterio conservativo di d_{max} dell'1% è stato utilizzato per stabilire la soglia blocco/matrice. Per d_{max} è stata però utilizzata una dimensione caratteristica di 3 m per ottenere una soglia dimensionale di blocco/matrice di 3 cm (Medley, 1994). Di conseguenza dalle foto sono stati misurati dei blocchi maggiori di 1-2 cm.

Sulla base di queste fotografie, Medley ha stimato la proporzione volumetrica considerando solo i blocchi superiori a 3 cm. Il recupero di campioni indisturbati è molto difficile nel bimrock: la matrice debole si deteriora, mentre i blocchi generalmente sopravvivono al carotaggio. Goodman e Ahlgren (2000) hanno spiegato che il recupero del campione del franciscan melange non ha dato un buon risultato, quindi le stime delle proporzioni lineari sono state effettuate durante il recupero del nucleo. Il nucleo è stato fotografato e circondato da pellicola di plastica per evitare che la matrice si disgregasse (Medley, 2007b).

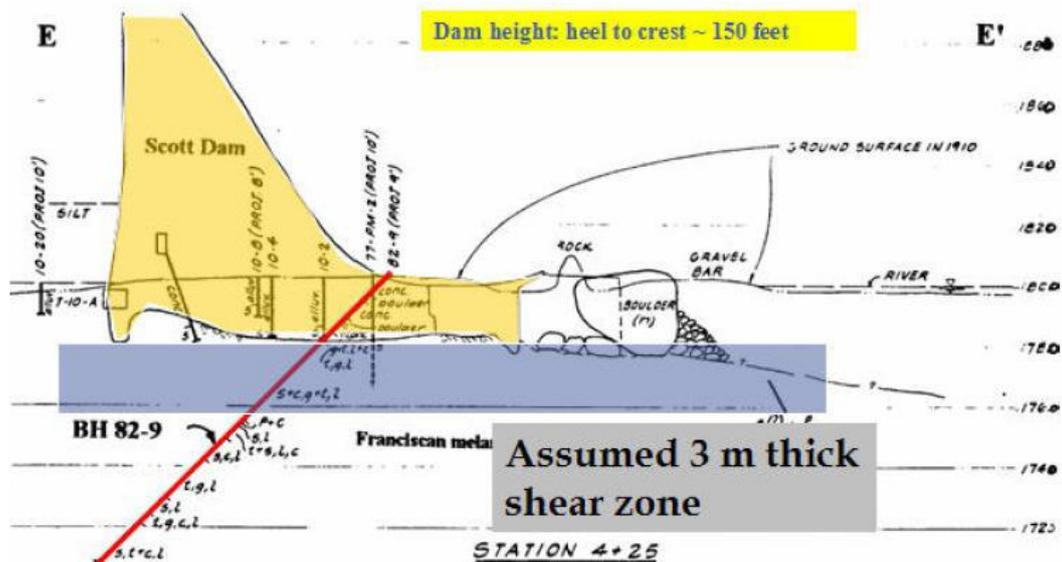


Figura 3.3.4 - Sezione trasversale della diga Scott (in arancione) che mostra un' esplorazione (rosso) e ha intercettato una zona di di potenziale rottura sotto la diga, supposta essere di 3 m di spessore (Medley, 2007b).

Le fotografie hanno permesso di determinare che la proporzione lineare dei blocchi per i primi 26 m è del 41%, questo valore scende al 36% nei primi 6 m e al 33% per i primi 3 m. Scegliendo una dimensione ingegneristica più grande, ad esempio i 50 m di larghezza della diga e utilizzando il criterio $0,05 d_{max}$, la soglia blocco/matrice diventa 1,5 m. Conseguentemente, la proporzione lineare varia da 0% per i primi 15 m fino al 15% per profondità superiori a 21 m sotto la diga (Medley, 1994) In Figura 3.3.5 è riportata una correlazione effettuata da Medley tra i dati ottenuti prima del 1982 e le indagini geologiche effettuate in quella data.

lithology group	symbol	Avg. block linear prone. (%)	Assigned Block Propn. (%)
graywacke (g,..)	g+t,l+c; g,l; g,l,c	88	100
siltstone (t..);	t; t,l,c;	100	100
siltstone/graywacke and graywacke-rich	g,s,l; g+s; t+c,g+l,c; t,g,c; ..	68	66
siltstone/shale	t+s; t,s,l,c; t,s; ...	46	33
shale/graywacke/siltstone	s,t; s,g; s+t; s+g; s,t,g; y+g; ...	28	25
shale (includes "phyllite")	s..; s+y; y; s,l; s,l,s; s,c,t; ...	8	10
clay	c	0	0
serpentinite	p; p+c	0	0

*** Note:** compilation is based on measurements of photographs of core from boreholes 82-1, 82-4, 82-8 and 82-9 at Scott Dam

Figura 3.3.5 – corrispondenza tra la litologia e le relative proporzioni lineari (Medley, 1994).

L'ultima colonna in Figura 3.3.5 mostra che alle diverse litologie è stata assegnata una proporzione volumetrica dei blocchi. La proporzione lineare dei blocchi equivale a quella volumetrica solo se i dati sono numerosi: per ottenere una stima accurata la lunghezza minima perforata deve essere 10 volte la lunghezza maggiore del blocco, quindi essendo la lunghezza massima stimata tra 30 e 43 m (Medley, 1997), la lunghezza di perforazione dovrebbe essere tra 300 e 430 m. In questo caso questa lunghezza è 150 m, quindi il rapporto volumetrico stimato deve essere corretto per considerare le incertezze.

La Figura 3.3.6 mostra come correggere la proporzione lineare dei blocchi (Medley, 1997). L'incertezza per una proporzione lineare del 40% è pari a 0,2; quindi il valore corretto è compreso tra il 32% e il 48%. E' stato scelto il valore più cautelativo (32%), poi ridotto da Goodman e Ahlgren (2000) al 31% grazie a successive esplorazioni.

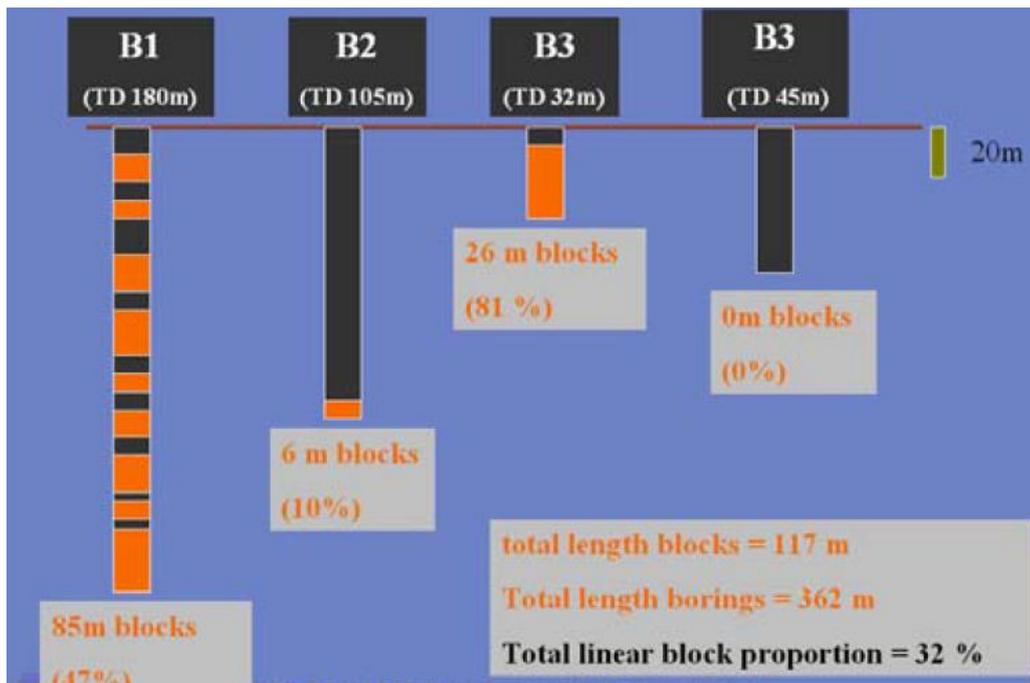


Figura 3.3.6 – Calcolo delle proporzioni lineari del blocco per singoli fori B1 a B4 e proporzione totale del blocco. In arancione è raffigurata l'intersezione con i blocchi. TD è la profondità totale di ogni perforazione rispetto scalata rispetto a una barra di 20 metri (Medley, 2007b).

La misurazione della proporzione lineare dalle fotografie delle carote è più semplice di quella diretta sulle carote (Medley, 1994); anche se questa procedura può essere considerata attendibile, sarebbe necessario sviluppare nuovi metodi per perfezionare la determinazione della proporzione volumetrica. La stima delle proporzioni di blocco è molto importante proprio perché correlata alla resistenza complessiva del bimrock (Lindquist, Goodman, 1994, Lindquist, 1994).

Alcuni autori (Lindquist, 1994, Goodman e Ahlgren, 2000) hanno eseguito delle prove triassiali di laboratorio, come indicato da vari studi tra cui quelli di Lindquist (1994) e Lindquist e Goodman (1994), per valutare la resistenza dei campioni con diverse proporzioni volumetriche. Il diametro dei campioni è stato scelto come dimensione caratteristica e i blocchi avevano una dimensione compresa tra il 5% e il 75% del diametro dei campioni. In Figura 3.3.7 sono diagrammati i risultati dell'angolo di attrito in funzione della proporzione volumetrica dei blocchi.

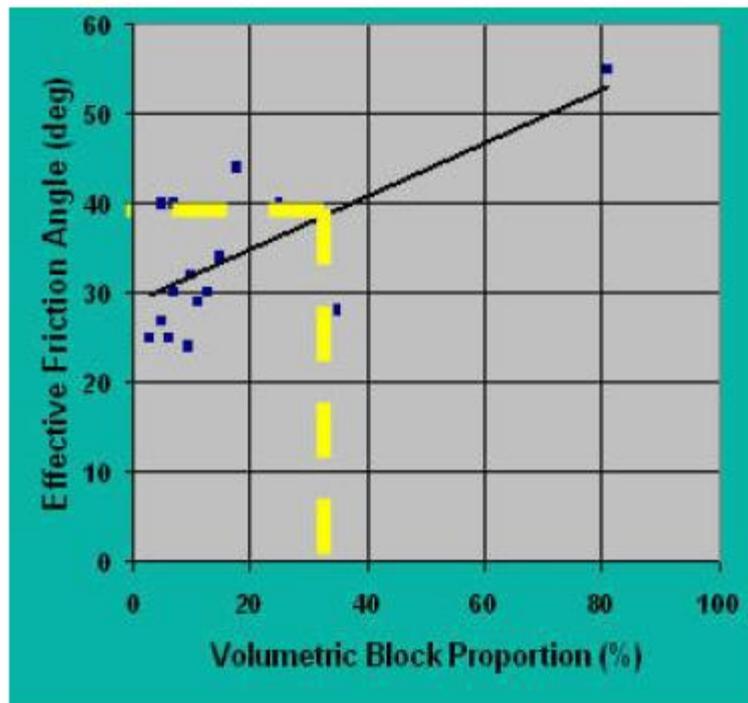


Figura 3.3.7 – Relazione tra l'angolo di attrito e la proporzione volumetrica, ricavata dai test di laboratorio sui campioni di melange francescano ricavati dal materiale della diga Scott nella California settentrionale (Goodman, Ahlgren, 2000, Medley, 2007b).

Il materiale sotto la diga Scott ha un angolo di attrito di 39° con una percentuale volumetrica del 31%. Successive analisi hanno confermato che la resistenza del bimrock è superiore a quella della sola matrice (Medley, 2007b). Grazie alle caratterizzazioni e alle analisi geotecniche, la Divisione della California delle Sicurezza Dighe e la Commissione Federale di Regolamentazione dell'Energia, concordano che la diga Scott è in condizioni di sicurezza (Goodman, Ahlgren, 2000).

3.3.2. La miniera di Santa Barbara, Italia

La miniera di lignite di Santa Barbara si trova in Toscana nel Valdarno Superiore (Figura 3.3.8), tra i comuni di Cavriglia e San Giovanni Valdarno (Arezzo). Gli studi di Coli (2010) sono finalizzati alla caratterizzazione meccanico-strutturale del bimrock che caratterizza questo sito, tramite avanzati metodi di indagine da convalidare. Il lavoro prevede lo sviluppo di una prova di taglio non convenzionale sul bimrock, tenendo conto della presenza dei blocchi e analizzando le proprietà morfologiche e spaziali dei blocchi da immagini digitali.



Figura 3.3.8 – Miniera di Santa Barbara (Google maps, 2017)

La miniera si estende per circa 15 km², comprendendo le aree minerarie e di stoccaggio. In Figura 3.3.9 è raffigurata l'intera area mineraria. Il lavoro di estrazione si è concluso nel 1994, ma quando Coli (2010) ha condotto il suo studio erano in atto le attività di ripristino e recupero ambientale, per sviluppare un piano di riutilizzo di quest'area.

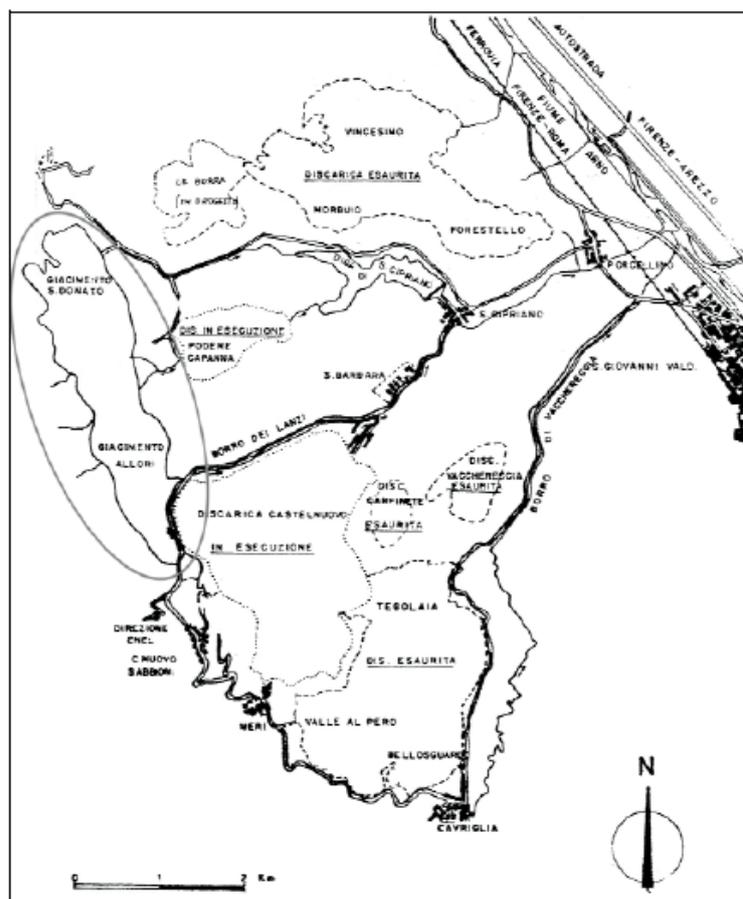


Figura 3.3.9 - Planimetria generale della miniera di Santa Barbara (Coli, 2010).

Nel corso degli anni si sono verificati problemi di instabilità dei pendii, per questa ragione il recupero ambientale è legato alla pianificazione del territorio per la stabilità dell'area. Lo studio di Coli (2010) affronta proprio il problema di introdurre nuovi metodi per analizzare questi scenari.

Coli (2010) ha concentrato le sue analisi sul pendio Allori, costituito da un tipico melange con matrice argillosa caratterizzata da una struttura complessa a scaglie (“argille scagliose”) e blocchi di origine calcarea. I blocchi sono apparentemente distribuiti nella matrice in maniera casuale e a prima vista non è possibile riconoscere un'orientazione preferenziale di clasti né alla scala dell'incavo né alla scala dell'intero pendio. I clasti assumono prevalentemente contorni irregolari, ma sono anche rilevabili abbondanti clasti arrotondati. E' tuttavia possibile riconoscere un'orientazione preferenziale data dalla direzione principale delle scaglie. Sono presenti blocchi tabulari-prismatici di grandi dimensioni (qualche decina di metro), blocchi sub-sferici di dimensioni metriche, pezzame calcareo angoloso di dimensioni da qualche decimetro a pochi centimetri. I blocchi tabulari sono delimitati da fratture estensionali (Coli, 2010).

La coltivazione del giacimento di lignite nel pendio Allori, ha determinato la formazione di un ampio versante, che nella configurazione del 2010, raggiunge i 180 m di altezza per una lunghezza massima di 1.500 m (Figura 3.3.10)

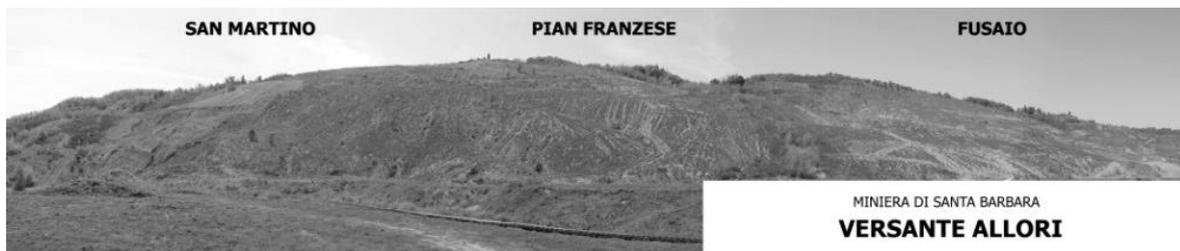


Figura 3.3.10 - Ripresa panoramica del versante Allori nella configurazione del 2010. Il versante estende in tre località: San Martino, Pian Franzese e Fusaio (Coli, 2010).

La zona è caratterizzata da una complessità geologica e geotecnica, dovuta alla presenza del bacino estrattivo, sul quale poggiano in discordanza i terreni fluvio-lacustri dove sono presenti i banchi di lignite (Figura 3.3.11)

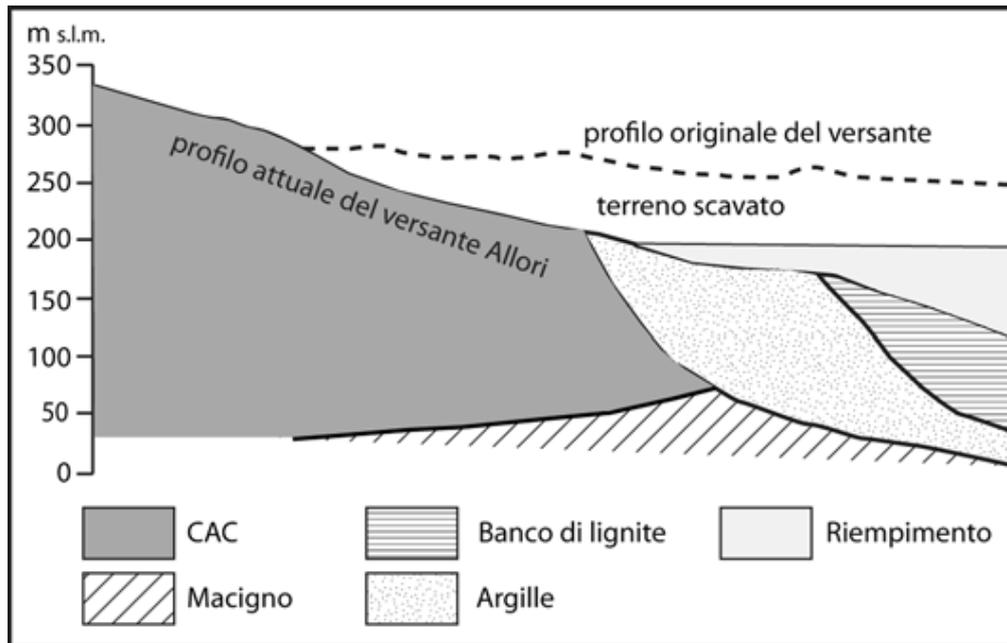


Figura 3.3.11 - Schema geologico del versante Allori (Coli, 2010)

Il restauro dell'area è stato effettuato riprofilando il pendio di Allori con dei dozer, uniformandone l'aspetto con tre grandi gradini di pendenza di 12° e altezze variabili da 30 a 50 m, separate da strade di servizio. Le instabilità che caratterizzano il pendio sono essenzialmente due:

- frana rotazionale: movimenti riconducibili allo scivolamento rotazionale. In Figura 3.3.12 è riportata un'immagine dell'instabilità rilevata nella porzione Pian Franzese e Fusaio del versante Allori. L'estensione massima è di circa 80 m con profondità di scorrimento di circa $10 \div 15$ m dal livello del suolo e un volume massimo stimato di circa 20000 m^3 . In prima analisi, risulta una riattivazione possibile delle masse franate in presenza di modifica dello stato tensionale o delle pressioni interstiziali.



Figura 3.3.12 - Scarpata di frana rotazionale presente sul versante Allori (Coli, 2010).

- fratture in contropendenza: discontinuità morfologiche collocate nella porzione di San Martino del pendio Allori, riportato in Figura 3.3.13, con andamento sub-parallelo al versante, a volte arcuato. Vi sono dei gradini in contropendenza da ritenersi attivi, con rigetto dei gradini di anche un metro raggiunto in non più di un paio d'anni. La lunghezza massima cartografata è di circa 160 m.



Figura 3.3.13 - Frattura in contropendenza. Il rigetto di circa 80 cm è stato raggiunto in circa due anni (Coli, 2010).

In Figura 3.3.14 è riportata la cartografia ricavata mediante tracklog GPS che riporta le forme di dissesto presenti sul versante.

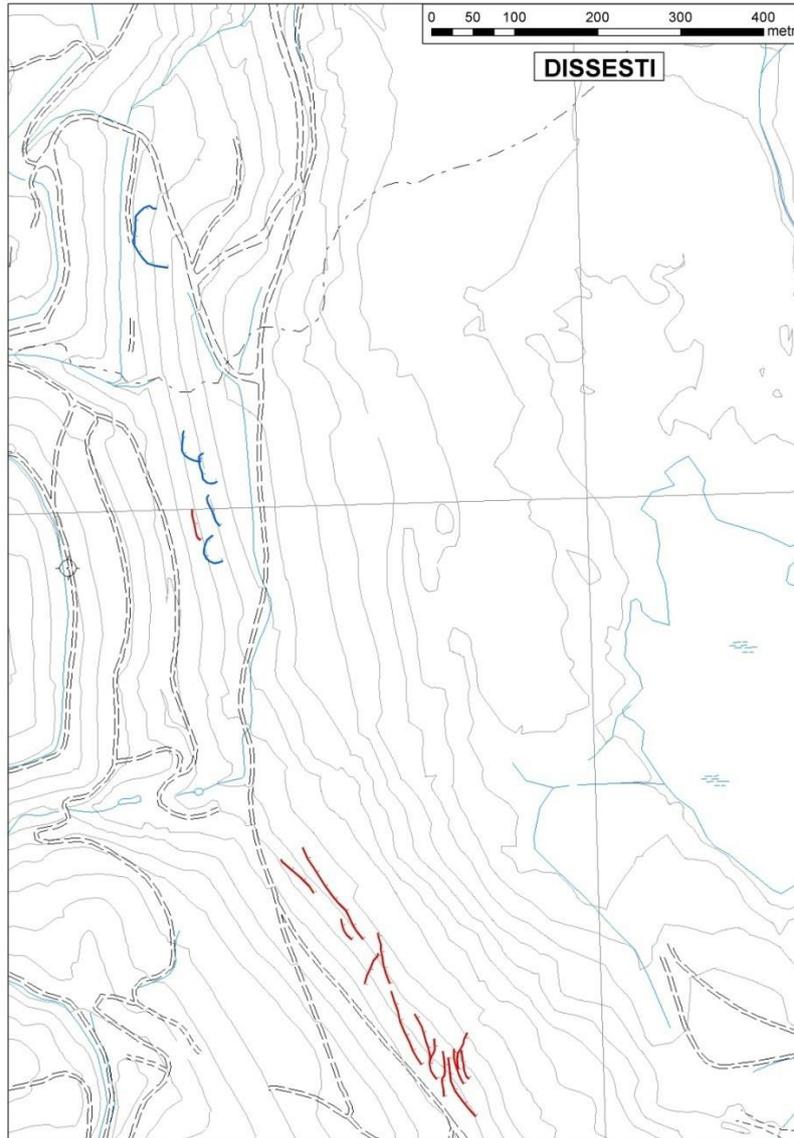


Figura 3.3.14 - Dissesti rilevati sul versante Allori mediante tracklog GPS. In blu sono riportate le corone delle frane rotazionali, in rosso le tracce delle fratture in contropendenza (Coli, 2010).

Negli anni 1964-1974 sono stati condotti i primi studi geologici poiché sin dall'inizio delle attività minerarie si evincevano i problemi geotecnici del pendio. Gli scavi per la coltivazione del lignite sono iniziati nel 1978 e terminati nel 1994, con la definitiva chiusura della miniera. I movimenti sono avvenuti fin dai primi scavi e continuati durante tutte le attività di coltivazione (Coli, 2010). L'altezza del fronte di scavo era di 240 m, e durante lo scavo è stato effettuato un monitoraggio basato su indagini topografiche e inclinometri, ma al momento dello studio di Coli (2010) era attivo solo il monitoraggio topografico. Gli studi condotti da D'Elia (2006) sulla base del monitoraggio, riportano l'evoluzione dell'instabilità del fronte di scavo analizzata con un modello di pendio indefinito in condizioni di "equilibrio plastico attivo" suddivisa in tre fasi:

- 1) fase di deformazione in condizioni lontane dalla rottura (1979 - 1983): questa fase coincide con l'inizio degli scavi; le deformazioni sono attribuite a movimento di creep del versante con velocità di deformazione fino a 2 mm/d e spostamenti massimi ≤ 1 m;
- 2) fase di deformazione in condizioni prossime alla rottura (1984 - 1987): quando il versante ha raggiunto un'altezza massima di 150 m ed un'inclinazione di 16° , la velocità media dei movimenti è aumentata fino a 25 mm/d. In questa fase, secondo gli Autori, si è instaurata una condizione di equilibrio plastico attivo nella fascia medio-alta del versante, con la formazione di bande di taglio subverticali, che sono poi evolute secondo un meccanismo di ribaltamento flessionale, dando origine in superficie alle fratture in contropendenza;
- 3) fase di rottura (1984 - 1994): superati i 150 m di altezza del fronte si sono registrate evidenze della formazione di una superficie di scorrimento rotazionale profonda propagatasi fin oltre il piede del versante.

Alla fine delle attività minerarie, il versante è stato riempito al piede con 150 m di materiale di discarica, arrestando considerevolmente lo spostamento. Il sistema di monitoraggio, nel periodo della ricerca di Coli (2010), ha indicato uno spostamento di 16 mm / anno (DST, 2009).

Coli (2010) durante la sua ricerca ha sviluppato un nuovo test in situ, chiamato BimTest, utile a determinare la resistenza a taglio di una porzione della massa di roccia, tenendo presente l'influenza dei blocchi all'interno del bimrock. Per ogni campione viene ricavato il VBP. Il test è configurato in modo che la superficie di rottura possa seguire percorsi tortuosi dati dalla presenza dei blocchi. Coli (2010) ha effettuato sei prove sulla creta calcarea, fornendo le seguenti informazioni:

- la curva forza-spostamento ha mostrato in alcuni casi un doppio punto di snervamento. Questo comportamento è già stato trovato durante i test eseguiti negli studi di Li et al. (2004) e Xu et al. (2007,2008) ed è dovuto all'influenza crescente dei blocchi sulla resistenza complessiva;
- il confronto tra i parametri c e ϕ ottenuti dal Bimtest e quelli effettivi della matrice confermano che i primi sono caratterizzati da un angolo di attrito maggiore e una minore coesione;

- la relazione tra VBP e c e ϕ è confermata. L'angolo di attrito ha una relazione lineare con il VBP, mentre la coesione è molto sensibile alla soglia di VBP pari al 20-25%, o altrimenti trascurabile.

Il BimTest ha però mostrato alcune limitazioni:

- nessun sistema per la misurazione delle pressioni interstiziali e per il controllo del drenaggio del campione è stato implementato;
- durante l'avanzamento della piastra frontale, il pistone subisce una forza di sollevamento verso l'alto che tende a inclinarlo, provocando un'inflessione nella direzione di carico. Per evitare questo problema, il pistone è stato ancorato alla piastra di supporto.

Coli (2010) ritiene che siano necessari ulteriori perfezionamenti all'apparecchiatura.

L'autore ha inoltre confermato che l'analisi delle immagini è un valido strumento per la determinazione delle caratteristiche morfologiche e dimensionali dei blocchi. La procedura sviluppata da Coli (2010) consiste nell'isolare sulle fotografie i blocchi dalla matrice utilizzando filtri di segmentazione semiautomatica. La segmentazione automatica deve essere supervisionata da un operatore esperto e seguita da un post-processo di filtraggio. La velocità di esecuzione e l'accuratezza dei risultati sono garantiti solo se esistono determinate condizioni:

- le immagini utilizzate devono essere caratterizzate da un contrasto di intensità tra la temperatura dei livelli dei grigi caratteristici della matrice e quella dei blocchi;
- l'illuminazione delle foto deve essere più uniforme possibile; la presenza di ombre influenza la significatività dell'immagine binaria.

L'analisi condotta da Coli (2010) conferma di fatto i risultati di molte ricerche precedenti. Le proprietà dimensionali dei blocchi funzione della dimensione massima osservabile (d_{mod}) si conferma essere un valido e pratico strumento per lo studio del bimrock, come già detto da Medley (1994), anche se con alcuni problemi legati alla perdita di informazioni sulla distribuzione spaziale (Coli, 2010).

La ricerca di Coli (2010) si basa sull'analisi geostatica; per ottenere i parametri di variabilità spaziale e le caratteristiche dei blocchi sono stati utilizzati dei metodi di analisi digitale e un'elaborazione delle informazioni morfologiche. L'analisi ha rilevato che, per la scala di indagine, vi è la ricorrenza di tre strutture elementari di variabilità spaziale, ognuna delle quali descrive la variabilità di una classe dimensionale dei blocchi. Le strutture evidenziate sono:

- modello sferico su piccola scala, con dimensioni medie isotropiche di 8 mm;
- piccolo modello esponenziale di flusso collegato ai blocchi con dimensione media isotropica intorno a 11-15 cm;
- modello esponenziale a grande scala, collegato ai blocchi con dimensione media isotropica tra 30-300 mm;

Gli indici geostatici, che quantificano specifiche proprietà spaziali dei blocchi si ritiene siano correlati con i parametri di resistenza ottenuti dal BimTest. Questo è un risultato importante per modellare le variazioni spaziali e di resistenza del bimrock, risparmiando tempo sulle indagini in situ (Coli, 2010).

In definitiva, la ricerca condotta da Coli (2010) ha permesso di sviluppare metodologie avanzate di indagine e caratterizzazione del materiale, fornendo risultati molto soddisfacenti e confermando la loro validità.

Capitolo 4

Analisi di stabilità con approccio stocastico: modellazione numerica

L'approccio utilizzato in questa tesi per l'analisi della stabilità delle formazioni strutturalmente complesse consiste nell'analizzare con metodo numerico il materiale complesso, considerando separatamente matrice e i blocchi. Il metodo prevede la definizione della posizione, forma e orientamento dei blocchi nella matrice con un procedimento statistico, come suggerito da Barbero et al (2006). Verrà utilizzato il metodo agli elementi finiti implementato nel codice di calcolo Phase2 versione 8.0, per valutare la stabilità di un semplice versante costituito da bimrock, valutando l'influenza della VBP (percentuale volumetrica dei blocchi), la posizione e infine la dimensione dei blocchi. Le VBP analizzate sono quattro: 25%, 40%, 55% e 70%. Gli stessi modelli sono stati utilizzati per l'analisi con il metodo all'equilibrio limite implementato nel software Slide 6.0, come in alcuni lavori presenti in letteratura (Medley, Sanz, 2003; Irfang, Tang, 1993) che studiano il problema della stabilità dei pendii in bimrock.

4.1. Fasi di implementazione

I modelli bidimensionali costituiti da matrice e blocchi sono stati generati da un codice Matlab, posizionando casualmente blocchi di dimensioni variabili all'interno della geometria del pendio scelta. Il lavoro si articola in varie fasi:

- Matlab:
 - Il codice Matlab ha consentito di effettuare un'estrazione casuale dei diametri dei blocchi rocciosi a partire da una data distribuzione statistica e di posizionarli, in modo random, all'interno della geometria del pendio;
 - Il codice Matlab ha fornito, come output, un file di testo contenente le coordinate e la posizione dei blocchi.

- Autocad:
 - trasformazione del file .txt fornito dal codice Matlab, in un file .scr;
 - apertura del file .scr in AutoCAD e generazione del file .dxf.
- Phase2:
 - importazione file .dxf;
 - impostazione del modello
 - risoluzione.
- Slide:
 - importazione file .dxf;
 - impostazione del modello
 - risoluzione.

4.1.1. Matlab

L'allegato 1 riporta lo script completo del codice MATLAB utilizzato. Il programma genera casualmente le dimensioni dei blocchi, di forma ellittica con eccentricità 0,5, e li posiziona sempre casualmente all'interno della geometria del pendio. Il codice è suddiviso in diverse fasi:

- definizione delle caratteristiche geometriche del pendio;
- estrazione casuale dei diametri dei blocchi;
- posizionamento casuale dei blocchi all'interno del pendio;
- generazione di un file.txt contenente le coordinate del centro e le dimensioni dei semiasse maggiore e minore dei blocchi.

Il modello bidimensionale del pendio con le relative caratteristiche geometriche è riportato in Figura 4.1.1.

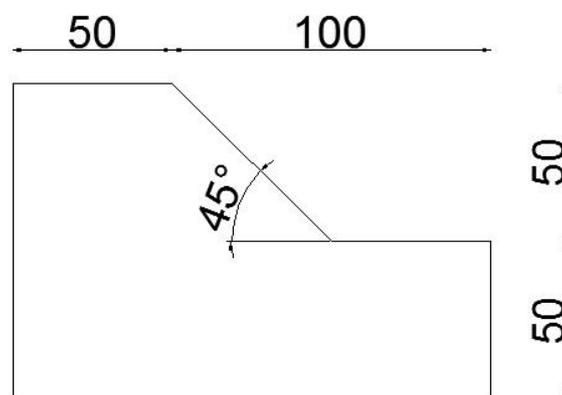


Figura 4.1.1 – Geometria del pendio

I dati geometrici del pendio devono essere inseriti come dati di ingresso nel programma per eseguire il corretto posizionamento dei blocchi all'interno di esso. Deve essere inoltre definita la percentuale volumetrica, considerando una tolleranza in questo caso posta pari a 1/40 di essa.

Il programma, data l'altezza del pendio (considerata come dimensione caratteristica) e la frazione volumetrica esaminata, genera una serie di blocchi estratti casualmente da una popolazione di diametri, che devono essere compresi tra il 5% e il 75% della dimensione caratteristica. La funzione di distribuzione in termini probabilistici è:

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

Con:

- q = esponente della distribuzione dimensionale dei blocchi; è stata utilizzata una distribuzione dimensionale tipica del "Franciscan melange": q = 2.0 (Medley, Lindquist, 1995).
- a = lunghezza dell'asse minore dei blocchi;
- b = lunghezza dell'asse maggiore dei blocchi;
- d = diametro dei blocchi.

Tramite inversione della formula si ricavano gli assi dei blocchi. In Figura 4.1.2 è riportata la distribuzione degli assi dei blocchi in termini probabilistici.

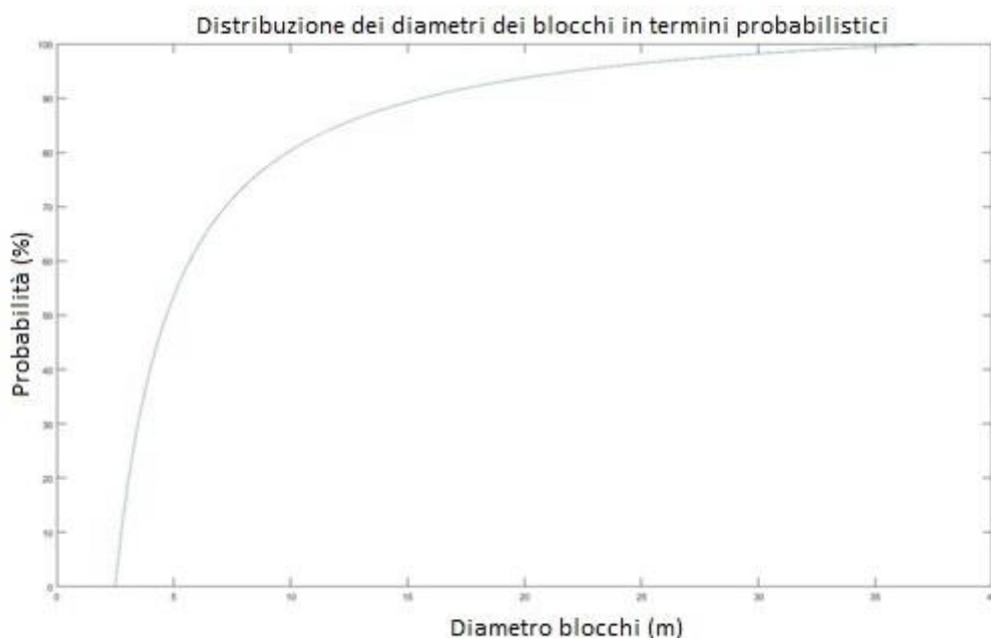


Figura 4.1.2 – Distribuzione degli assi in termini probabilistici

All'interno del codice Matlab un ciclo while ferma l'estrazione quando il volume dei blocchi corrisponde alla frazione volumetrica definita come input. Il modello è considerato bidimensionale, nonostante questa ipotesi in generale non è considerata valida per i bimrock reali (Medley, 1997), e la proporzione areale dei blocchi è considerata equivalente alla proporzione volumetrica. L'area dei blocchi è ottenuta attraverso i valori dei semiassi estratti casualmente, distribuiti secondo l'equazione della funzione di distribuzione.

Il programma colloca casualmente i blocchi all'interno del pendio rispettando alcune condizioni:

- i blocchi non devono intersecarsi tra loro
- i blocchi non devono intersecare i confini del pendio (si verificherebbe una perdita di percentuale volumetrica).

I risultati, per ogni estrazione corrispondente a una determinata VBP, sono quindi memorizzati in un file .txt per facilitare poi la fase successiva.

4.1.2. Autocad

Il file .txt contenente le coordinate e le lunghezze dei semiassi dei blocchi ellittici è stato trasformato in un file .scr includendo all'interno le parole "orto on" e "ellisse", rispettivamente nella prima e nella seconda riga. Il primo comando fa sì che i semiassi delle ellissi siano disegnati perfettamente in direzione orizzontale e verticale, il secondo permette al programma di riconoscere le righe di comando immesse come delle ellissi, cioè leggere i numeri presenti nel file rispettivamente come coordinate del centro e coordinate degli assi delle ellissi. La prima fase è quindi lanciare Autocad e nella riga di comando digitare "SCRIPT" (esegue una sequenza di comandi da un file di script), selezionare il file e premere INVIO. Nel foglio di Autocad si possono visualizzare tutte le ellissi.

In teoria il modello sarebbe pronto per essere importato nei programmi di calcolo tuttavia, nella fase successiva, sono stati riscontrati dei problemi di riconoscimento delle ellissi. I programmi di calcolo utilizzati infatti, supportano l'importazione solo di POLILINEE, mentre nel file generato la natura delle linee è ELLISSE. I file Autocad necessitano quindi un'ulteriore modifica prima di poter essere utilizzati.

Il file Autocad con le ellissi è stato salvato in formato R12/LT2 (in questo formato le ellissi sono state trasformate in polilinee 3D che potranno essere trasformate poi in polilinee). Il

file salvato in questo formato è stato aperto e a questo punto le polilinee sono state esplose con il comando ESPLODI. Le ellissi saranno così composte da una serie di punti che possono essere facilmente trasformate in polilinee con il comando EDITA POLILINEA. A questo punto è stato possibile salvare il file nel formato .dxf pronto per l'utilizzo. Il procedimento appena descritto è stato quindi ripetuto per tutte le estrazioni effettuate.

4.1.3. Phase2

Phase2 è un potente programma agli elementi finiti 2D per applicazioni su suolo e roccia. Può essere utilizzato per una vasta gamma di progetti di ingegneria civile, geotecnica e mineraria.

Nell'analisi numerica agli elementi finiti, la massa rocciosa viene considerata come un sistema continuo; i vantaggi di questo tipo di analisi sono: la possibilità di includere il comportamento elastico e plastico nelle analisi, la possibilità di non dover specificare alcuna superficie di rottura e quella di poter seguire il processo deformativo.

La geometria del modello viene divisa in porzioni discrete, questi elementi che di solito hanno una forma elementare (triangolare o quadrata) sono collegati tra loro da nodi. Gli elementi e i nodi insieme determinano la mesh dell'elemento (vedi Figura 4.1.3).

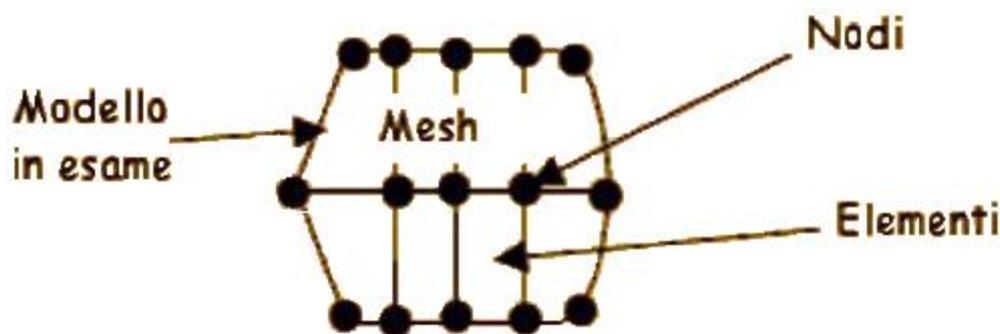


Figura 4.1.3 – Esempio di discretizzazione di un modello FEM (Gambassi, 2007).

Per l'analisi statica agli elementi finiti, l'equazione che rappresenta l'equilibrio può essere scritta nella seguente forma:

$$k\Delta U = P - F$$

dove P rappresenta il vettore di carichi applicati, F il vettore di forze interne e ΔU il vettore di spostamenti del nodo considerato. Nell'analisi non lineare il carico P viene applicato in una serie di gradini di carico P (1), P (2), P (3),

L'analisi agli elementi finiti consiste nel risolvere l'equazione per ΔU . Per l'ennesima fase di carico, l'equazione viene risolta con un processo iterativo nella forma:

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

Convenzione sulle tensioni

Utilizzando un programma, è molto importante conoscere le convenzioni utilizzate dagli sviluppatori dello stesso, per evitare di non interpretare correttamente i risultati. In Figura 4.1.4 – (a) convenzione per gli elementi solidi (b) convenzione per tensione lineare assiale, momento e taglio positivi sono riportate le convenzioni usate in Phase2.

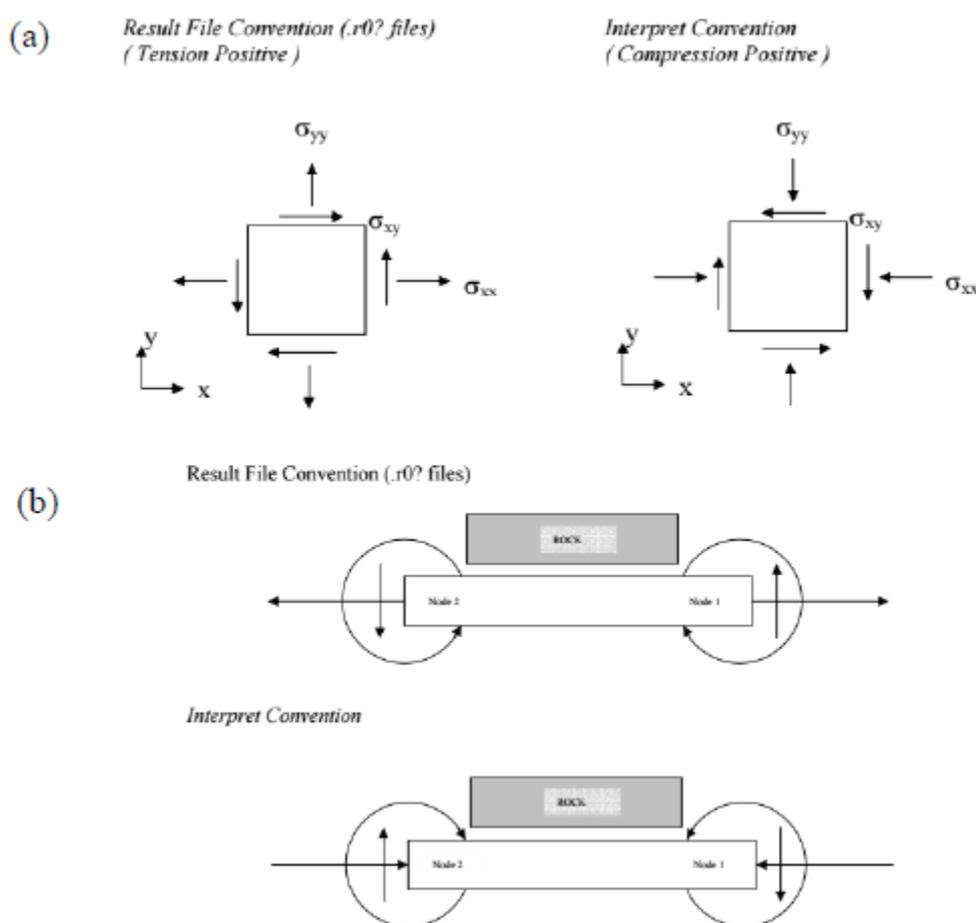


Figura 4.1.4 – (a) convenzione per gli elementi solidi (b) convenzione per tensione lineare assiale, momento e taglio positivi

Modello costitutivo

I metodi numerici sono molto importanti per l'analisi dei problemi ingegneristici in campo geotecnico. E' fondamentale però, scegliere la giusta legge costitutiva che descriva accuratamente il comportamento sforzo-deformazioni del materiale. Vediamo di seguito una breve descrizione del modello utilizzato nelle analisi: elastico perfettamente plastico.

Modello elastico perfettamente plastico

I modelli elastici possono, in generale, fornire una prima stima delle deformazioni previste; tuttavia la non linearità del comportamento del suolo è indice di plasticità, con deformazioni permanenti e irreversibili (Wood, 2004). La relazione sforzo/deformazione del modello elastico non riesce a esprimere il reale comportamento complesso di un terreno, per questo motivo si utilizza di solito un modello elastico perfettamente plastico.

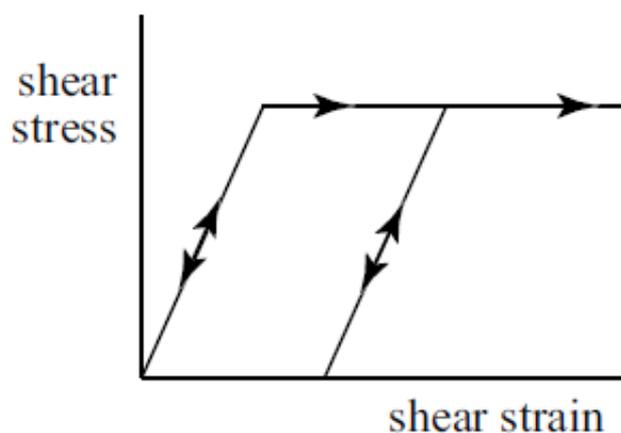


Figura 4.1.5 – Modello elastico perfettamente plastico (Wood, 2004)

Modello elastico perfettamente plastico di Mohr-Coulomb

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb è uno dei più usati nel campo della meccanica delle rocce. Questo modello è implementato nella maggior parte dei programmi agli elementi finiti utilizzati nel campo dell'ingegneria civile, tra i quali Phase2.

Il criterio 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 quel piano (σ) in funzione delle caratteristiche del materiale:

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

dove c' è la coesione e φ' è l'angolo di attrito interno del materiale. In Figura 4.1.6 è rappresentata la relazione nel piano di Mohr.

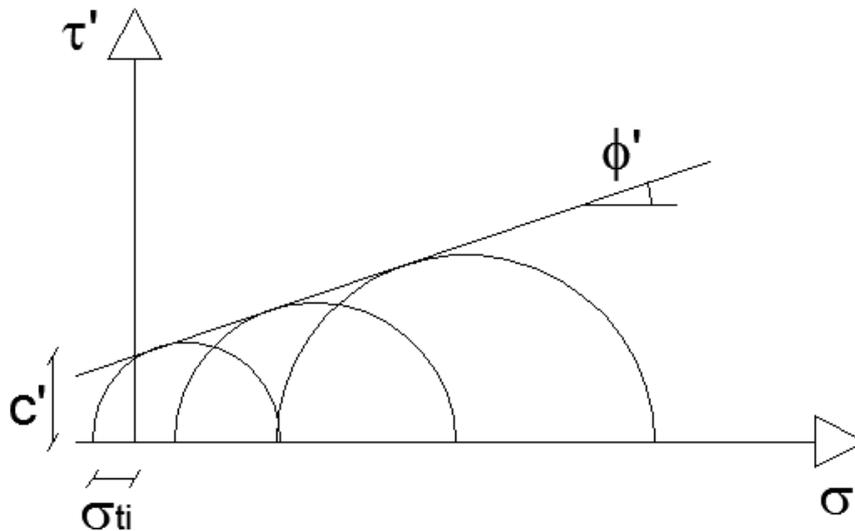


Figura 4.1.6 – Criterio di rottura di Mohr-Coulomb

Metodo SSR (Shear Strength Reduction)

Questa tecnica di riduzione delle resistenze è implementata in Phase2 e consente di eseguire un'analisi di stabilità del pendio agli elementi finiti calcolando il fattore di riduzione critico per il modello assegnato. Il fattore di riduzione equivale quindi al fattore di sicurezza del pendio ed è anche definito come il “rapporto tra la resistenza a taglio effettiva e quella richiesta per evitare il movimento”, o anche come il “fattore con il quale la resistenza al taglio deve essere ridotta per avere l'incipiente rottura in un pendio” (Duncan, 1996).

I concetti base del metodo SSR sono:

- i parametri di resistenza vengono ridotti di un certo fattore (SRF) e viene effettuata l'analisi di sollecitazione agli elementi finiti;
- il procedimento viene ripetuto per diversi valori di SRF fino a quando i risultati non convergono;
- viene determinato il fattore di riduzione delle resistenze critico (SRF).

Applicando la tecnica SRF al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb si ha:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \phi'}{F}$$

L'approccio SSR elasto-plastico non necessita di ipotesi sulla superficie di rottura (tipo, forma e posizione) rispetto invece ai metodi all'equilibrio limite (riportati nel Paragrafo 4.1.4). Un altro aspetto positivo di questo approccio è l'eliminazione delle ipotesi riguardo le forze interstriscia. Il metodo può, inoltre, monitorare le deformazioni attese e lo sviluppo

delle zone di rottura. E' importante però sottolineare che, per avere risultati affidabili, è essenziale costruire dei modelli attendibili (scelte corrette di dimensione, mesh e parametri di input).

Generazione del modello e definizione caratteristiche

Per poter procedere con l'analisi con il software Phase2 è necessario impostare il modello come segue:

- definire la geometria del pendio, discretizzare e creare la mesh;
- definire le condizioni al contorno;
- definire le proprietà dei materiali e assegnarle agli elementi;
- assegnare le condizioni tensionali iniziali;
- decidere gli steps da inserire nell'analisi;
- lanciare l'analisi del programma;
- interpretare i risultati.

La geometria del pendio è stata definita come indicato nel paragrafo 4.1.1. Il file generato da Matlab e modificato in Autocad è stato importato nel programma. E' stato scelto di ampliare il modello aggiungendo delle aree di contorno a comportamento elastico, per evitare l'influenza delle condizioni di bordo sul comportamento dell'area di bimrock.

La definizione della mesh è una fase molto importante per evitare problemi di convergenza o errori sui risultati ed avviene successivamente alla discretizzazione. Questo processo divide le linee di confine in segmenti che formeranno poi la struttura della mesh, E' stata utilizzata una mesh triangolare a 6 nodi come suggerito dagli sviluppatori del software, poiché per questa geometria del problema risulta essere più precisa e efficace. La mesh è stata inoltre infittita in corrispondenza di zone critiche come ad esempio all'interno del pendio e soprattutto in corrispondenza della probabile superficie di scivolamento.

Le condizioni al contorno definite sono tipiche dei pendii: cerniere alla base del modello, che impediscono spostamenti orizzontali e verticali, e carrelli ai lati, che impediscono solo gli spostamenti orizzontali.

Per poter definire le proprietà del materiale, bisogna assegnare una legge costitutiva ai blocchi e alla matrice. E' stato adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb considerando il bimrock elastico al primo stage e dal secondo stage elastico perfettamente plastico. Il materiale di contorno è elastico in ogni stage.

Le proprietà assegnate alla matrice e ai blocchi del bimrock sono riassunte in Tabella 4.1.1 e sono basate sullo studio effettuato da Li et al. (2004); allo spazio esterno sono state assegnate le stesse caratteristiche della matrice.

	c [kPa]	φ [°]	E [MPa]	ν	σ_t [MPa]	ρ [kg/m ³]	σ_{ci} [MPa]
MATRICE	30	24	37,5	0,25	0,02	2200	92,4
BLOCCHI	600	40	5124	0,22	0,5	2700	2573,4

Tabella 4.1.1 – Proprietà della matrice e dei blocchi

Sono state inoltre effettuate altre simulazioni, per ogni percentuale volumetrica analizzata, considerando il bimrock come un materiale omogeneo equivalente, assegnando i parametri ricavati dagli studi di Lindquist (1994) e Kalender (2004), riportati nel capitolo 2. I valori attribuiti al materiale equivalente al bimrock sono riportati nelle tabelle 4.1.2 e 4.1.3:

Lindquist			
VBP [%]	40	55	70
ϕ_{tot} [°]	28,5	33	37,5
c_{tot} [kPa]	18	13,5	9

Tabella 4.1.2 - Parametri calcolati con l'approccio di Lindquist

Kalender				
VBP [%]	25	40	55	70
ϕ [°]	24,48	27,02	28,81	29,43
σ_{ci} [kPa]	51,97	35,25	22,55	12,90
c [kPa]	16,72	10,80	6,67	3,77

Tabella 4.1.3 – Parametri calcolati con l'approccio di Kalender

E' stato assegnato, a tutto il pendio, uno stato tensionale naturale gravitazionale. Il programma calcola automaticamente la tensione verticale agente su ogni elemento in base al peso del materiale che si trova al di sopra di esso.

Sono stati definiti in tutto 12 stage: nel primo è stato assegnato un comportamento elastico a tutti i materiali; dal secondo in poi, con i blocchi e la matrice aventi comportamento elasto-plastico, è stato simulato uno scavo suddiviso in 10 steps fino alla definizione della geometria del versante in analisi.

In Figura 4.1.7 è riportato un esempio del modello. I risultati ottenuti sono analizzati nel capitolo 5.

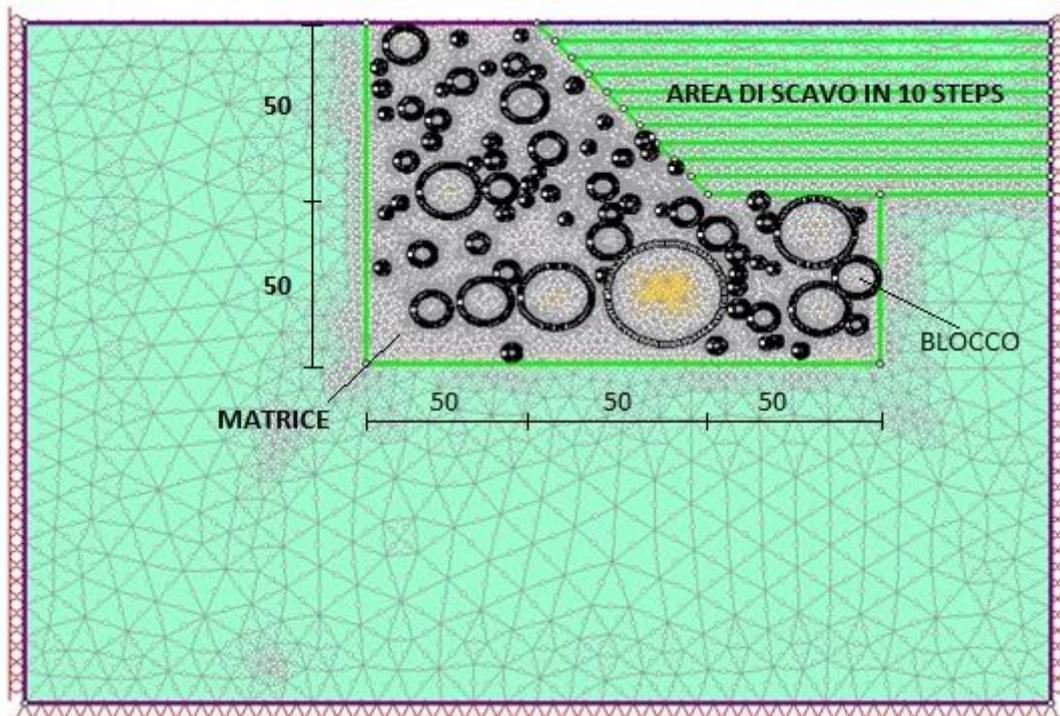


Figura 4.1.7 – Esempio di un modello di Phase2

4.1.4. Slide

Slide è un programma di analisi della stabilità dei pendii all'equilibrio limite. Nota la geometria del versante e le caratteristiche di resistenza dei materiali, il programma valuta il fattore di sicurezza globale e la superficie critica di problemi 2D. L'analisi si basa su metodi delle strisce nei quali le equazioni per il calcolo del fattore di sicurezza sono ricavate considerando l'equilibrio globale dell'intero ammasso. La geometria del volume sotteso da ogni superficie di scivolamento analizzata viene suddivisa in strisce (Figura 4.1.8) e viene calcolato l'equilibrio di ciascun concio (Figura 4.1.9). La sommatoria dei singoli contributi dei conci fornisce l'equilibrio dell'intero ammasso.

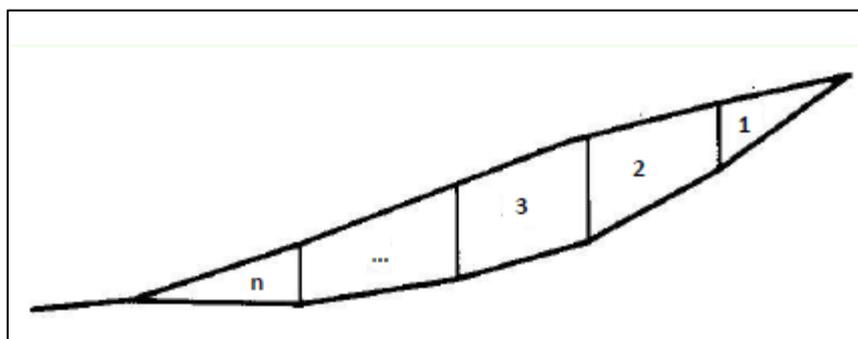


Figura 4.1.8 – Superficie di scivolamento suddivisa in strisce

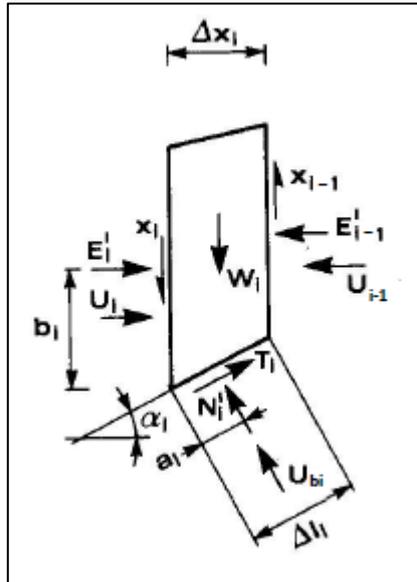


Figura 4.1.9 – Forze che agiscono su ciascun concio

Le incognite totali sono:

- n forze N_i' normali alla base di ciascun concio
- $(n-1)$ componenti E_i'
- $(n-1)$ componenti tangenziali X_i
- n coordinate a (punto di applicazione delle N_i')
- $(n-1)$ coordinate b (punto di applicazione delle E_i')
- coefficiente di sicurezza F

Le incognite $(5n-2)$ risultano quindi essere maggiori rispetto alle equazioni disponibili $(3n)$. I metodi utilizzati per risolvere questo problema differiscono nelle ipotesi di partenza.

Si possono distinguere in:

- metodi rigorosi in cui le tre equazioni di equilibrio devono essere soddisfatte contemporaneamente (metodo di Spencer).
- metodi semplificati in cui solo due equazioni vengono utilizzate e soddisfatte (metodo di Bishop semplificato)

Metodo di Bishop semplificato

Il metodo di Bishop semplificato ricava il fattore di sicurezza considerando l'equilibrio alla traslazione del concio e alla rotazione attorno al centro della superficie cilindrica a direttrice circolare considerata (Figura 4.1.10).

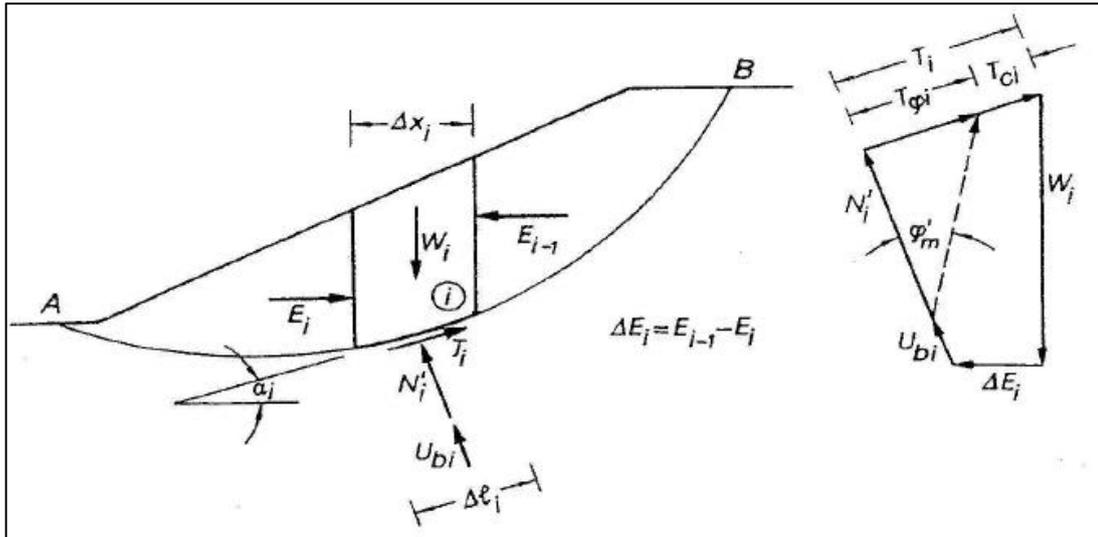


Figura 4.1.10 – Modello utilizzato nel metodo di Bishop semplificato

1. Dall'equilibrio alla rotazione intorno ad O (centro dell'arco di circonferenza) si ricava F:

$$F = \frac{\sum c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi'}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

2. Dall'equilibrio alla traslazione verticale della striscia si ricava N'_i :

$$N'_i = \frac{W_i + \Delta X_i \frac{1}{F} c' \Delta l_i \sin \alpha_i - U_{bi} \cos \alpha_i}{\frac{1}{F} \tan \varphi' \sin \alpha_i + \cos \alpha_i}$$

3. Si sostituisce l'equazione al punto 2 nell'equazione al punto 1:

$$F = \frac{\sum (c' b_i + (W_i - U_{bi} \cos \alpha_i) \tan \varphi' + \Delta X_i \tan \varphi') \frac{1}{m_{\alpha i}}}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Si è posto $m_{\alpha i} = \frac{1}{F} \tan \varphi' \sin \alpha_i + \cos \alpha_i$

4. E trascurando le forze interstriscia orizzontali ($X_i=0$):

$$F = \frac{\sum (c' b_i + (W_i - U_{bi} \cos \alpha_i) \tan \varphi') \frac{1}{m_{\alpha i}}}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

La formula non è esplicita quindi è necessario un procedimento iterativo per ricavare F.

1. Il valore di F di primo tentativo coincide con quello calcolato col metodo di Fellenius moltiplicato per 1.2 o 1.1 a seconda dei casi.
2. Calcolo $m_{\alpha i}$, con l'ausilio dell'abaco (Figura 4.1.11), a partire da F definito in 1.

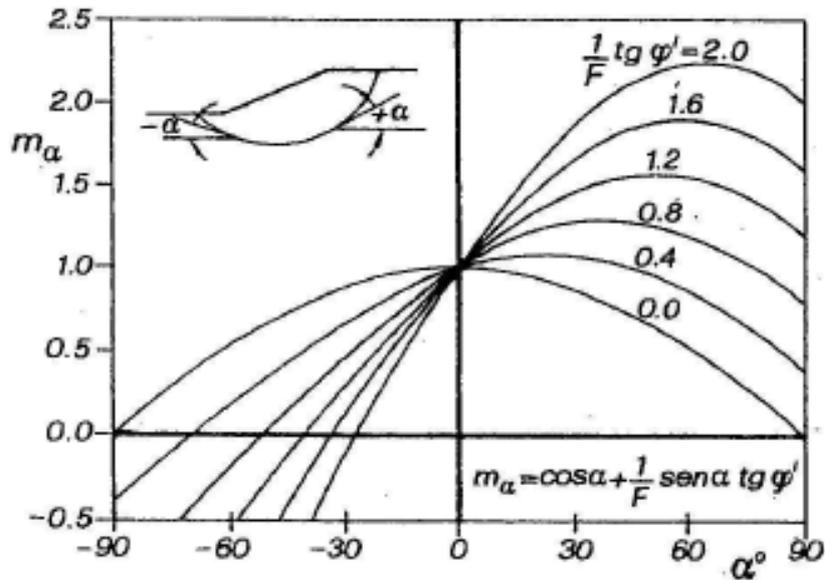


Figura 4.1.11 - Abaco per il calcolo di $m_{\alpha i}$

3. Inserisco $m_{\alpha i}$ nell'equazione di F
4. Sostituisco il valore di F appena calcolato nell'equazione:

$$(m_{\alpha i} = \frac{1}{F} \tan \varphi' \sin \alpha_i + \cos \alpha_i) \quad \text{trovando un nuovo valore di } m_{\alpha i}$$
5. Ripeto 3. e 4. fino a convergenza del valore di F (il calcolo si ferma quando la differenza tra due successive determinazioni di F risulta minore di una prefissata quantità, tolleranza)

Metodo di Spencer

È un metodo rigoroso utilizzabile su superfici di qualsiasi forma basato sull'ipotesi che l'inclinazione rispetto all'orizzontale delle forze di interstriscia sia costante per tutti i conci (Figura 4.1.12). Il metodo è basato sulla risoluzione di tutte le equazioni di equilibrio (l'equazione di equilibrio alla rotazione e le due equazione di equilibrio alla traslazione).

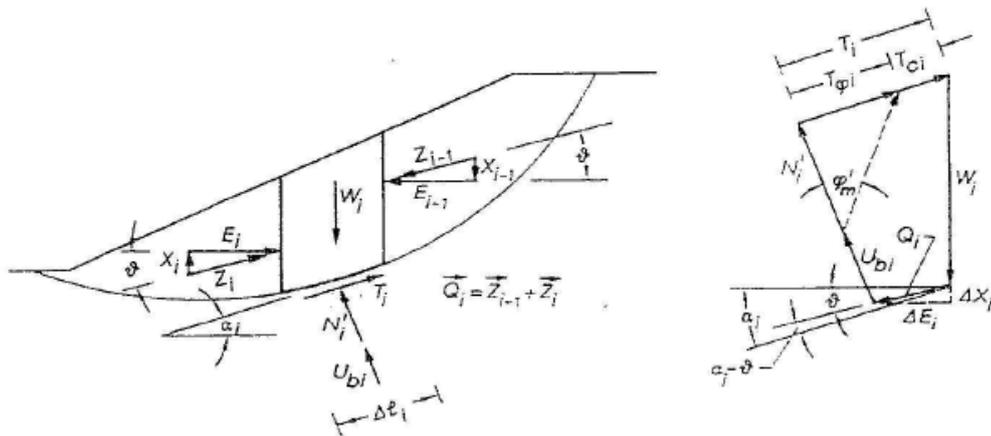


Figura 4.1.12 - Modello utilizzato nel metodo di Spencer

Combinando:

- L'equilibrio in direzione normale alla base

$$W_i \cos \alpha_i = Q_i \sin(\alpha_i - \theta) + N'_i + U_{bi}$$

- L'equilibrio in direzione parallela alla base

$$W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos(\alpha_i) = \frac{1}{F} N'_i \tan \phi' + \frac{1}{F} c' \Delta l_i$$

Si ottiene la risultante delle forze laterali totali Z_i e Z_{i-1} :

$$Q_i = \frac{\frac{1}{F} c' \Delta l_i + \frac{1}{F} (W_i \cos \alpha_i - U_{bi}) \tan \phi' - W_i \sin \alpha_i}{W_i \cos(\alpha_i - \theta) + \frac{1}{F} \sin(\alpha_i - \theta) \tan \phi'}$$

Le forze interne Q_i formano un sistema equilibrato, per cui (in assenza di forze e momenti concentrati all'estremità della superficie di scivolamento) sussiste:

$$\begin{aligned} \sum \Delta X_i &= \sum Q_i \sin \theta = 0 \\ \sum \Delta E_i &= \sum Q_i \cos \theta = 0 \\ \sum M &= \sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta) R = 0 \end{aligned}$$

Ossia dal momento che θ è costante avremo:

$$\sum Q_i = 0 \quad (\text{equilibrio forze})$$

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta) = 0 \quad (\text{equilibrio momenti})$$

Quindi per una sequenza di valori θ vengono calcolati F_f e F_m . Il valore del fattore di sicurezza verrà considerato quello per il quale $F_f = F_m$.

Generazione del modello e definizione caratteristiche

Per procedere con le analisi è stato necessario definire le caratteristiche geometriche e meccaniche del modello. Entrambi i processi sono uguali a quelli già visti nel paragrafo 4.1.3. E' stata eseguita una ricerca della superficie critica utilizzando una griglia variabile a seconda delle necessità date, di volta in volta, dalla geometria dei modelli. I risultati sono riportati nel Capitolo 5; in Figura 4.1.13 è riportato come esempio uno dei modelli.

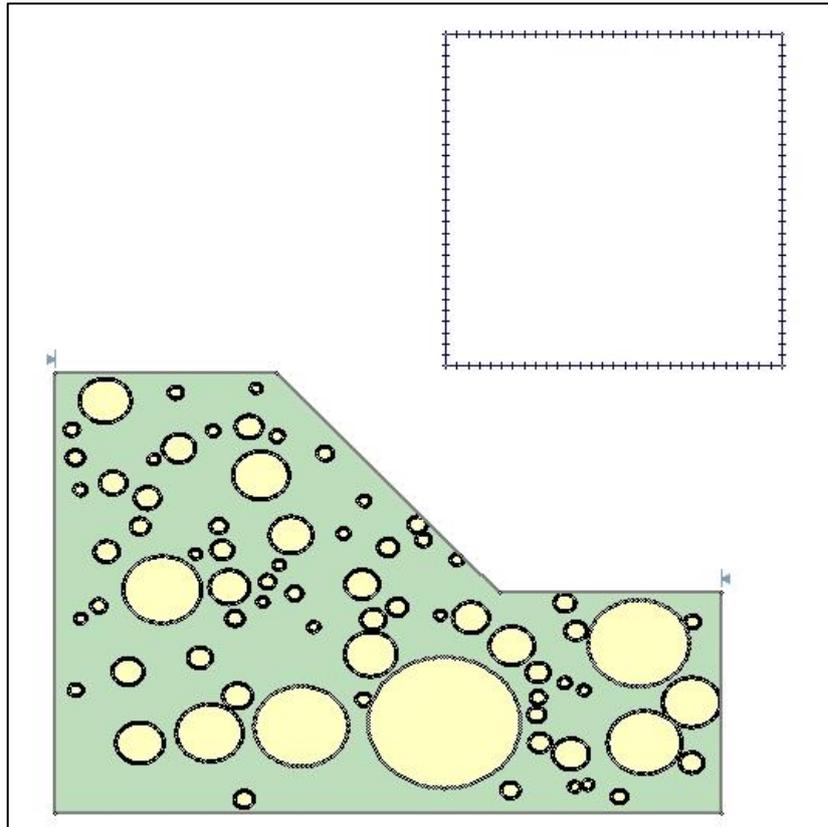


Figura 4.1.13 – Esempio di un modello di Slide

Capitolo 5

Analisi di stabilità con approccio stocastico: risultati

Per ognuna delle quattro percentuali volumetriche considerate: 25%, 40%, 55% e 70%, sono stati analizzati 15 campioni, estratti casualmente come già spiegato nel paragrafo 4.1.1. Le analisi sono state effettuate sia con Phase2 che con Slide, confrontando i risultati ottenuti sia in termini di fattore di sicurezza che di volumi mobilitati. Sono stati inoltre utilizzati due approcci proposti rispettivamente da Kalender e Lindquist, che considerano il bimrock come materiale omogeneo equivalente.

I vari modelli sono stati nominati in modo seriale per distinguerli tra loro, ad esempio: 25_1_FEM indica la prima estrazione (modello) della VBP 25 analizzato con il metodo agli elementi finiti (FEM). L'acronimo LEM indica invece il metodo all'equilibrio limite.

5.1. Analisi numerica (FEM)

I 15 modelli utilizzati per ogni VBP differiscono tra loro per posizione e dimensione dei blocchi all'interno del pendio. Il fattore di sicurezza è stato calcolato con il metodo SSR già descritto nel paragrafo 4.1.3. I volumi mobilitati sono stati calcolati considerando la superficie sottesa dagli sforzi di taglio massimi.

5.1.1. Analisi numerica nell'ipotesi di sola matrice

Il primo modello analizzato è quello costituito dalla sola matrice trascurando quindi la presenza dei blocchi. Questo modello è stato utilizzato solo come termine di paragone con le altre analisi. In Tabella 5.1.1 sono riportati il valore del fattore di sicurezza e del volume mobilitato.

	FS	Volume [m ³]
MATRICE_FEM	0,8	1356,04

Tabella 5.1.1 – Valori di FS e volume mobilitato per il modello costituito dalla sola matrice con approccio FEM

La Figura 5.1.1 mostra la zona di deformazione di taglio massima. La superficie critica è abbastanza profonda e tendenzialmente curvilinea.

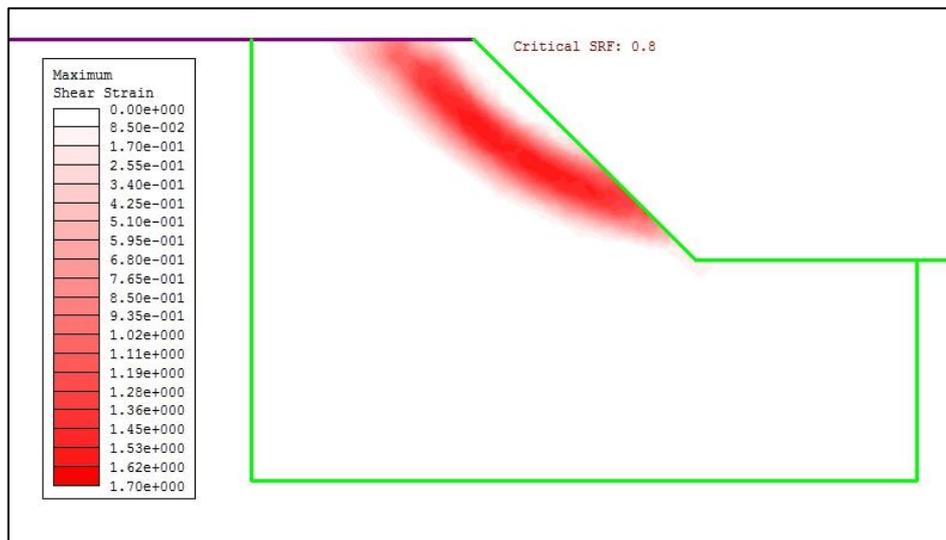


Figura 5.1.1 – Massima deformazione di taglio per il modello MATRICE_FEM

5.1.2. Analisi numerica VBP 25%

In Tabella 5.1.2 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per i 15 modelli analizzati per la VBP 25. I modelli differiscono tra loro per la dimensione e la posizione dei blocchi all'interno del pendio.

	FS	Volume [m ³]
25%_1_FEM	0,81	750,7
25%_2_FEM	0,76	646,38
25%_3_FEM	0,76	925,95
25%_4_FEM	0,76	1061,18
25%_5_FEM	0,77	572,69
25%_6_FEM	0,76	619,21
25%_7_FEM	0,83	887,02
25%_8_FEM	0,79	727,85
25%_9_FEM	0,79	510,44
25%_10_FEM	0,88	401,68
25%_11_FEM	0,75	671,17
25%_12_FEM	0,78	782,67
25%_13_FEM	0,78	737,6

25%_14_FEM	0,8	666,38
25%_15_FEM	0,85	1014,44
MEDIA	0,79	731,69
DEV_STANDARD	0,04	182,13

Tabella 5.1.2 – Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 25 con il metodo FEM

I fattori di sicurezza variano da 0,75 a 0,88, risultano pertanto a volte inferiori e altre volte superiori al fattore di sicurezza trovato per il modello costituito dalla sola matrice. Questo potrebbe dipendere dalla posizione dei blocchi all'interno del pendio. I valori del volume coinvolto sono invece tutti inferiori a quelli del modello costituito dalla sola matrice.

In Figura 5.1.2 è riportato un esempio di deformazione massima di taglio del modello 25_1. E' possibile notare che le deformazioni massime in tutti i 15 casi (riportate nell'Allegato 2) si hanno all'interno della matrice e la tortuosità della superficie di scivolamento dipende in particolar modo dalla posizione e dalla dimensione dei blocchi.

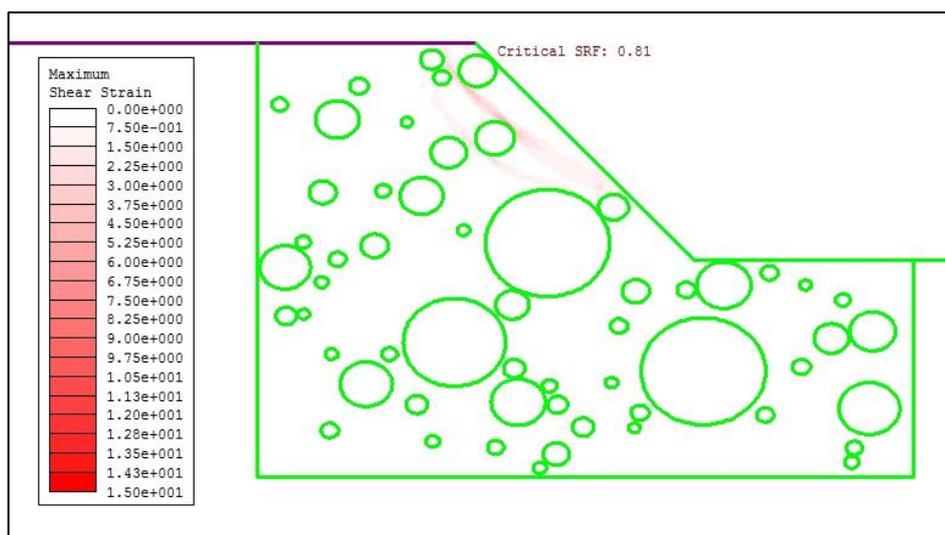


Figura 5.1.2 – Massima deformazione di taglio per il modello 25_1_FEM

5.1.3. Analisi numerica VBP 40%

In Tabella 5.1.3 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per i 15 modelli analizzati per la VBP 40. I modelli differiscono tra loro per la dimensione e la posizione dei blocchi all'interno del pendio.

	FS	Volume [m ³]
40%_1_FEM	0,85	1117,43
40%_2_FEM	0,88	1359,59
40%_3_FEM	0,94	541,98

40%_4_FEM	1,02	-
40%_5_FEM	0,85	789,29
40%_6_FEM	0,82	1087,6
40%_7_FEM	1,16	-
40%_8_FEM	0,86	425,08
40%_9_FEM	0,85	311,53
40%_10_FEM	0,87	936,37
40%_11_FEM	0,9	-
40%_12_FEM	1,01	-
40%_13_FEM	0,84	356
40%_14_FEM	0,84	328,33
40%_15_FEM	0,97	1420,36
MEDIA	0,91	788,51
DEV_STANDARD	0,09	420,01

Tabella 5.1.3 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 40 con il metodo FEM

I fattori di sicurezza variano da 0,82 a 1,16, risultano quindi sempre superiori al fattore di sicurezza trovato per il modello costituito dalla sola matrice. Una variabilità così pronunciata dei FS potrebbe essere dovuta alla diversa posizione dei blocchi all'interno del pendio. I valori di volume pari a zero sono relativi ai modelli per i quali non è stato calcolato il volume mobilitato, poiché, essendo il fattore di sicurezza maggiore di 1, il pendio è stabile e non si evidenzia una netta concentrazione di deformazioni di taglio.

In Figura 5.1.3 è riportato un esempio di deformazione massima di taglio del modello 40_1. E' possibile notare che le deformazioni massime in tutti i 15 casi (riportati nell'Allegato 2) si hanno all'interno della matrice e la tortuosità della superficie di scivolamento dipende in particolar modo dalla posizione e dalla dimensione dei blocchi.

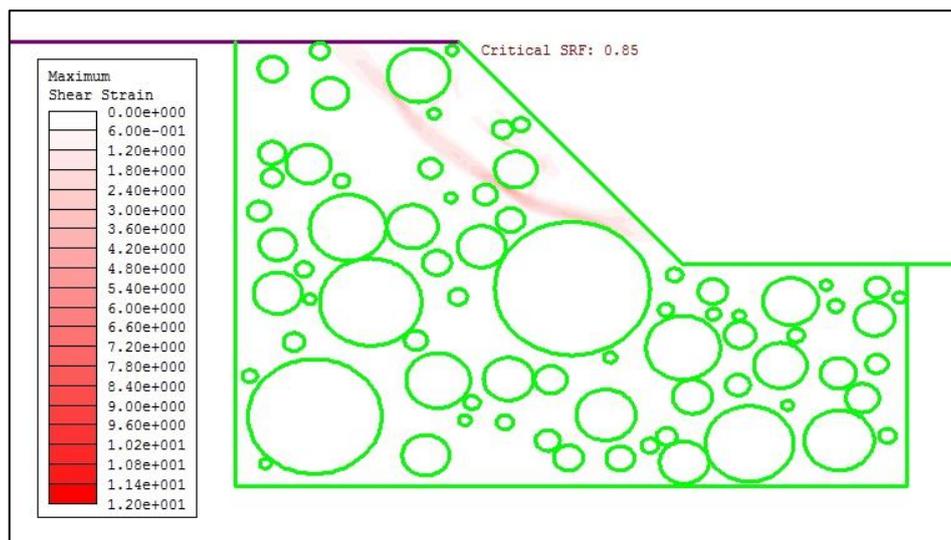


Figura 5.1.3 - Massima deformazione di taglio per il modello 40_1_FEM

5.1.4. Analisi numerica VBP 55%

In Tabella 5.1.4 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per i 15 modelli analizzati per la VBP 55. I modelli differiscono tra loro per la dimensione e la posizione dei blocchi all'interno del pendio.

	FS	Volume [m ³]
55%_1_FEM	1,19	-
55%_2_FEM	1,13	-
55%_3_FEM	0,92	408,22
55%_4_FEM	1,08	-
55%_5_FEM	0,88	292,04
55%_6_FEM	1,48	-
55%_7_FEM	1,28	-
55%_8_FEM	1,15	-
55%_9_FEM	1,06	-
55%_10_FEM	1,02	-
55%_11_FEM	1,13	-
55%_12_FEM	1,15	-
55%_13_FEM	1,01	-
55%_14_FEM	0,98	347,7
55%_15_FEM	1,03	-
MEDIA	1,10	349,32

DEV_STANDARD	0,15	58,11
--------------	------	-------

Tabella 5.1.4 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 55 con il metodo FEM

La media dei fattori di sicurezza per la VBP 55 è 1,10, con tre soli modelli con FS<1. L'instabilità di quei tre modelli potrebbe dipendere dalla posizione dei blocchi all'interno del modello: in corrispondenza del confine inclinato del pendio sono presenti i blocchi con dimensioni più piccole. La maggior parte dei valori del volume è uguale a zero poiché il pendio risulta stabile in quasi tutti i modelli.

La Figura 5.1.4 riporta un esempio di deformazione massima di taglio del modello 55_5. E' possibile notare che le deformazioni massime in tutti i 15 casi (riportati nell'Allegato 2) si hanno all'interno della matrice e la tortuosità della superficie di scivolamento dipende in particolar modo dalla posizione e dalla dimensione dei blocchi.

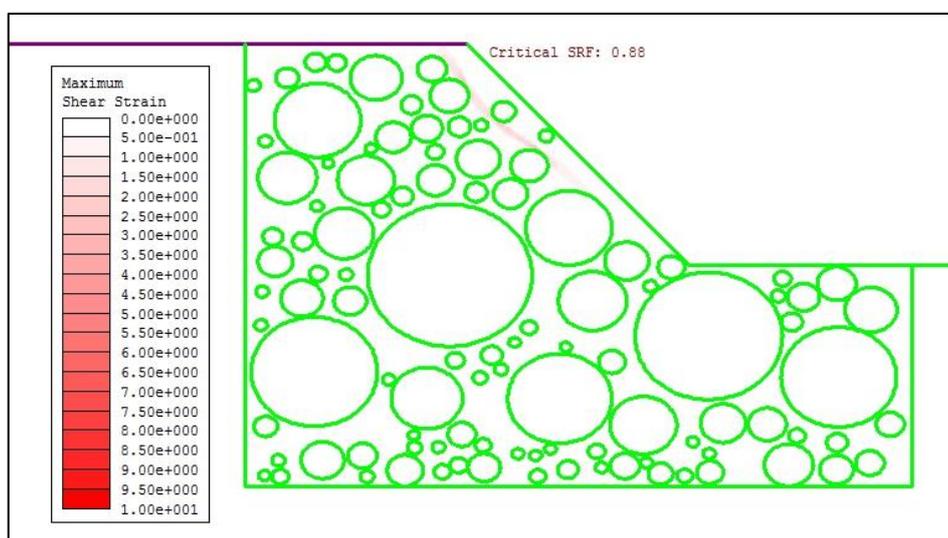


Figura 5.1.4 – Massima deformazione di taglio per il modello 55_5_FEM

5.1.5. Analisi numerica VBP 70%

In Tabella 5.1.5 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza per i 15 modelli analizzati per la VBP 70. I modelli differiscono tra loro per la dimensione e la posizione dei blocchi all'interno del pendio. Poiché il pendio risulta stabile in tutti i 15 modelli, il volume mobilitato è sempre pari a zero.

	FS
70%_1_FEM	1,18
70%_2_FEM	1,66
70%_3_FEM	1,37

70%_4_FEM	1,3
70%_5_FEM	1,39
70%_6_FEM	1,45
70%_7_FEM	1,4
70%_8_FEM	1,56
70%_9_FEM	1,16
70%_10_FEM	1,72
70%_11_FEM	1,27
70%_12_FEM	1,7
70%_13_FEM	1,36
70%_14_FEM	1,15
70%_15_FEM	1,52
MEDIA	1,41
DEV_STANDARD	0,19

Tabella 5.1.5 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 70 con il metodo FEM

Tutte le configurazioni risultano stabili. In Figura 5.1.5 è riportato un esempio di deformazione massima di taglio del modello 70_1. E' possibile notare che le deformazioni massime in tutti i 15 casi (riportati nell'Allegato 2) sono di entità modesta.

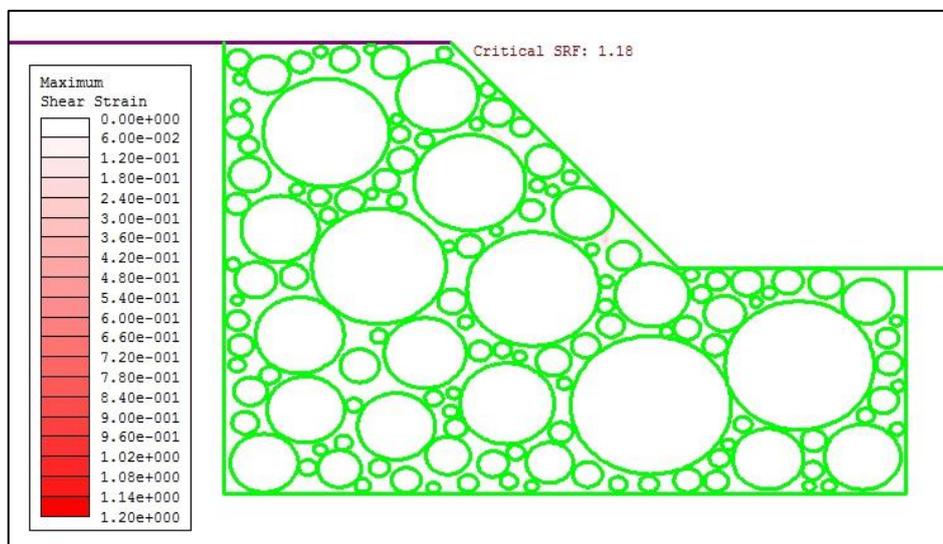


Figura 5.1.5 - Massima deformazione di taglio per il modello 70_1_FEM

5.1.6. Analisi numeriche con gli approcci di Kalender e Lindquist

In Tabella 5.1.6 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza per i modelli analizzati con gli approcci di Kalender e Lindquist. I modelli sono costituiti da un unico materiale

omogeneo e i parametri adottati, calcolati in funzione della VBP, sono riportati nel paragrafo 4.1.3. E' doveroso puntualizzare che i fattori di sicurezza calcolati con l'approccio di Kalender sono stati ricavati utilizzando RS² 9.0 (versione aggiornata di Phase2 8.0).

VBP	FS			
	25	40	55	70
Kalender	0,91	0,9	0,92	0,95
Lindquist	-	0,94	0,96	0,995

Tabella 5.1.6 - Valori dei FS relativi ai modelli analizzati di Kalender e Lindquist con il metodo FEM

Tutti i modelli risultano instabili. Con entrambi i metodi si tiene conto, seppur in modo differente, della presenza dei blocchi. Tuttavia la resistenza globale dell'intero materiale è sottostimata rispetto ai modelli costituiti da matrice più blocchi.

La Figura 5.1.6 riporta la deformazione massima nel modello di Kalender_70_FEM. Tutte le immagini relative ai due metodi per le diverse VBP sono riportate nell'Allegato 2.

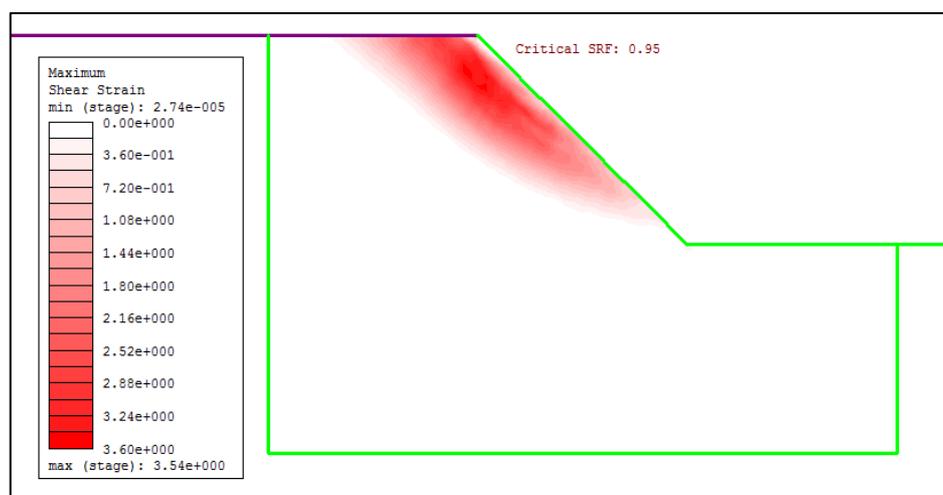


Figura 5.1.6 - Massima deformazione di taglio per il modello Kalender_70_FEM

I valori di volume mobilitato sono riportati in Tabella 5.1.7. E' importante notare che il volume mobilitato decresce considerevolmente all'aumentare della VBP considerata nel modello di Lindquist. Questa diminuzione risulta invece meno marcata nei modelli di Kalender.

VBP	Volume [m ³]			
	25	40	55	70
Kalender	1454,56	1268,61	1242,48	1157,15
Lindquist	-	1142,63	847,17	666,20

Tabella 5.1.7 - Volumi mobilitati relativi ai modelli di Kalender e Lindquist (analisi FEM)

5.2. Analisi all'equilibrio limite (LEM)

Le analisi all'equilibrio limite sono state effettuate sugli stessi modelli utilizzati per le analisi numeriche. I metodi utilizzati, descritti precedentemente nel paragrafo 4.1.4, sono quello di Bishop e di Spencer. Sono stati ricavati i risultati in termini di fattore di sicurezza e calcolati i volumi mobilitati come già visto per il metodo FEM. Nel paragrafo 5.3 è riportato un confronto tra i due metodi, in termini di fattori di sicurezza e volumi mobilitati.

5.2.1. Analisi all'equilibrio limite della matrice

In Tabella 5.2.1 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per il modello analizzato con entrambi i metodi utilizzati.

	FS	Volume [m ³]
MATRICE_LEM_Bishop	0,829	661,77
MATRICE_LEM_Spencer	0,825	638,30

Tabella 5.2.1 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per il modello costituito dalla sola matrice analizzato con il metodo LEM

La Figura 5.2.1 mostra la superficie di scivolamento con il metodo di Bishop. La superficie di rottura è abbastanza profonda e circolare. I metodi di Bishop e Spencer forniscono in pratica risultati molto simili (entrambe le immagini sono riportate nell'Allegato 3).

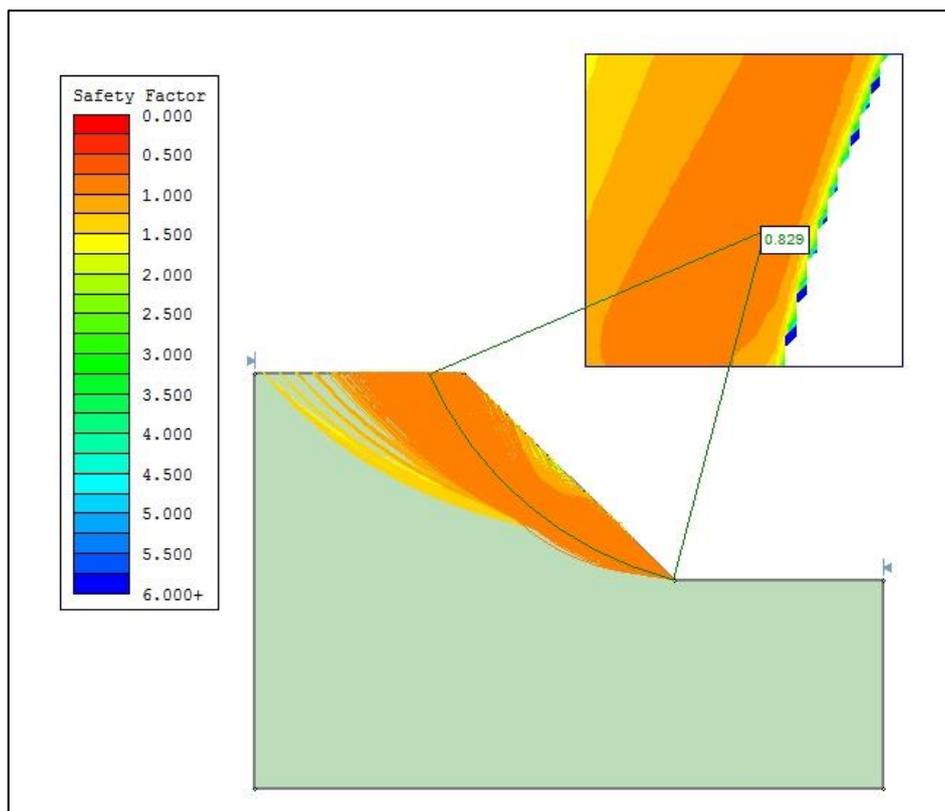


Figura 5.2.1 - Massima deformazione di taglio per il modello MATRICE_LEM_Bishop

5.2.2. Analisi all'equilibrio limite VBP 25

In Tabella 5.2.2 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per i modelli analizzati con entrambi i metodi utilizzati.

	FS		Volume [m ³]	
	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer
25%_1_LEM	0,931	0,932	350,99	358,55
25%_2_LEM	0,847	0,845	487,78	492,81
25%_3_LEM	0,94	0,952	777	784,83
25%_4_LEM	0,94	0,952	776,03	787,63
25%_5_LEM	0,846	0,841	513,21	508,81
25%_6_LEM	0,877	0,875	590,79	586,34
25%_7_LEM	1,025	1,139	-	-
25%_8_LEM	0,879	0,880	409,15	415,11
25%_9_LEM	0,889	0,881	425,35	418,82
25%_10_LEM	0,992	0,993	266,94	279,84
25%_11_LEM	0,848	0,841	528,22	530,3

25%_12_LEM	0,869	0,871	963,51	956,95
25%_13_LEM	0,889	0,887	386,42	382,1
25%_14_LEM	0,868	0,868	503,02	506,08
25%_15_LEM	0,921	0,914	318,59	330,48
MEDIA	0,908	0,911	521,21	524,19
DEV_STANDARD	0,064	0,077	197,48	195,71

Tabella 5.2.2 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 25 con il metodo LEM

I fattori di sicurezza risultano tutti minori di 1 eccetto che per l'estrazione numero 7; ma risultano comunque tutti maggiori di quello trovato per il modello costituito dalla sola matrice. I valori di volume mobilitato sono molto disomogenei a causa delle differenze di profondità della superficie di scivolamento.

In Figura 5.2.2 è riportato un esempio di superficie di scivolamento critica del modello 25_1_Bishop. E' possibile notare che le deformazioni massime in tutti i 15 casi (riportate nell'Allegato 3) si hanno all'interno della matrice e la tortuosità della superficie di scivolamento dipende in particolar modo dalla posizione e dalla dimensione dei blocchi.

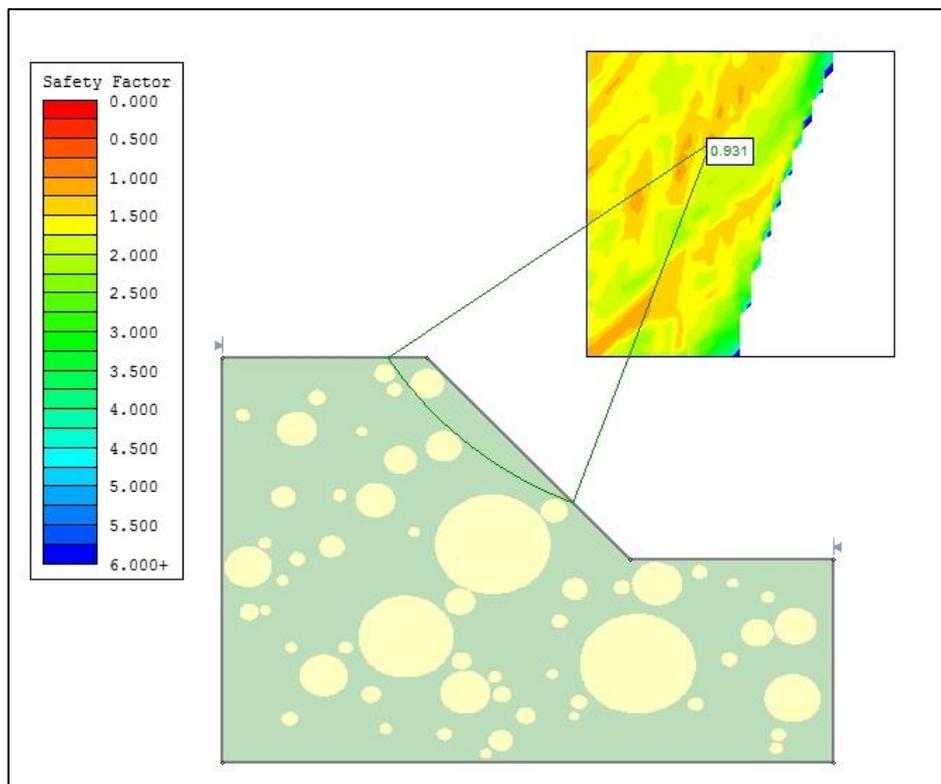


Figura 5.2.2 - Massima deformazione di taglio per il modello 25_1_LEM_Bishop

5.2.3. Analisi all'equilibrio limite VBP 40

In Tabella 5.2.3 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza e dei volumi mobilitati per i 15 modelli analizzati con entrambi i metodi utilizzati.

	FS		Volume [m ³]	
	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer
40%_1_LEM	0,930	0,928	937,59	937,04
40%_2_LEM	1,106	1,153	-	-
40%_3_LEM	1,229	1,222	-	-
40%_4_LEM	1,480	1,476	-	-
40%_5_LEM	1,268	1,317	-	-
40%_6_LEM	0,912	0,908	345,66	343,64
40%_7_LEM	1,271	1,272	-	-
40%_8_LEM	1,028	1,019	-	-
40%_9_LEM	0,938	0,935	287,68	284,74
40%_10_LEM	1,088	1,098	-	-
40%_11_LEM	1,094	1,090	-	-
40%_12_LEM	1,517	1,511	-	-
40%_13_LEM	0,973	0,971	231,8	237,6
40%_14_LEM	1,106	1,104	-	-
40%_15_LEM	1,474	1,509	-	-
MEDIA	1,160	1,167	937,59	937,04
DEV_STANDARD	0,205	0,211	-	-

Tabella 5.2.3 - Valori dei FS e dei volumi mobilitati per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 40 con il metodo LEM

La maggior parte dei modelli risulta stabile con conseguente volume mobilitato uguale a zero. I valori dei fattori di sicurezza con i due metodi risultano ancora molto simili.

In Figura 5.2.3 è riportato un esempio di superficie di scivolamento critica di un modello non stabile: 40_1_Bishop. Le deformazioni massime di tutti i 15 casi sono riportate nell'Allegato 3.

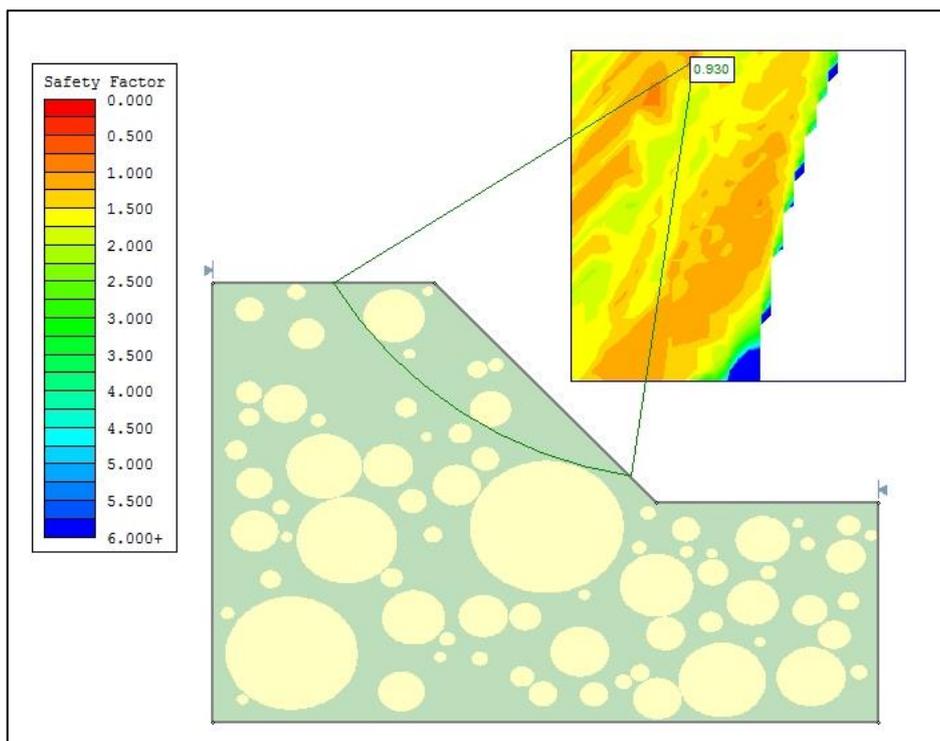


Figura 5.2.3 - Massima deformazione di taglio per il modello 40_1_LEM_Bishop

5.2.4. Analisi all'equilibrio limite VBP 55

In Tabella 5.2.4 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza per i 15 modelli analizzati con entrambi i metodi utilizzati.

	FS	
	Bishop	Spencer
55%_1_LEM	1,953	1,956
55%_2_LEM	1,525	1,517
55%_3_LEM	1,566	1,719
55%_4_LEM	1,384	1,385
55%_5_LEM	1,010	1,006
55%_6_LEM	1,715	1,708
55%_7_LEM	1,856	1,875
55%_8_LEM	1,282	1,287
55%_9_LEM	1,670	1,666
55%_10_LEM	1,520	1,516
55%_11_LEM	1,780	1,780
55%_12_LEM	1,634	1,692

55%_13_LEM	1,981	2,300
55%_14_LEM	1,151	1,155
55%_15_LEM	1,505	1,502
MEDIA	1,569	1,604
DEV_STANDARD	0,279	0,325

Tabella 5.2.4 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 55 con il metodo LEM

Tutti i modelli risultano stabili con conseguente volume mobilitato uguale a zero. I valori dei fattori di sicurezza con i due metodi risultano ancora molto simili.

In Figura 5.2.4 è riportato un esempio di superficie di scivolamento critica di un modello con fattore di sicurezza di poco superiore all'unità: 55_5_Bishop. Le deformazioni massime di tutti i 15 casi sono riportate nell'Allegato 3.

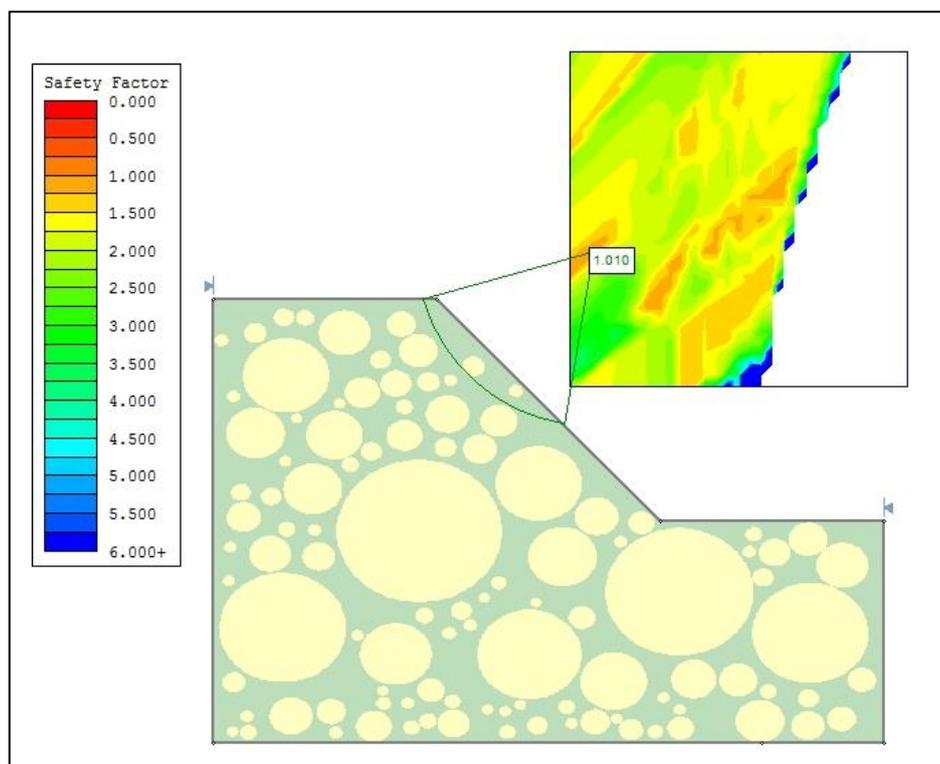


Figura 5.2.4 - Massima deformazione di taglio per il modello 55_5_LEM_Bishop

5.2.5. Analisi all'equilibrio limite VBP 70

In Tabella 5.2.5 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza per i modelli analizzati con entrambi i metodi utilizzati.

	FS	
	Bishop	Spencer
70%_1_LEM	2,002	2,126
70%_2_LEM	1,691	1,723
70%_3_LEM	1,913	2,567
70%_4_LEM	2,613	2,692
70%_5_LEM	2,356	2,503
70%_6_LEM	2,144	2,718
70%_7_LEM	3,049	3,309
70%_8_LEM	2,184	2,523
70%_9_LEM	2,062	2,174
70%_10_LEM	2,005	2,423
70%_11_LEM	2,725	2,882
70%_12_LEM	1,731	1,727
70%_13_LEM	2,851	2,891
70%_14_LEM	2,377	2,372
70%_15_LEM	2,395	3,272
MEDIA	2,273	2,527
DEV_STANDARD	0,402	0,470

Tabella 5.2.5 - Valori dei FS per tutti i 15 modelli analizzati per la VBP 70 con il metodo LEM

Tutti i modelli risultano stabili con conseguente volume mobilitato uguale a zero.

In Figura 5.2.5 è riportato un esempio di superficie di scivolamento critica del modello 70_1_Bishop. Le deformazioni massime di tutti i 15 casi sono riportate nell'Allegato 3.

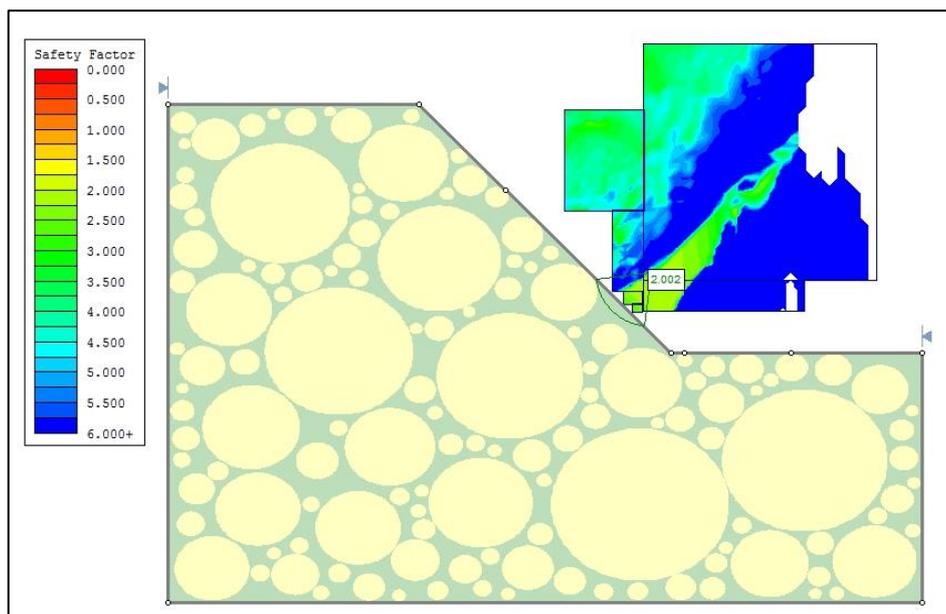


Figura 5.2.5 - Massima deformazione di taglio per il modello 70_1_LEM_Bishop

5.2.6. Analisi all'equilibrio limite con gli approcci di Kalender e Lindquist

In Tabella 5.2.6 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza per i modelli analizzati con gli approcci di Kalender e Lindquist. I modelli sono costituiti da un unico materiale omogeneo e i parametri adottati, calcolati in funzione della VBP, sono riportati nel paragrafo 4.1.3.

	FS							
	25		40		55		70	
	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer
Kalender	0,722	0,716	0,725	0,72	0,719	0,715	0,689	0,684
Lindquist	-	-	0,841	0,833	0,92	0,915	0,998	0,992

Tabella 5.2.6- Valori dei FS relativi ai modelli analizzati di Kalender e Lindquist con il metodo LEM

Tutti i modelli risultano instabili. Con entrambi i metodi si tiene conto, seppur in modo differente, della presenza dei blocchi. Tuttavia la resistenza globale dell'intero materiale è ancora sottostimata rispetto ai modelli costituiti da matrice più blocchi.

La Figura 5.2.6 riporta la deformazione massima nel modello di Kalender_70_LEM_Bishop. Tutte le immagini relative ai due metodi per le diverse VBP sono riportate nell'Allegato 2.

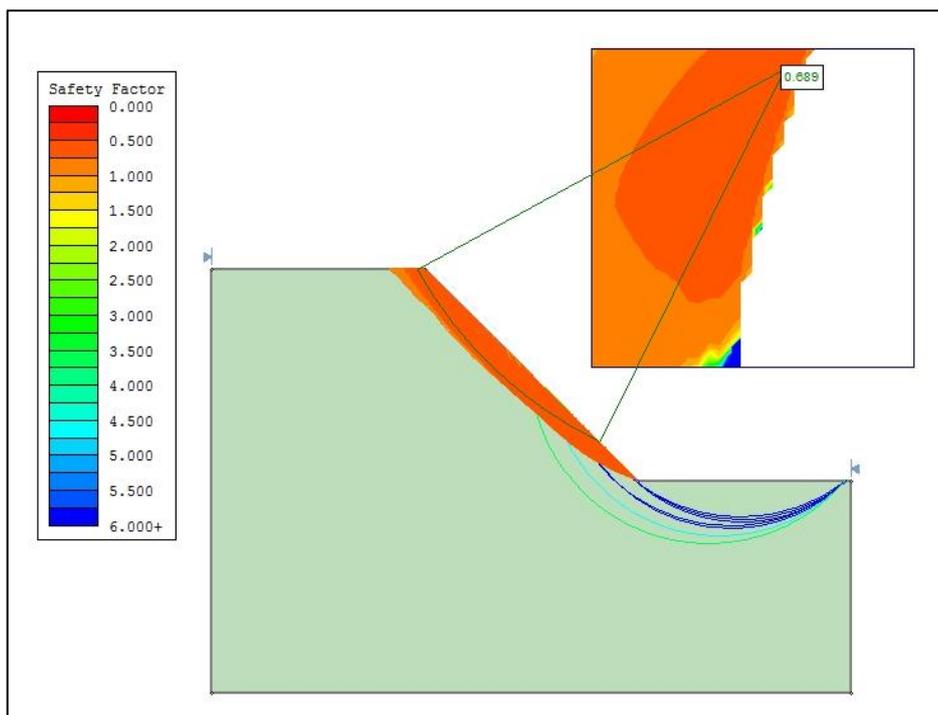


Figura 5.2.6 - Massima deformazione di taglio per il modello Kalender_70_LEM_Bishop

I valori di volume mobilitato sono riportati in Tabella 5.2.7. E' importante notare che il volume mobilitato decresce all'aumentare della VBP sia nei modelli di Lindquist che in quelli di Kalender.

	Volume [m ³]							
	25		40		55		70	
	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer	Bishop	Spencer
Kalender	533,39	491,91	396,21	392,99	310,31	312,13	215,13	226,43
Lindquist	-	-	511,2	498,77	421,96	425,65	314,86	312,5

Tabella 5.2.7 - Volumi mobilitati relativi ai modelli di Kalender e Lindquist (analisi LEM)

5.3. Confronto tra i risultati ottenuti

In questo paragrafo saranno confrontate tutte le analisi effettuate con i vari metodi utilizzati, per poter dare una valutazione indicativa sull'affidabilità degli approcci e la bontà dei risultati.

5.3.1. Confronto tra i fattori di sicurezza

Nelle Figure 5.3.1 e 5.3.2 si riportano, per ciascuna VBP analizzata, i valori dei fattori di sicurezza ricavati per tutte le 15 simulazioni più quello della matrice, con il metodo agli elementi finiti (FEM) e con il metodo all'equilibrio limite (LEM). Per quanto riguarda il metodo all'equilibrio limite sono riportati solo i valori ricavati con il metodo di Bishop.

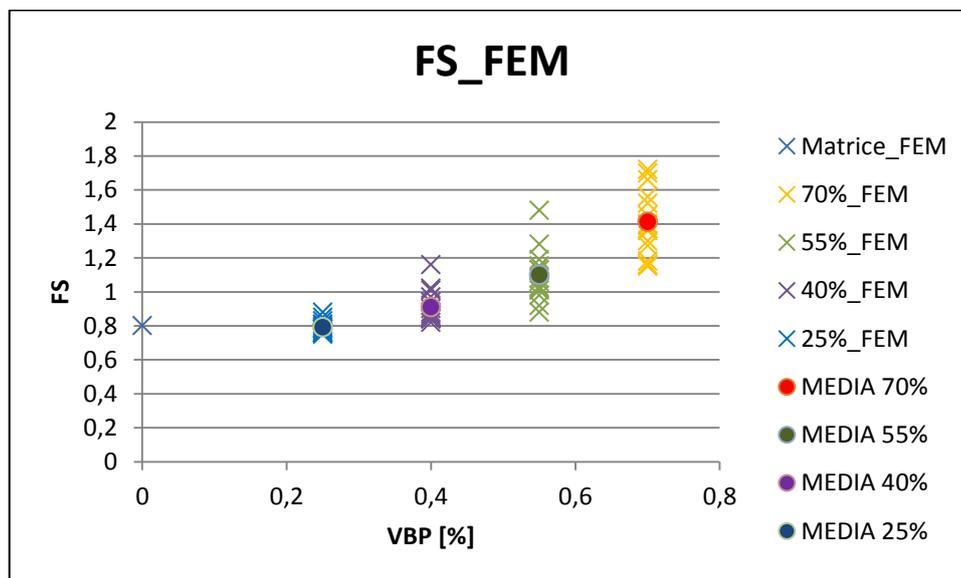


Figura 5.3.1 – Valori dei fattori di sicurezza per tutti i modelli delle quattro VBP analizzate, più il fattore di sicurezza della matrice con il metodo FEM

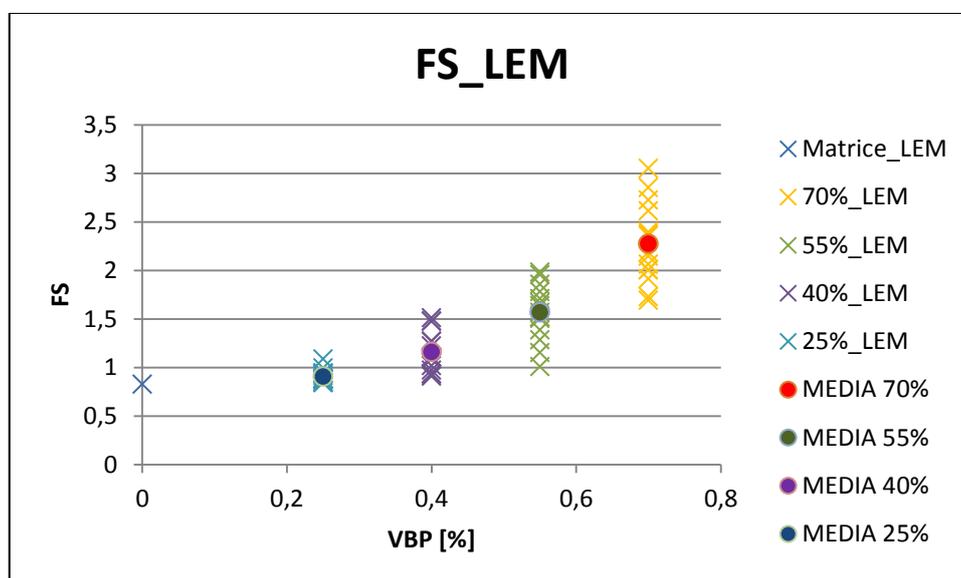


Figura 5.3.2 - Valori dei fattori di sicurezza per tutte i modelli delle quattro VBP analizzate, più il fattore di sicurezza della matrice con il metodo LEM

In entrambi i grafici è possibile notare come il fattore di sicurezza cresca all'aumentare della VBP. Inoltre, all'aumentare della percentuale volumetrica i risultati ottenuti hanno una deviazione standard più elevata quindi una maggiore dispersione. Questo fenomeno è

probabilmente dovuto all'influenza più marcata della posizione dei blocchi all'interno del pendio, all'aumentare della VBP, sul fattore di sicurezza.

In tabella 5.3.1 è riportato in riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi (bimrock), con il metodo FEM. Il confronto è riportato in Figura 5.3.3.

	FS			
VBP	25	40	55	70
Kalender	0,91	0,9	0,92	0,95
Lindquist	-	0,94	0,96	0,995
Media_FEM	0,79	0,91	1,10	1,41

Tabella 5.3.1 - Riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo FEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi

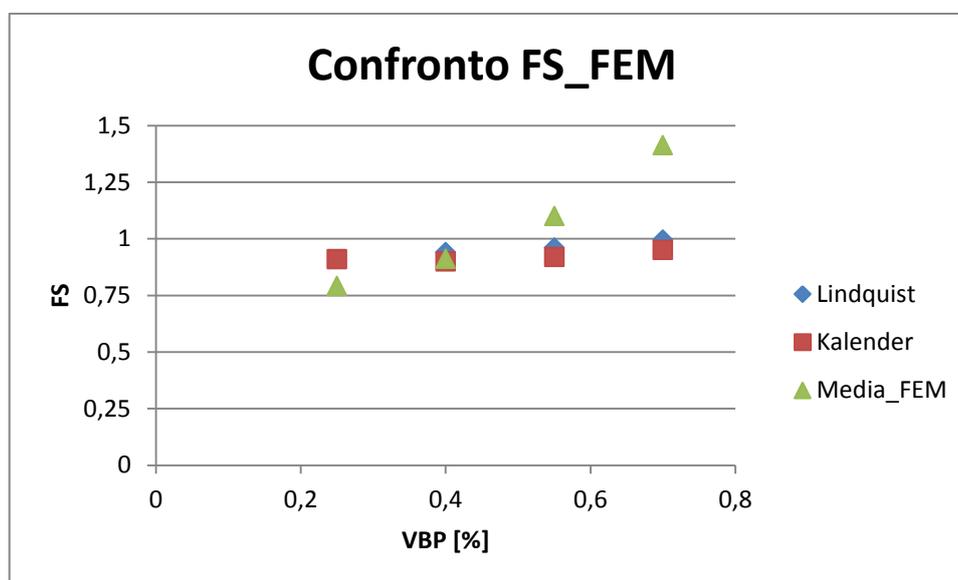


Figura 5.3.3 – Confronto dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo FEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi

In tabella 5.3.2 è riportato in riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi (bimrock), con il metodo LEM. Il confronto è riportato in Figura 5.3.4.

	FS			
	25	40	55	70
Kalender	0,722	0,725	0,719	0,689
Lindquist	-	0,841	0,92	0,998
Media_FEM	0,91	1,16	1,57	2,27

Tabella 5.3.2 - Riepilogo dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo LEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi

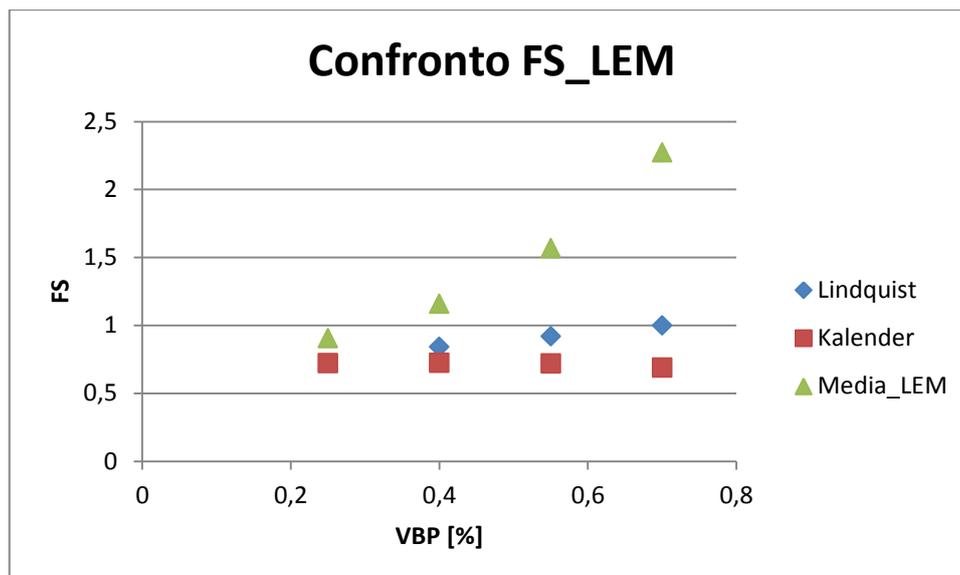


Figura 5.3.4 - Confronto dei fattori di sicurezza ricavati con il metodo LEM con gli approcci di Kalender e Lindquist e considerando il materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi

Nelle analisi agli elementi finiti dei modelli costituiti dal bimrock (matrice più blocchi), il fattore di sicurezza aumenta notevolmente all'aumentare della percentuale volumetrica. I metodi di Kalender e Lindquist forniscono risultati che aumentano di poco all'aumentare della VBP.

Le analisi all'equilibrio limite del materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi hanno un andamento simile agli stessi modelli analizzati con il FEM, sebbene i risultati risultino numericamente superiori. L'approccio di Lindquist è del tutto simile al corrispondente modello analizzato con il FEM, mentre i modelli di Kalender forniscono dei risultati discordanti rispetto ai corrispondenti modelli FEM, avendo un andamento del fattore di sicurezza decrescente all'aumentare del VBP.

Questa anomalia di risultati può essere in parte spiegata ponendo l'attenzione sui parametri di entrambi i metodi, riepilogati nelle tabelle 5.3.3 e 5.3.4.

Lindquist			
VBP [%]	40	55	70
ϕ_{tot} [°]	28,5	33	37,5
c_{tot} [kPa]	18	13,5	9

Tabella 5.3.3 - Parametri calcolati con l'approccio di Lindquist

Kalender				
VBP [%]	25	40	55	70
ϕ [°]	24,48	27,02	28,81	29,43
σ_{ci} [kPa]	51,97	35,25	22,55	12,90
c [kPa]	16,72	10,80	6,67	3,77

Tabella 5.3.4 – Parametri calcolati con l’approccio di Kalender

I valori dell’angolo di attrito interno e della coesione calcolati con l’approccio di Lindquist, hanno rispettivamente un incremento e un decremento lineare all’aumentare della VBP. I valori dell’angolo di attrito interno calcolati con l’approccio di Kalender invece, aumentano in modo non lineare al crescere della VBP, al contrario dei valori della coesione che decrescono più regolarmente.

Considerare quindi, il materiale come un mezzo omogeneo equivalente, utilizzando gli approcci di Lindquist e Kalender, non solo implica una sottostima il fattore di sicurezza ma, in particolare nel caso dell’approccio di Kalender, potrebbe portare a dei risultati non molto rappresentativi per il materiale analizzato. Inoltre, è importante ricordare che, considerando il materiale come un mezzo omogeneo (quindi ignorando la presenza dei blocchi all’interno del pendio), non si tiene conto della tortuosità della superficie di scivolamento.

5.3.2. Confronto dei volumi mobilitati

Nelle Figure 5.3.5 e 5.3.6 si riportano, per ciascuna VBP analizzata, i valori dei volumi mobilitati per tutte le 15 simulazioni più quello della matrice e quelli calcolati con i metodi di Kalender Lindquist, con il metodo agli elementi finiti (FEM) e con il metodo all’equilibrio limite (LEM). Per quanto riguarda il metodo all’equilibrio limite sono riportati solo i valori ricavati con il metodo di Bishop.

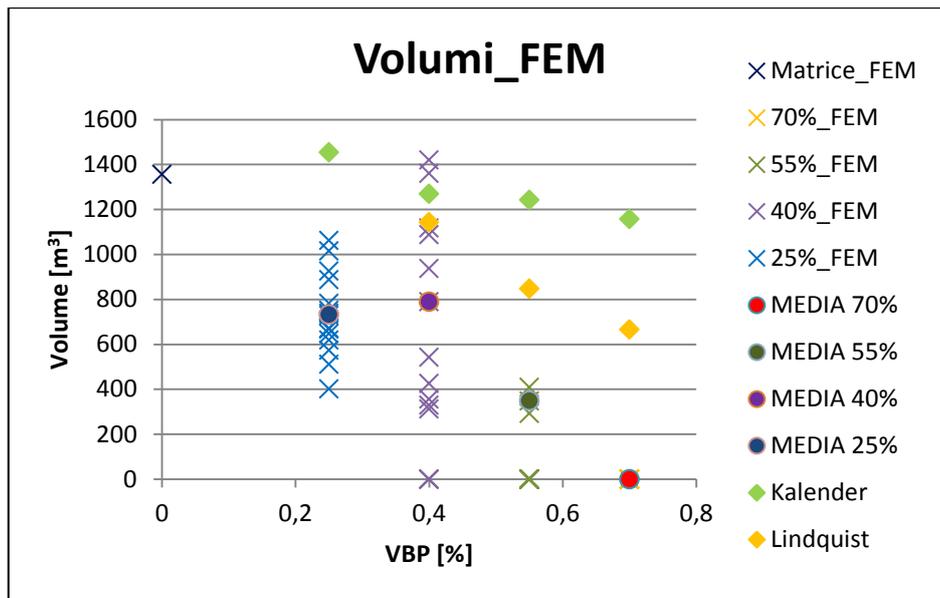


Figura 5.3.5 - Valori dei volumi mobilitati per tutti i modelli delle quattro VBP analizzate, più quello della matrice, più quelli calcolati con i metodi di Lindquist e Kalender, con il metodo FEM

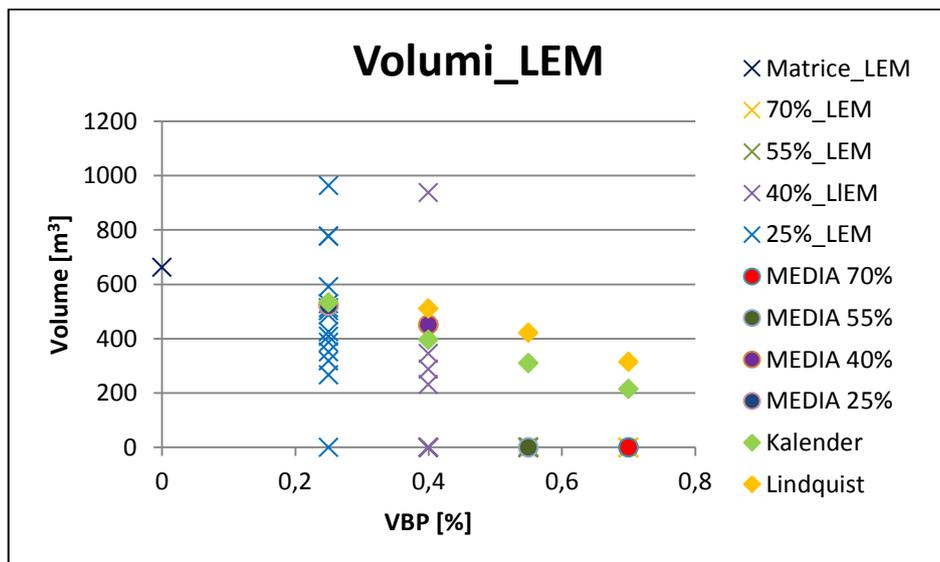


Figura 5.3.6 - Valori dei volumi mobilitati per tutti i modelli delle quattro VBP analizzate, più quello della matrice, più quelli calcolati con i metodi di Lindquist e Kalender, con il metodo LEM

Dall'analisi delle figure 5.3.5 e 5.3.6, è possibile notare che gli andamenti dei volumi non sono uniformi. Questo è sicuramente legato alle variabili che influiscono sulla forma e sulla profondità della superficie di scivolamento. La distribuzione dimensionale dei blocchi e la loro posizione all'interno del pendio sono sicuramente le caratteristiche che più influenzano la superficie di scivolamento e di conseguenza il volume mobilitato.

I volumi mobilitati ottenuti ricorrendo ai modelli di Kalender e Lindquist seguono un andamento decrescente all'aumentare della VBP. Questo può essere dovuto al fatto che i modelli presentano un unico materiale omogeneo che quindi è influenzato solo dai parametri di ingresso e non dalla geometria interna del pendio, perciò la diminuzione della

coesione provoca un innalzamento della superficie critica con conseguente diminuzione del volume mobilitato.

I volumi mobilitati calcolati dai modelli analizzati con il metodo FEM sono più elevati e per quanto riguarda le analisi del materiale eterogeneo costituito da matrice più blocchi si ha una dispersione più accentuata, poiché la variabilità della posizione casuale dei blocchi influenza notevolmente la tortuosità della superficie di rottura.

Conclusioni

La tesi riguarda l'analisi di un pendio costituito da una formazione rocciosa strutturalmente complessa a blocchi in matrice. L'analisi del problema mediante un approccio stocastico ha permesso di capire, variando la percentuale volumetrica dei blocchi (VBP), quanto la dimensione dei blocchi e la loro posizione all'interno del pendio ne influenzino la stabilità. Sono state analizzate quattro VBP e per ognuna si sono creati 15 modelli di versante. Le analisi sono state condotte secondo un approccio numerico agli elementi finiti (FEM) e all'equilibrio limite (LEM) usando i programmi: Phase2 e Slide. L'obiettivo è stato quello di ricavare sia i fattori di sicurezza che i volumi mobilitati, utilizzando una geometria dei blocchi ellittica con un unico valore di eccentricità, pari a 0,5.

Le analisi effettuate consentono di formulare le osservazioni che seguono.

- Il fattore di sicurezza del modello costituito dalla sola matrice risulta minore di 1 (versante instabile) e con volumi mobilitati superiori alla media degli altri modelli analizzati, sia con il metodo agli elementi finiti che con quello all'equilibrio limite.

Analisi numeriche agli elementi finiti:

- Il fattore di sicurezza aumenta all'aumentare della VBP. I modelli con VBP = 70% e la maggior parte di quelli con VBP = 55% risultano tutti stabili ($FS > 1$). Questo conferma che trascurare la presenza dei blocchi non è corretto e può risultare eccessivamente cautelativo;
- per alte percentuali volumetriche (70%) c'è una variabilità più pronunciata dei fattori di sicurezza dei vari modelli e una diminuzione del volume mobilitato;
- i risultati relativi alla VBP = 25% sono molto simili a quelli trovati per il modello costituito dalla sola matrice, questo conferma quanto riportato in letteratura (Barbero et al., 2006, Napoli et al., 2018);
- la dispersione dei risultati relativi ai volumi mobilitati risulta maggiore all'aumentare della VBP, questo perché la posizione e la profondità della superficie di rottura dipende soprattutto dalla posizione dei blocchi;
- risulta comunque difficile trovare una correlazione tra la dimensione e la posizione dei blocchi, la tortuosità della superficie di scivolamento e il fattore di sicurezza.

Analisi all'equilibrio limite:

- Analogamente a quanto ottenuto con le analisi FEM, i fattori di sicurezza aumentano all'aumentare della VBP. Tuttavia i valori del FS sono maggiori di quelli ricavati con il metodo FEM. Tutti i modelli con VBP=55%, 70% sono stabili; i fattori di sicurezza di molti modelli con VBP = 70% sono maggiori di 2;
- all'aumentare della VBP le superfici di scivolamento risultano più superficiali;
- il ricorso ad analisi "classiche" all'equilibrio limite, con l'imposizione di superfici di scivolamento circolari, non risulta adeguato a rappresentare il problema analizzato. La tortuosità delle reali superfici di scivolamento, infatti, non è tenuta in conto. Questo comporta un errato posizionamento delle suddette superfici critiche e FS più elevati.

Oltre a considerare il materiale complesso, sono state effettuate ulteriori simulazioni utilizzando gli approcci semplificati di Kalender e Lindquist, che considerano il bimrock come un mezzo omogeneo equivalente. Dai risultati si può osservare che:

- I fattori di sicurezza risultano molto sottostimati;
- L'andamento dei fattori di sicurezza con l'approccio di Lindquist, nonostante la sottostima, è comunque crescente. Al contrario l'andamento dei risultati con l'approccio di Kalender, soprattutto delle analisi effettuate all'equilibrio limite, risultano poco rappresentative. Il fattore di sicurezza decresce all'aumentare della VBP, cosa che risulta in contrasto con i modelli costituiti dal materiale matrice + blocchi e da quanto riportato in letteratura (Barbero et al, 2006, Napoli et al., 2018).

E' possibile quindi affermare che gli approcci di Kalender e Lindquist potrebbero essere utilizzati solo per una stima preliminare della resistenza del materiale, poiché risultano eccessivamente a favore di sicurezza. Le analisi del bimrock con il metodo FEM risultano essere più affidabili e in accordo con i risultati ottenuti in letteratura. E' comunque necessario effettuare ulteriori analisi per validare i risultati e avere quindi un quadro più ampio di dati da confrontare.

Bibliografia

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.

Afifipour, M., Moarefvand, P., 2014 *Mechanical behavior of bimrocks having high rock block proportion*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 65, 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 (91 pp.).

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, 377-380.

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, 631-637.

Barton, N., Choubey, V., 1977 *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics Vol.10, 1-54.

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

Coskun, A., 2010 *Development of an Empirical Approach to Overcome the Problems for Boundary Condition between Bimrocks and Jointed Rock Masses (MSc Thesis)*. Hacettepe University, Geological Engineering Department, Ankara, Turkey.

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., 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., 2006** *Esperienze sul comportamento di alti fronti di scavo (Memories on the behaviour of high mine slopes)*. Rivista Italiana di Geotecnica 2, 12-47.
- Duncan, J.M., 1996** *State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, no. 7, pp. 577-596.
- 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.
- 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.
- Hoek, E., Marinos, P., Marinos, V., 2005** *The geological strength index: applications and limitations*. Bull. Eng. Geol. Environ., 64, 55-56.
- Houska, J., 1982** *Proceedings of the international symposium on the geotechnics of structurally complex formations*. Eng. Geol., 19 (1), 78-79.
- Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E., 2014** *An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils*. Engineering geology A. 2014, vol. 183, pp. 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., 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.
- Mandelbrot, B.B., 1983** *The fractal geometry of nature*. W.H. Freeman and Co, New York, 468 pp.

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, NI.

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., 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., 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., 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.

Medley, E., 2004 *Observation on tortuous failure surfaces 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.
- 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., 2018** *A stochastic approach to slope stability analysis in bimrock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 101, 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.
- Peitgen, H.-O., Jurgens, H., Saupe, D., 1992** *Chaos and Fractals: New Frontiers of Sciences*. Springer-Verlag, New York.
- 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, 7-20.
- Roadifer, J.W., Forrest, M.P., Lindquist, E.S., 2009** *Evaluation of shear strength of melange 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
- Sonmez, H., Gokceoglu, C., Tuncay, 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., Gokceoglu, 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., Tunusluglu, 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., 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.

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 1: Codice Matlab

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% 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
PV = 0,7; % percentuale volumetrica
toll = 1/40*PV;
e=0.5; % eccentricità ellisse
% 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 = -2.0;
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
do = sort(d_medio,'descend');
figure(2)
plot(do,'x');
title('Distribuzione dimensionale blocchi');
xlabel('Blocchi');
ylabel('Diametro blocchi (m)');
Nd = numel(d_medio)/2; %numero di ellissi generate (diviso 2 perchè numel=n. elem.
matrice,2=n. di colonne)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%                               Verifica della dimensione frattale                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% 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
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, '+')
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%                               Posizionamento blocchi                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% set number of ellipses to plot (= Nd),
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;
t=linspace(0,2*pi);
r=length(t);
Pxx=zeros(r,1); %coordinate x dei punti sul contorno dell' ellisse idx
Pyy=zeros(r,1); %coordinate y dei punti sul contorno dell' ellisse idx
matrix=zeros(r,n-1); %matrice per calcoli di verifica non inters ellissi
for idx = 1:n
    is_good = false;
    % generate random positions and radii until we have a hit
    while ~is_good
        pos(idx,1) = rand(1)*B;
        if (pos(idx,1) > (radiix(idx)+toll_pos)) && (pos(idx,1) < (B-radiix(idx)-toll_pos))
            if pos(idx,1)<=L1
                er=1;
                while er==1
                    pos(idx,2) = rand(1)*H;
                    if (pos(idx,2) > (radiiy(idx)+toll_pos)) && (pos(idx,2) < (H-radiiy(idx)-
toll_pos))
                        er=0;
                    else
                        er=1;
                    end
                end
            end
        end
        if (pos(idx,1)>= L2) && (pos(idx,1)<= B)
            er=1;
            while er==1
                pos(idx,2) = rand(1)*H2;
                if (pos(idx,2)> (radiiy(idx)+toll_pos)) && (pos(idx,2) < (H2-radiiy(idx)-
toll_pos))
                    er=0;
                else
                    er=1;
                end
            end
        end
    end
    if (pos(idx,1) > L1) && (pos(idx,1) < L2)
        ymax =(sin(pi*45/180)/(cos(pi/180*45))*(L2-pos(idx,1)))+50;
        er=1;
        while er==1
            pos(idx,2) = rand(1)*ymax;

```

```

    % termine "-0.5*do(idx)*(1-cos(pi/180*45))": evita intersezioni con il pendio
    if (pos(idx,2) > (radiix(idx)+toll_pos)) && (pos(idx,2) < (ymax-radiix(idx)-
radiix(idx)*(1-cos(pi/180*45))-toll_pos))
        er=0;
    else
        er=1;
    end
end
end
Coordxpunti=zeros(r,n-1);
Coordypunti=zeros(r,n-1);
posF1=[pos(:,1)-e*radiix,pos(:,2)]; %coordinate del fuoco F1 essendo e*raddix =
e*a= c
posF2=[pos(:,1)+e*radiix,pos(:,2)]; %coordinate del fuoco F2
VerPos=1;
if idx>1
    Pkx= pos(idx,1)+radiix(idx)*cos(t);
    Pky= pos(idx,2)+radiiy(idx)*sin(t);
    Coordxpunti(:,idx-1)=Pkx;
    Coordypunti(:,idx-1)=Pky;
    for j=1:idx-1
        matrix(:,j)=((Pkx-posF1(j,1)).^2+(Pky-posF1(j,2)).^2).^0.5+((Pkx-
posF2(j,1)).^2+(Pky-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"
    if VerPos == 1
        is_good = true;
    end
end
end
matrix;
posF1;
posF2;
Coordxpunti;
Coordypunti;
%% plot
figure(5);
clf;
hold on
set(gca, 'visible', 'off')

```

```

daspect([1, 1, 1])
rectangle(...
    'Position',[-1 -1 2 2],...
    'Curvature', [1 1],...
    'FaceColor', 'none',...
    'EdgeColor', [ 0, 0, 0]);
for idx = 1:n
    rectangle(...
        'Position',[pos(idx, 1) - radiix(idx), pos(idx, 2) - radiiy(idx), 2*radiix(idx),
2*radiiy(idx)],...
        'Curvature', [1 1],...
        'EdgeColor','none',...
        'FaceColor', allColours(idx,:));
end
coordx=[0 0 L1 (L1+Lp) B B 0];
coorxy=[0 H H H2 H2 0 0 ];
figure(5)
plot(coordx,coorxy)
r=[do(:,1),do(:,2)/2]
posmod=(pos(:,1)-do(:,1))/2 %coordinate inizio asse maggiore ellisse
m=[posmod(:,1),pos(:,2),(posmod(:,1)+do(:,1)),pos(:,2),do(:,2)/2];
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%
%                               Generazione file di coordinate                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

if exist('coordinate.txt', 'file'), delete('coordinate.txt'); end
fid = fopen('coordinate.txt','a');
fprintf(fid,'%3.3f,%3.3f %2.2f,%2.2f %2.2f \r\n',m.);
fclose(fid);
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

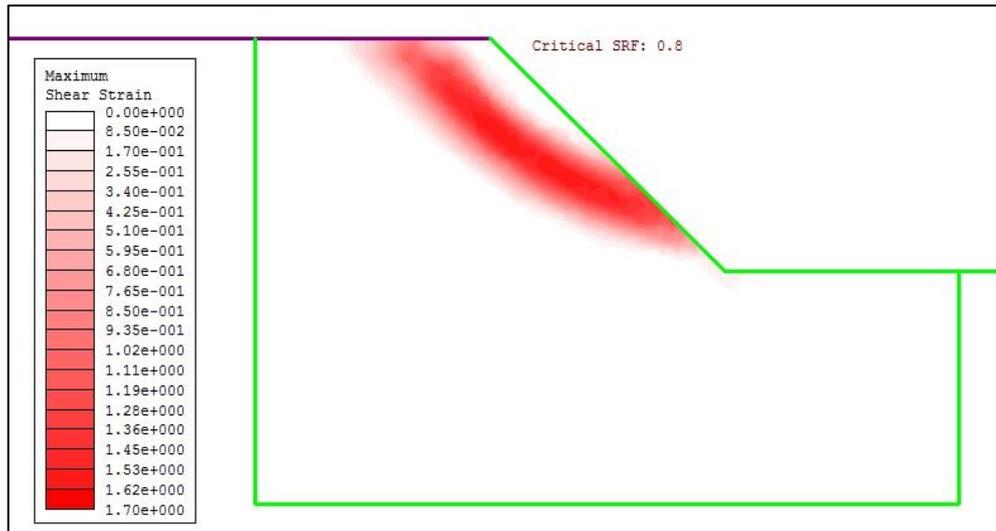
%
%                               Controllo percentuale volumetrica                               %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

format long
PV
test=vv/A

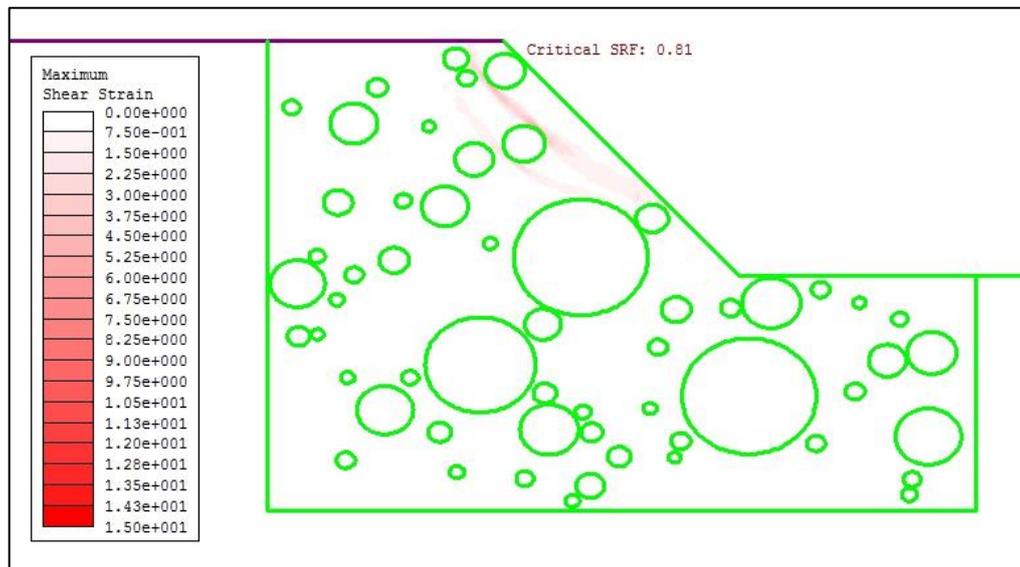
```

Allegato 2: Massima deformazione di taglio (approccio FEM)

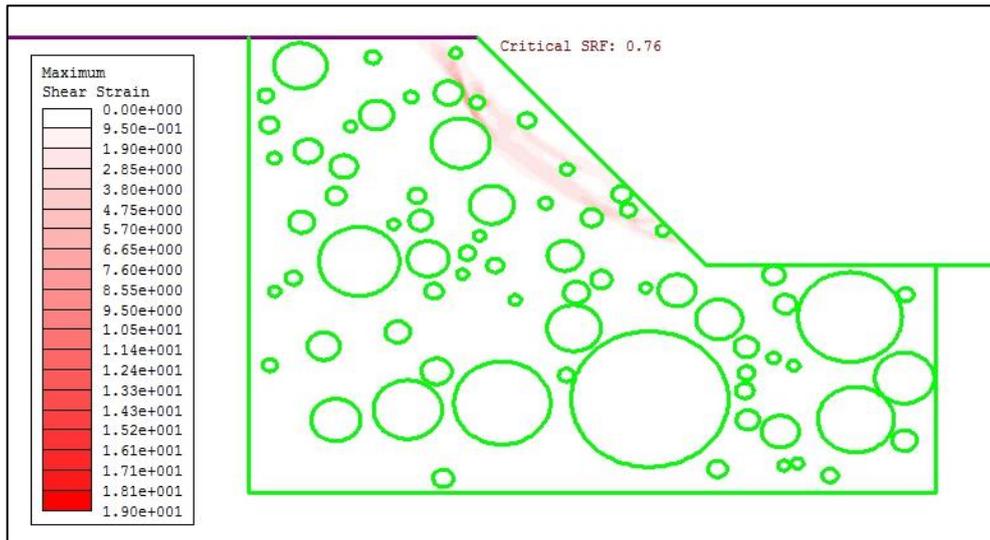
MATRICE



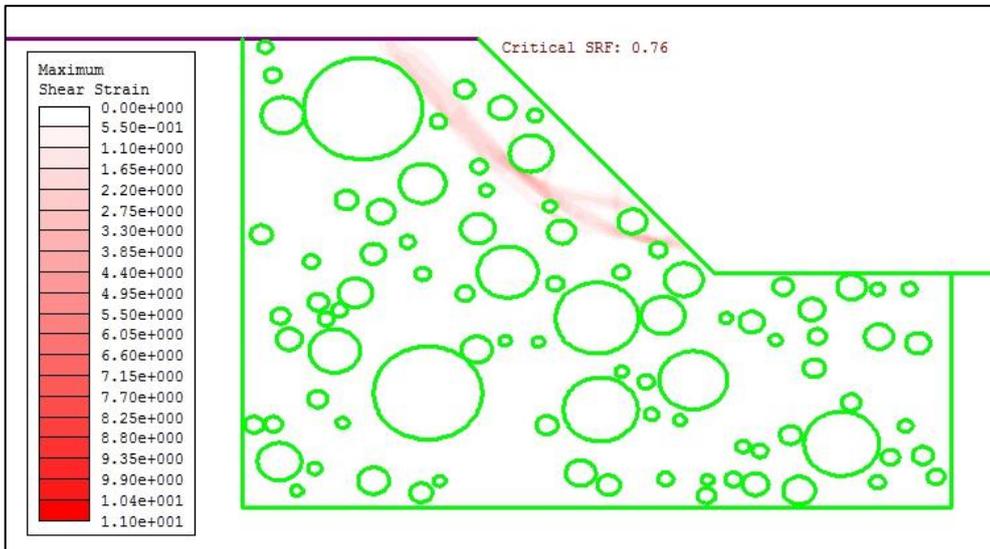
25%_1



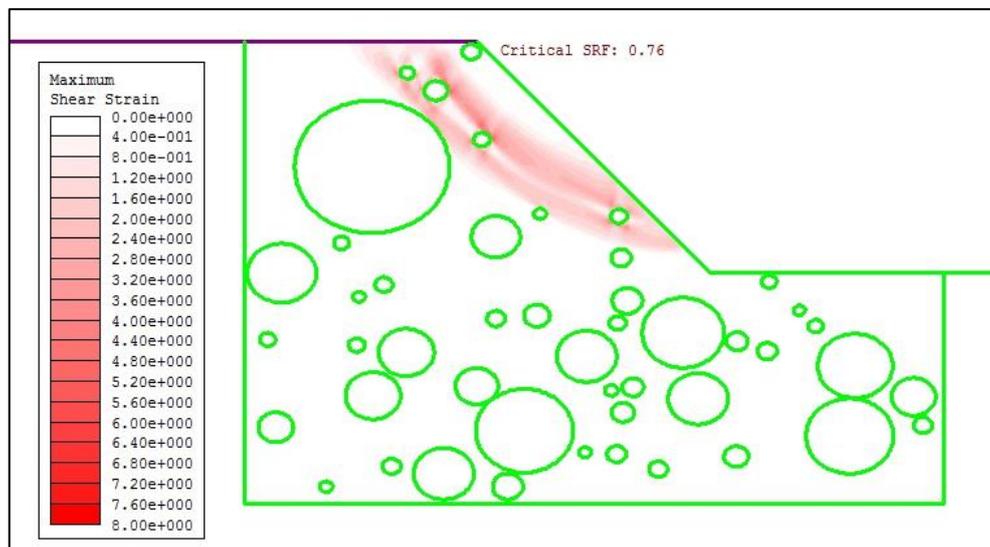
25%_2



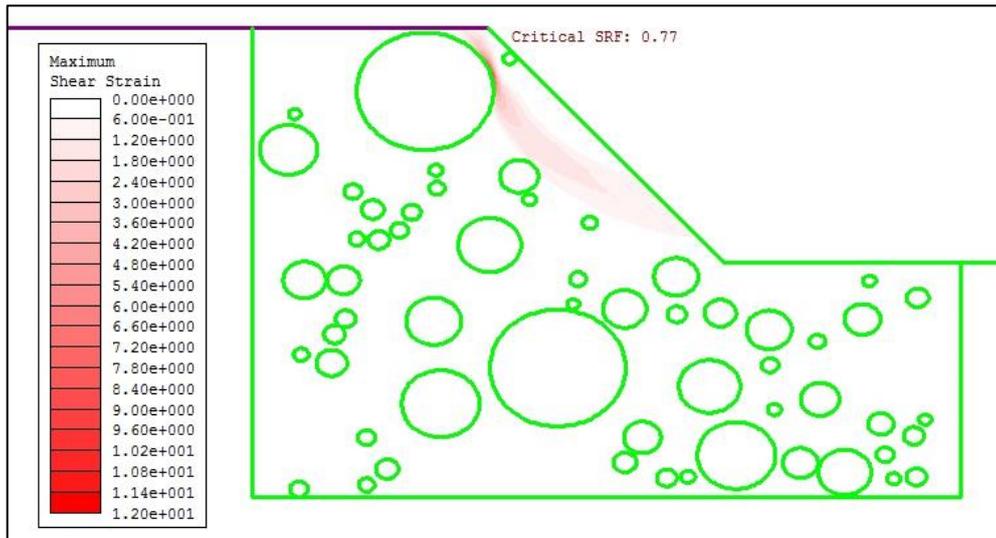
25%_3



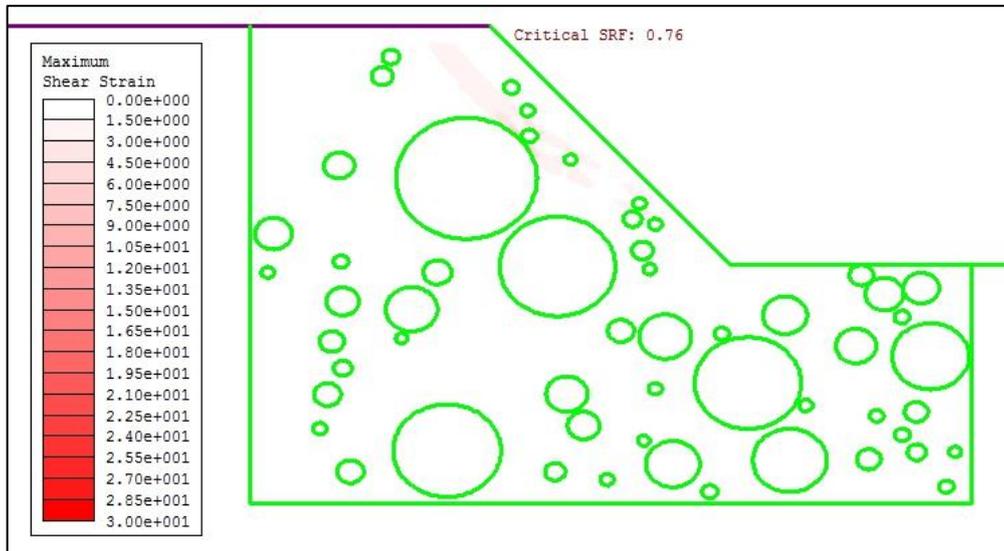
25%_4



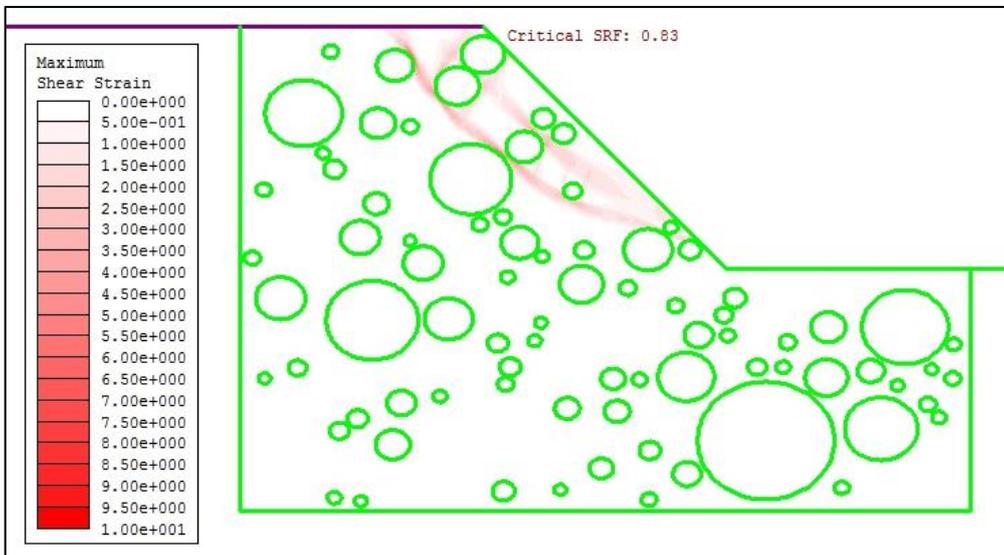
25%_5



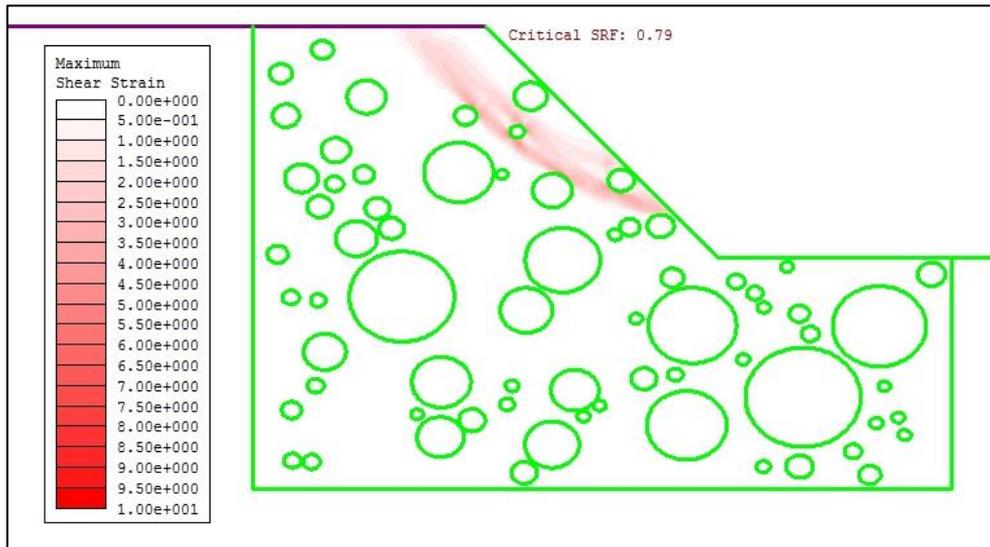
25%_6



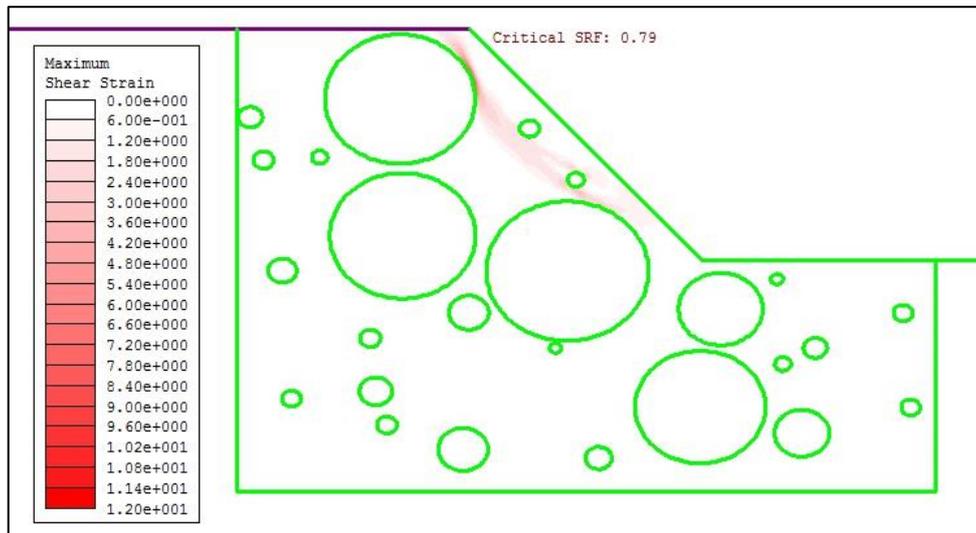
25%_7



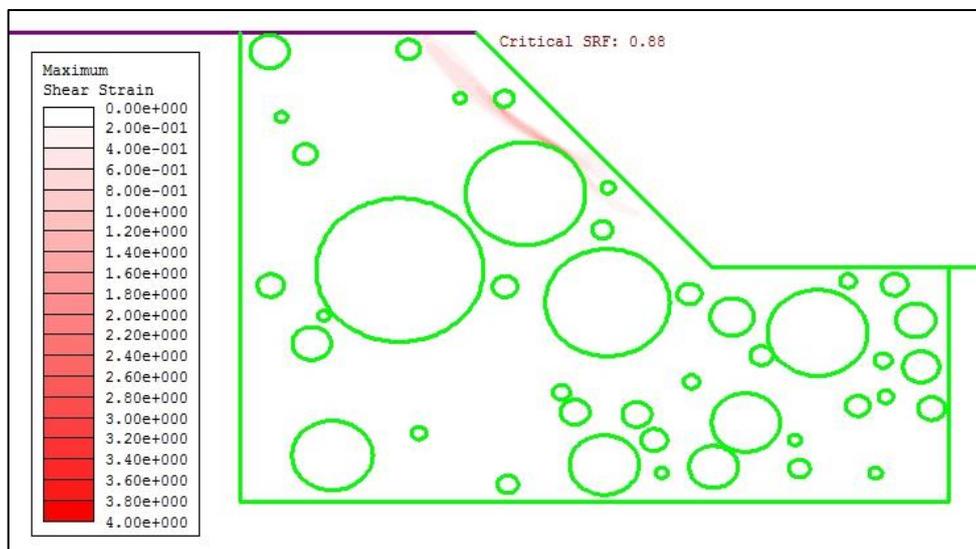
25%_8



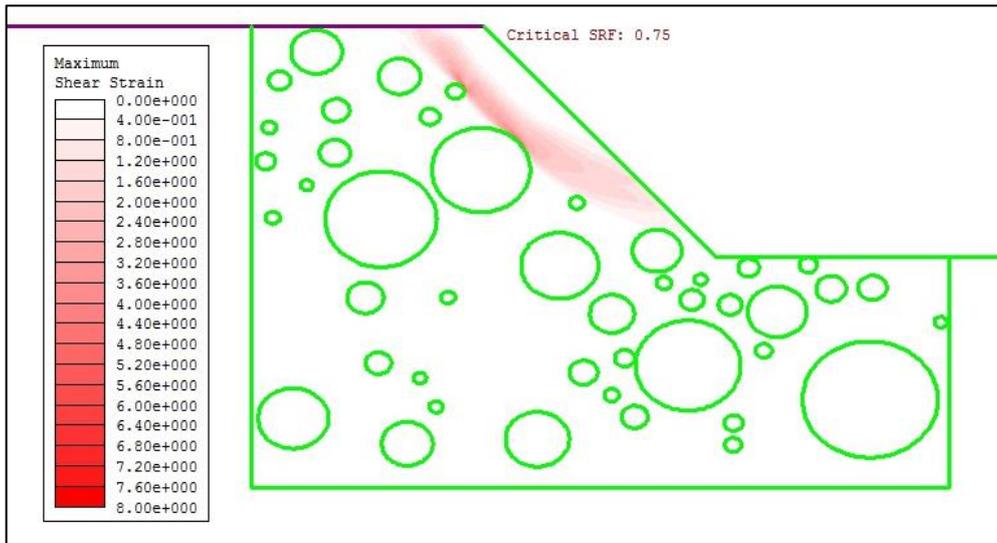
25%_9



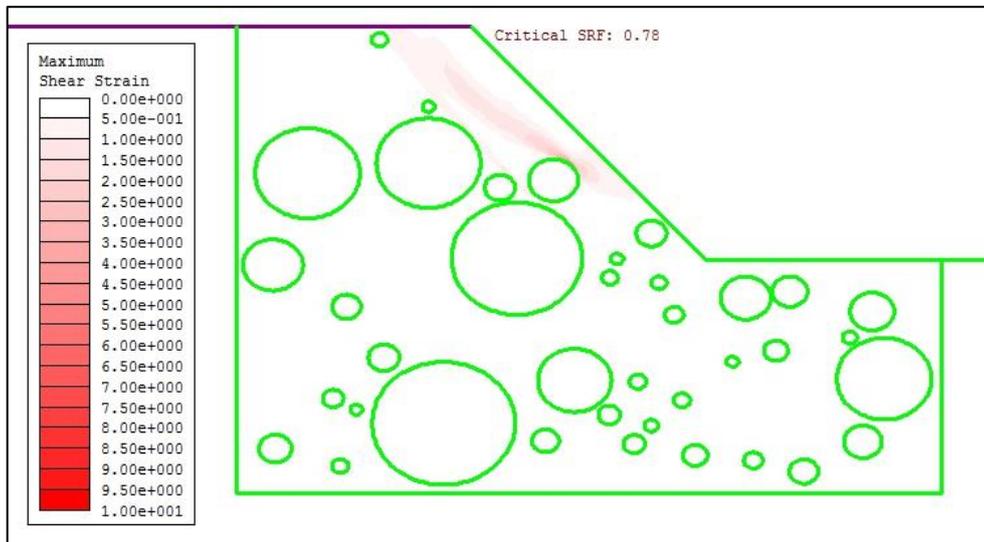
25%_10



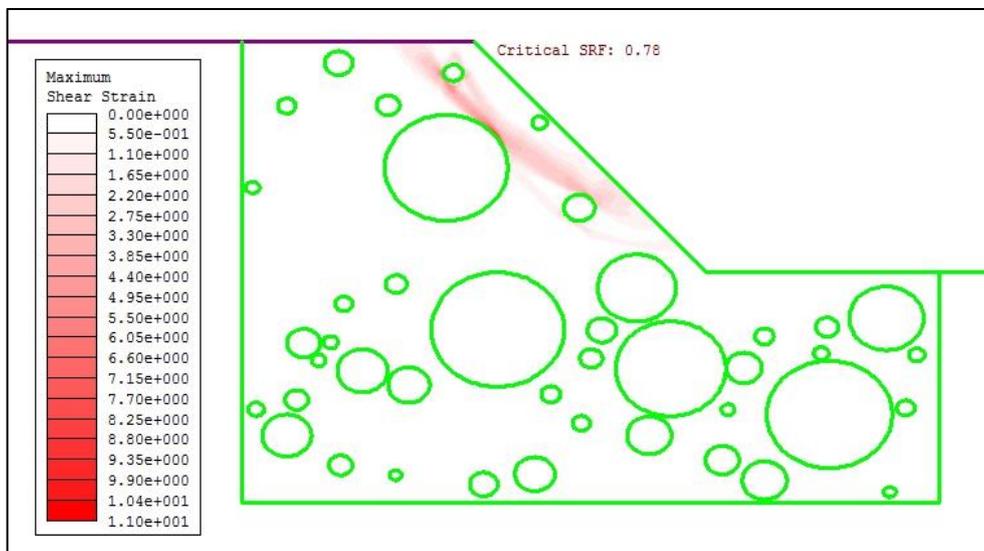
25%_11



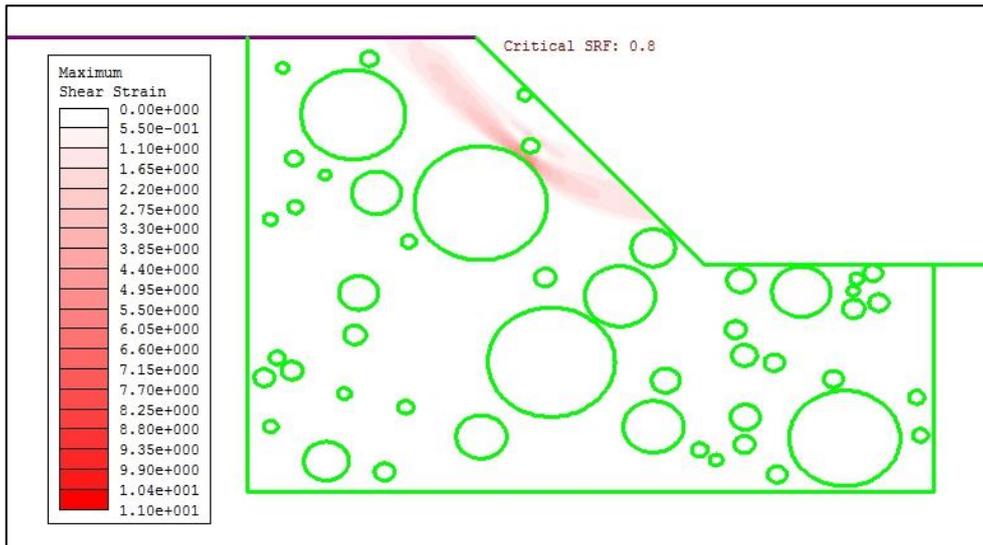
25%_12



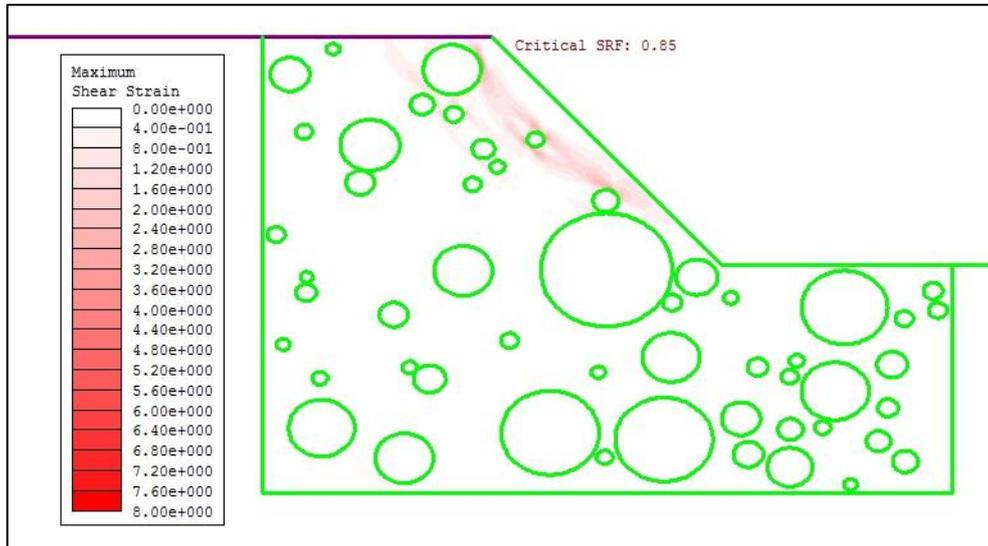
25%_13



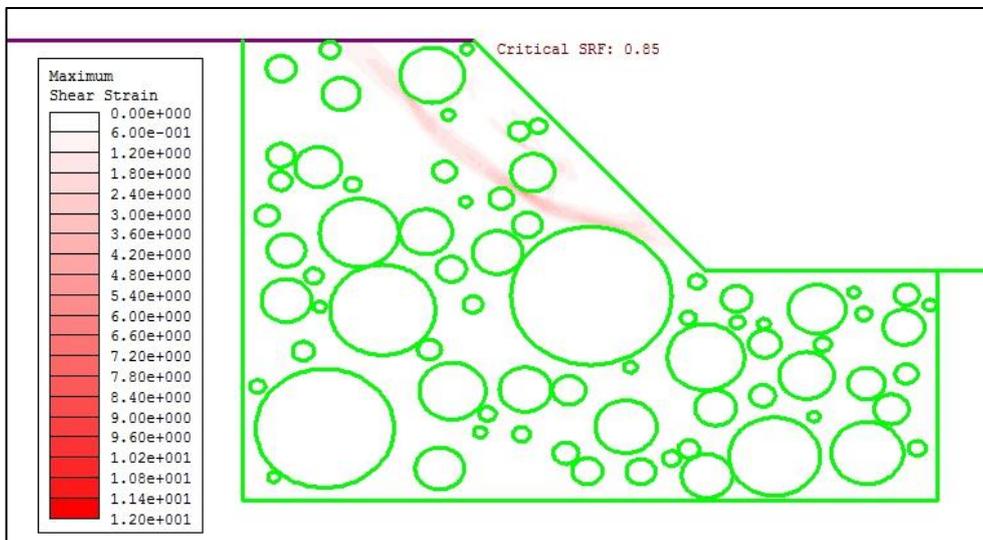
25%_14



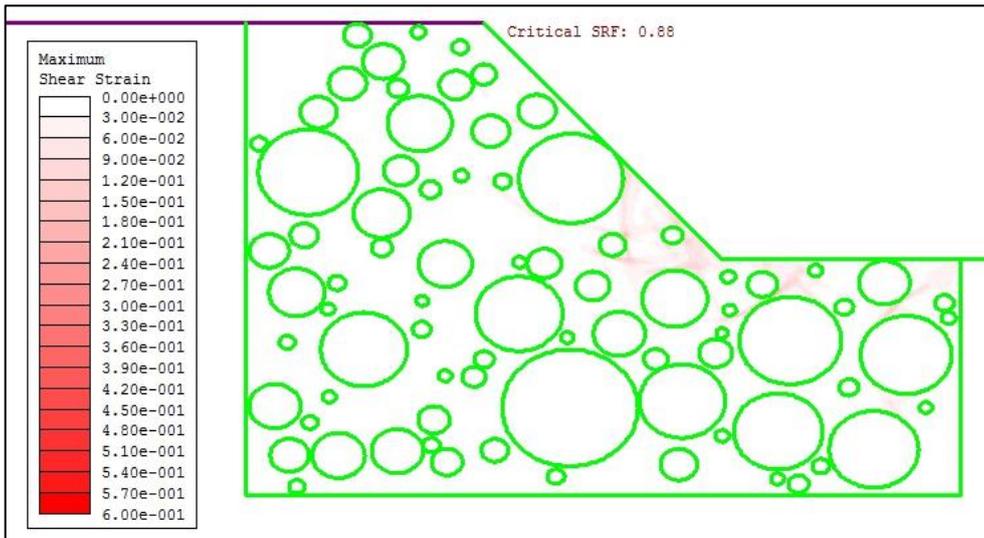
25%_15



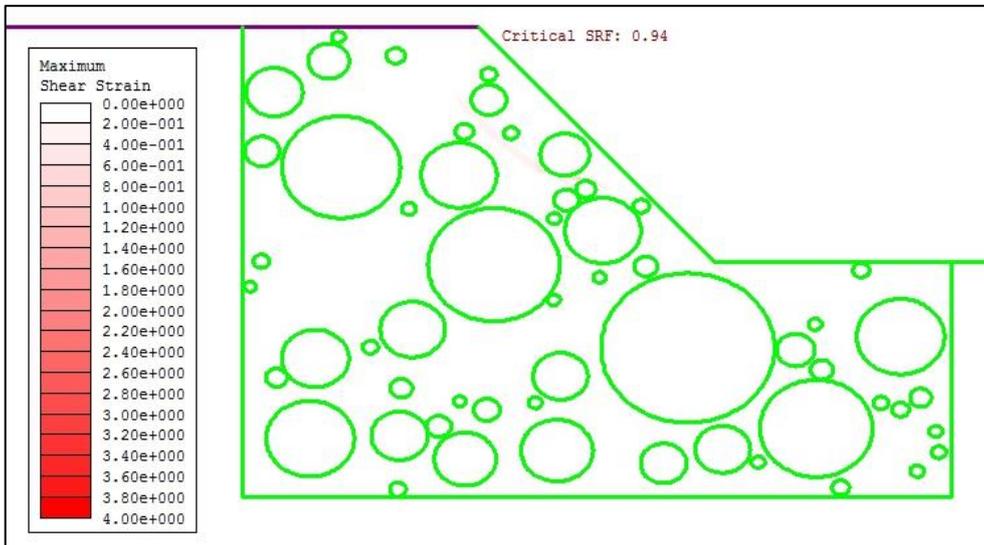
40%_1



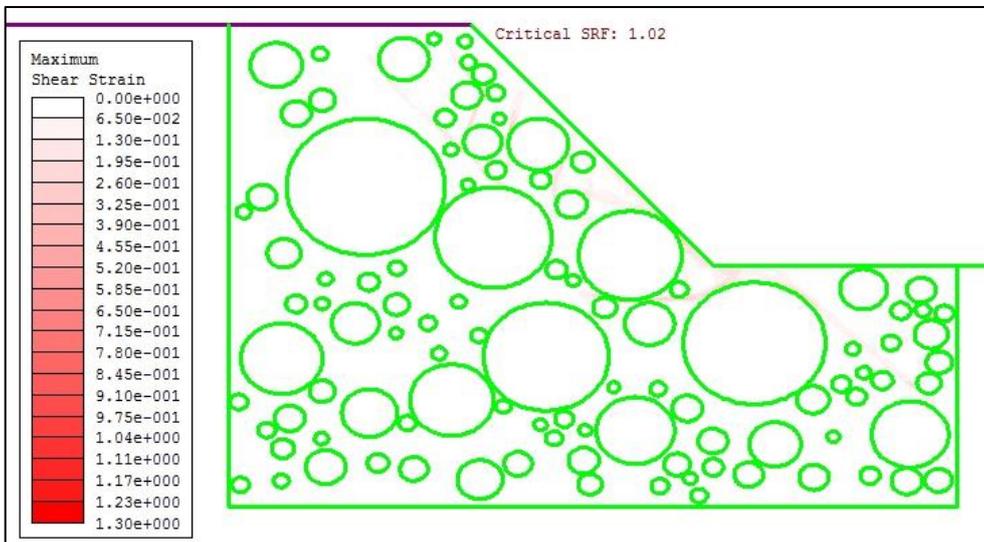
40%_2



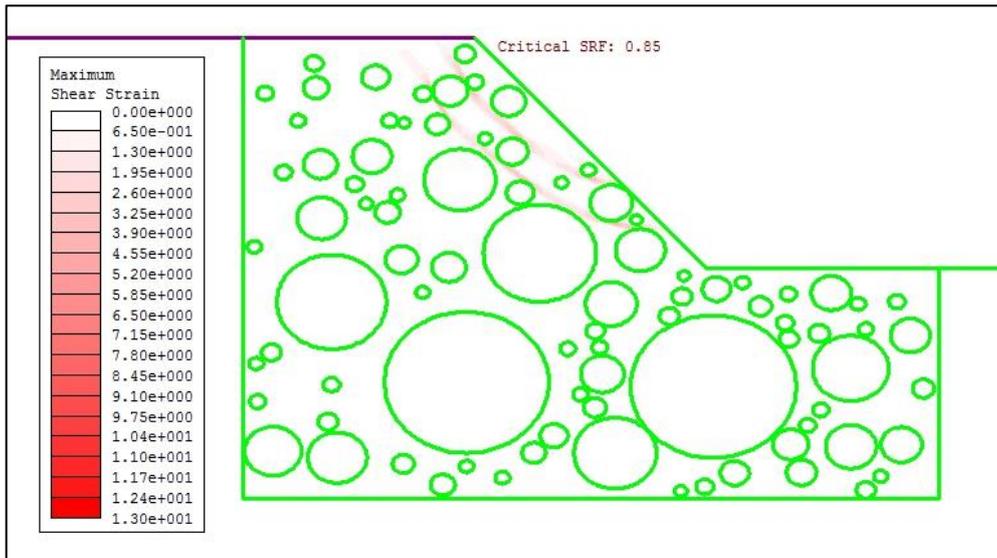
40%_3



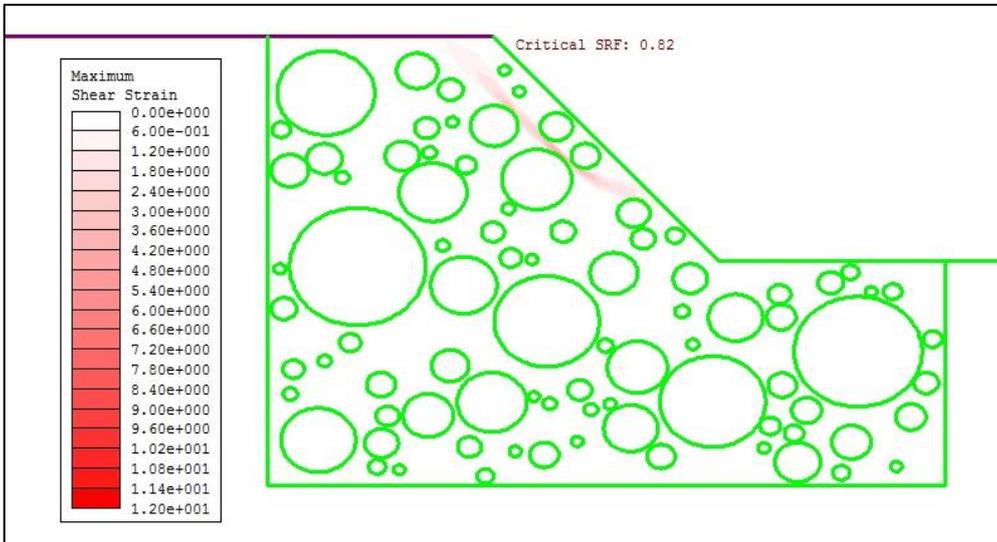
40%_4



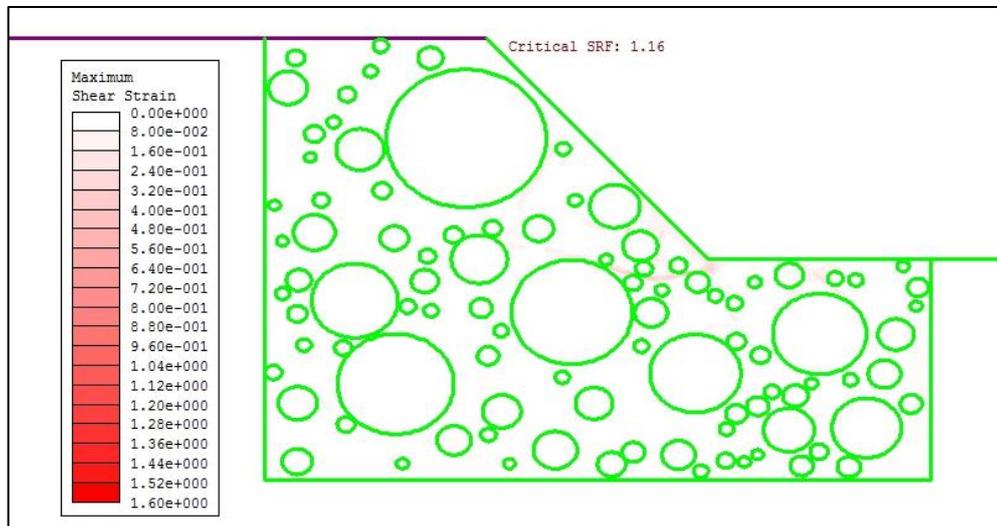
40%_5



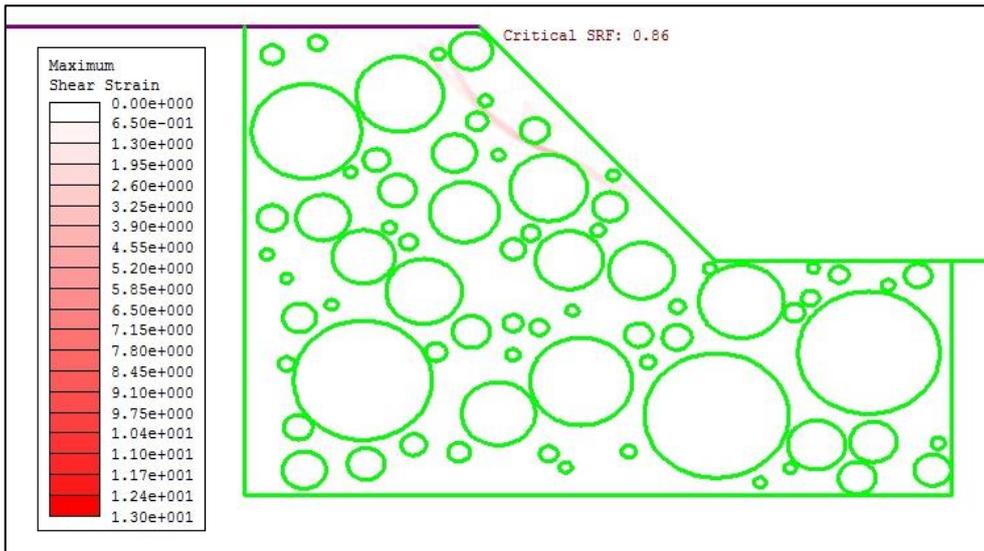
40%_6



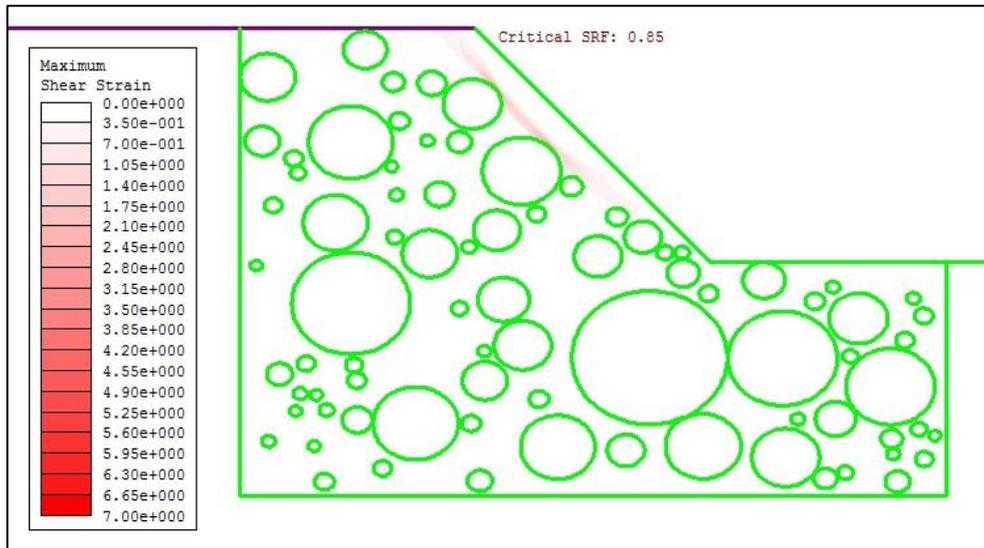
40%_7



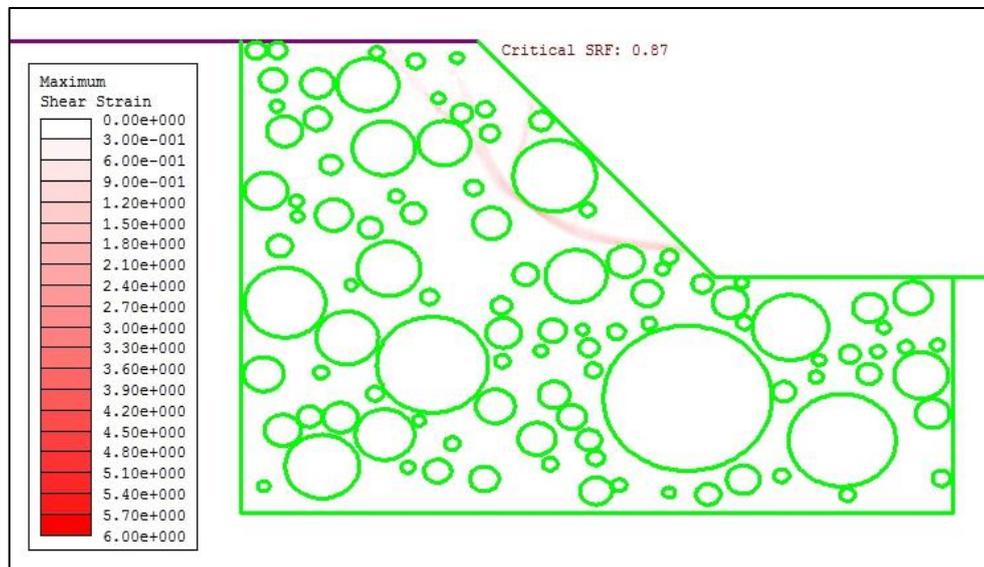
40%_8



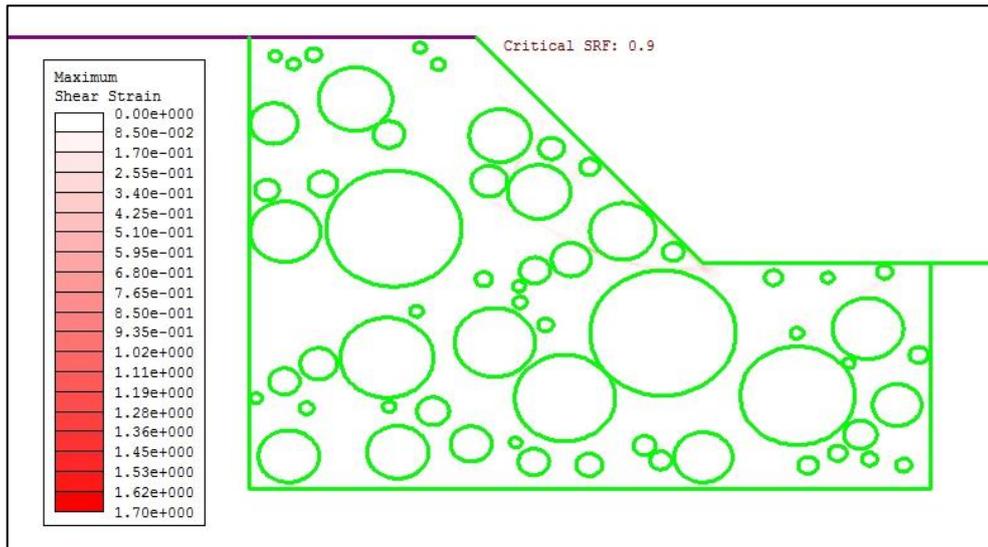
40%_9



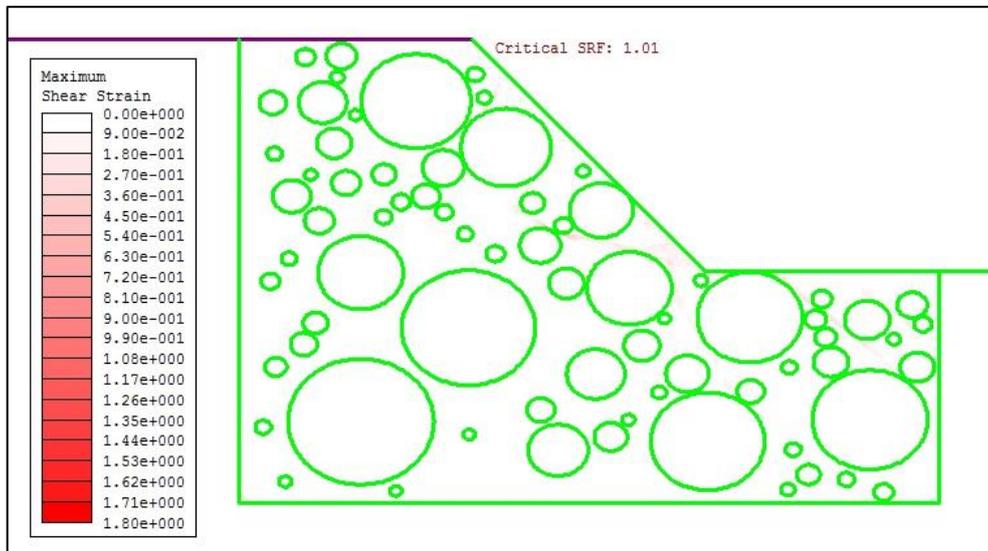
40%_10



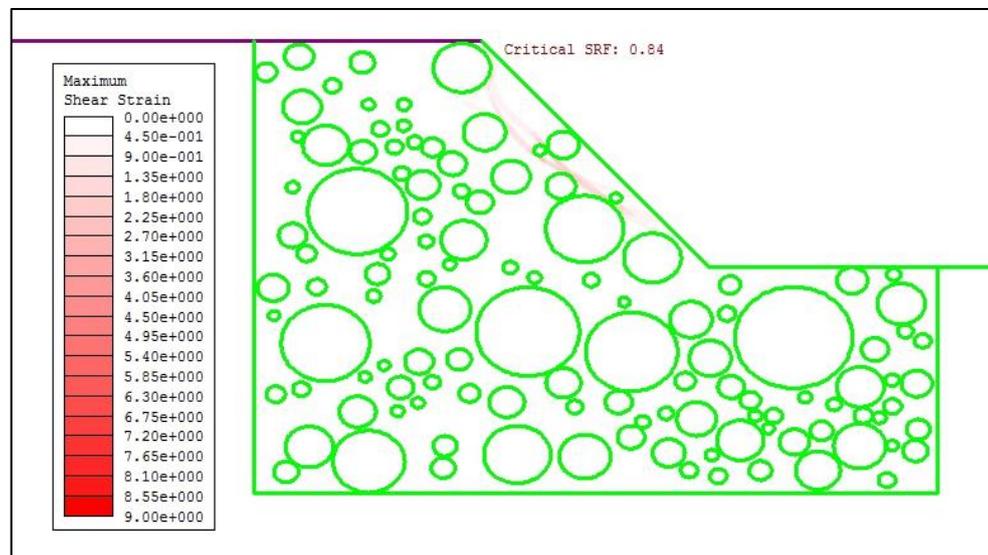
40%_11



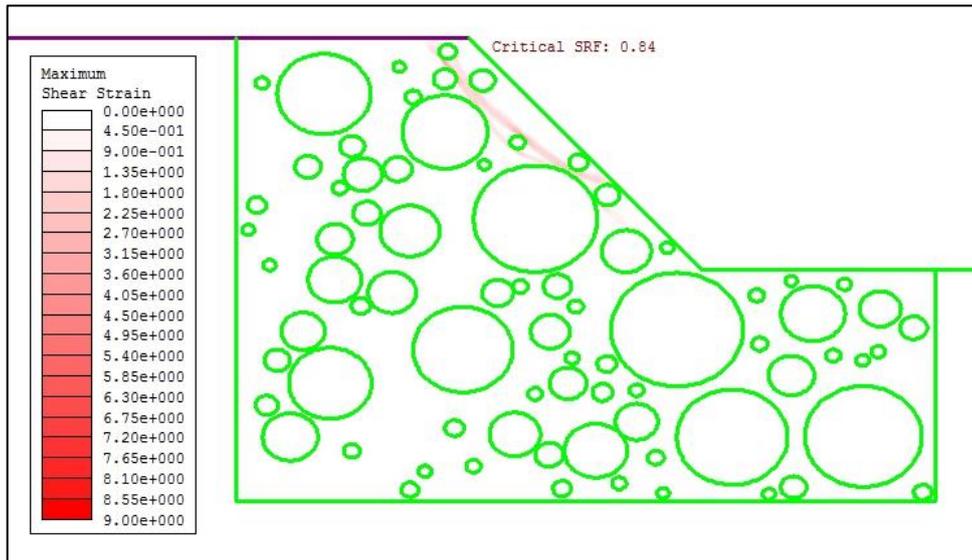
40%_12



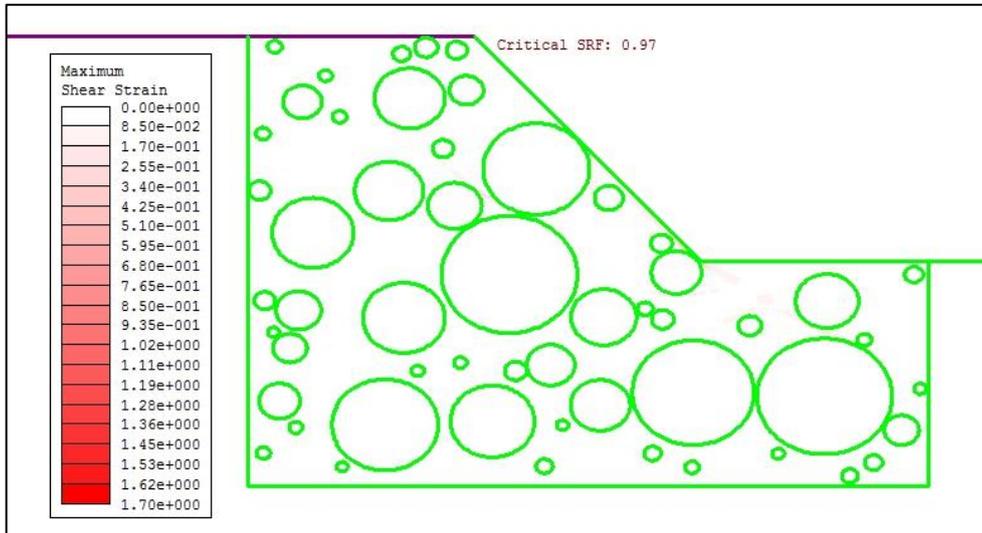
40%_13



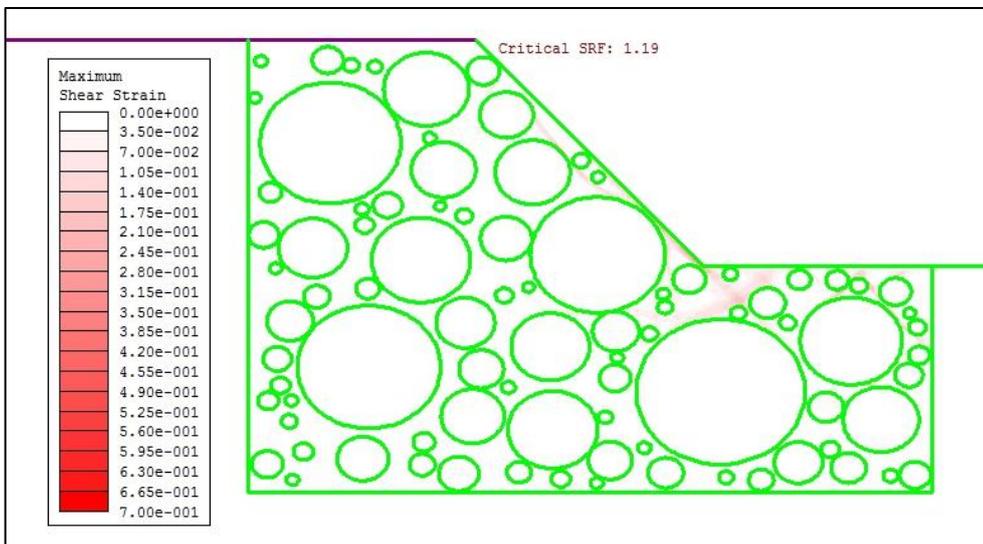
40%_14



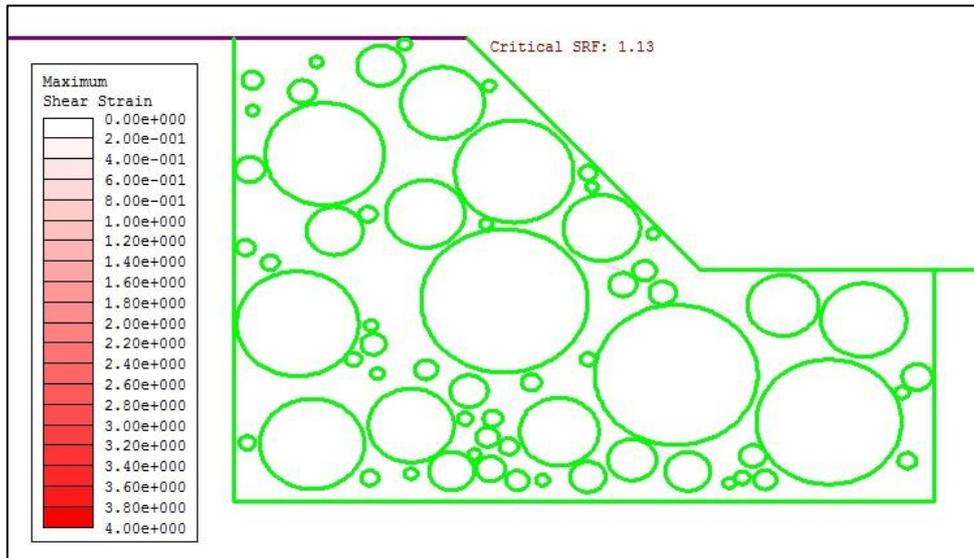
40%_15



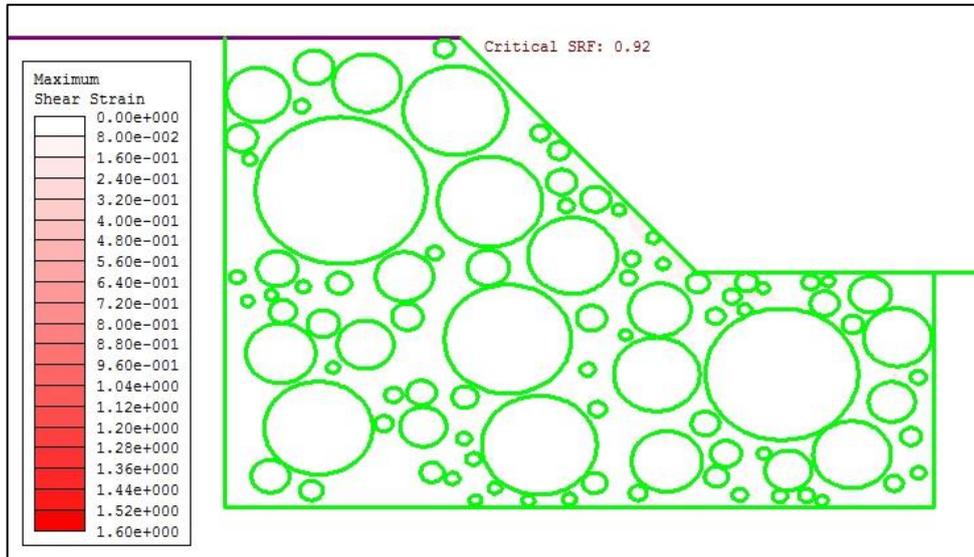
55%_1



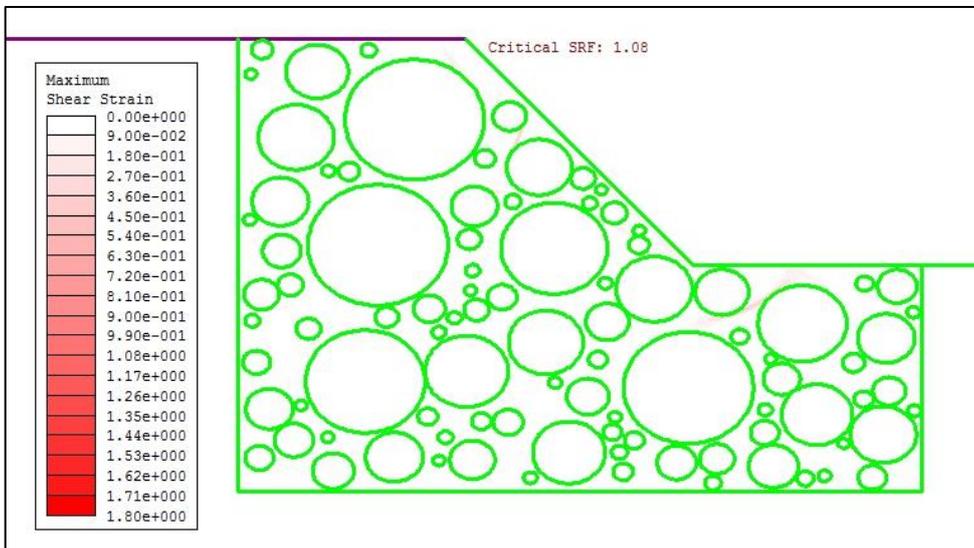
55%_2



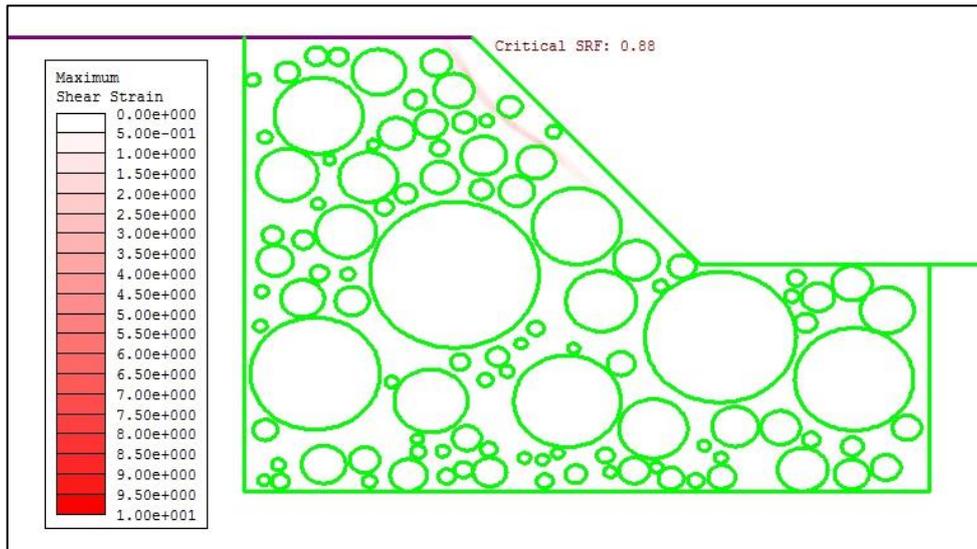
55%_3



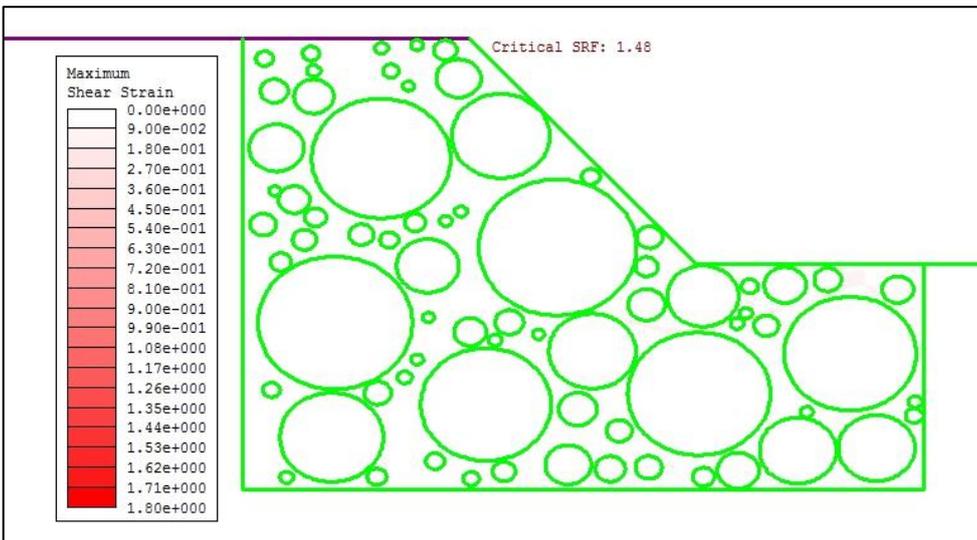
55%_4



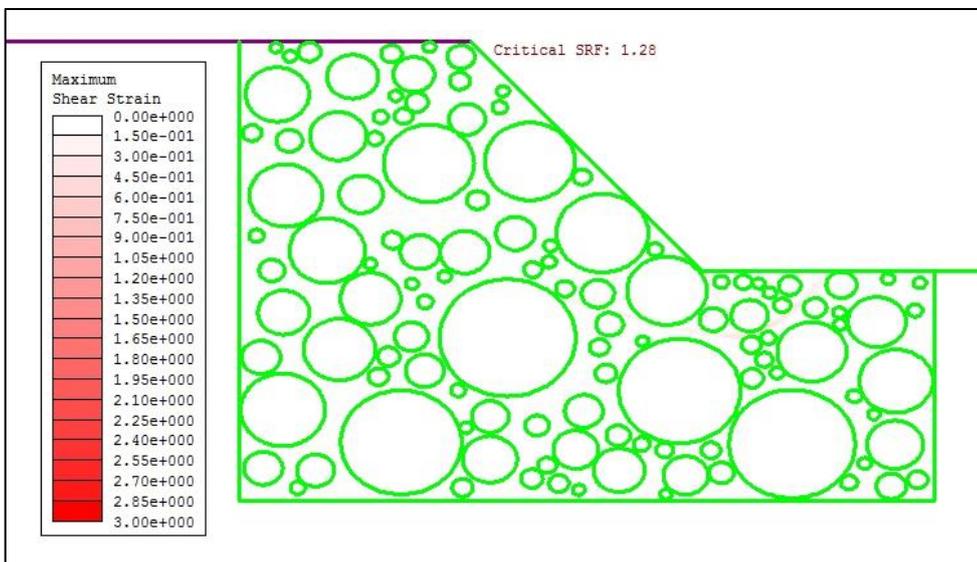
55%_5



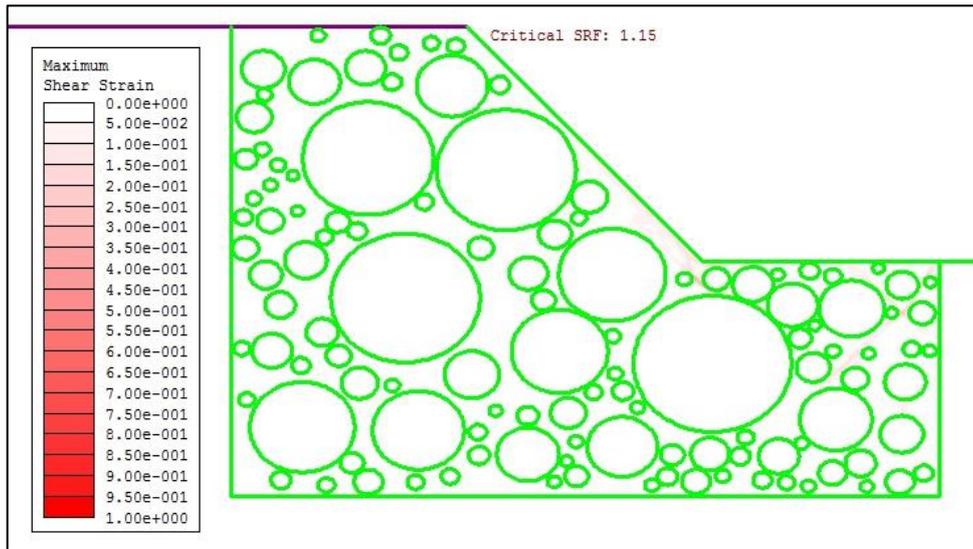
55%_6



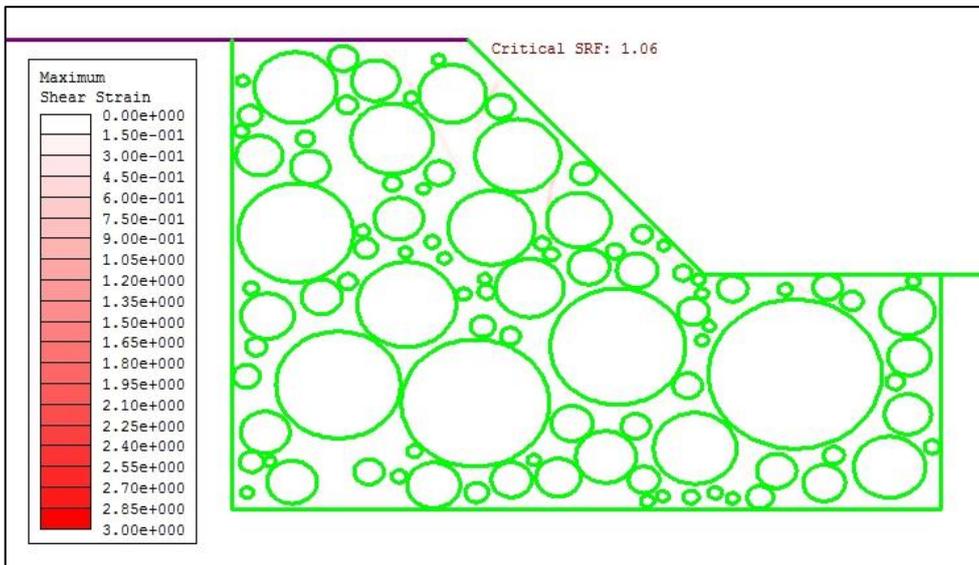
55%_7



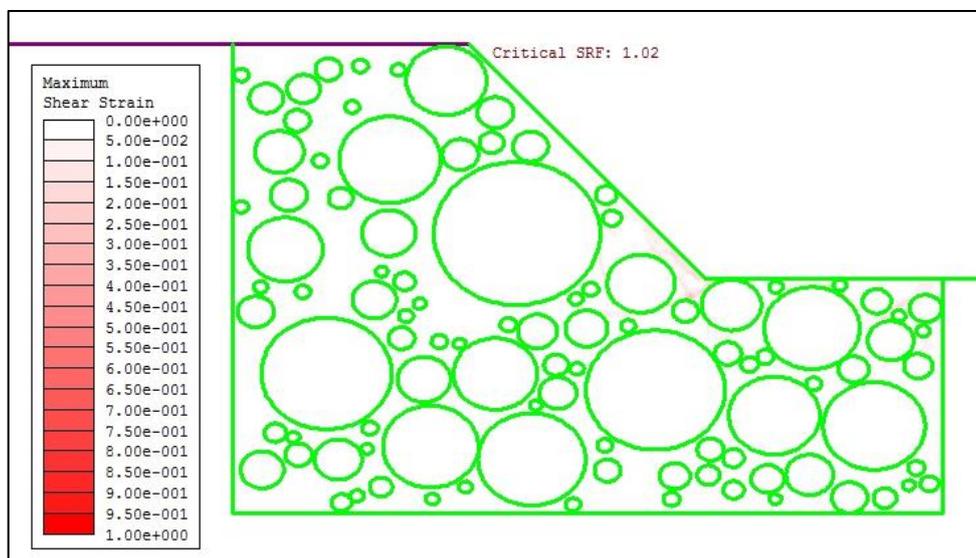
55%_8



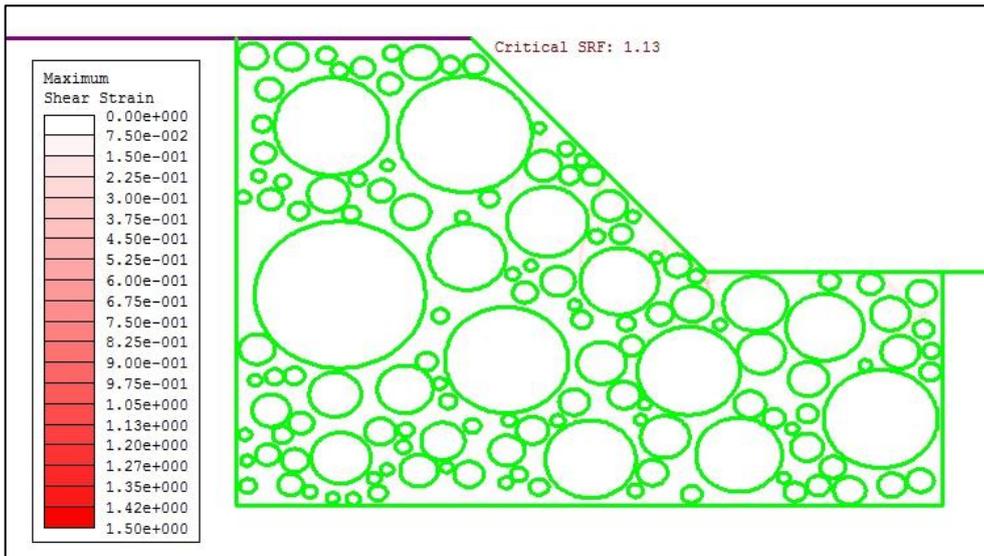
55%_9



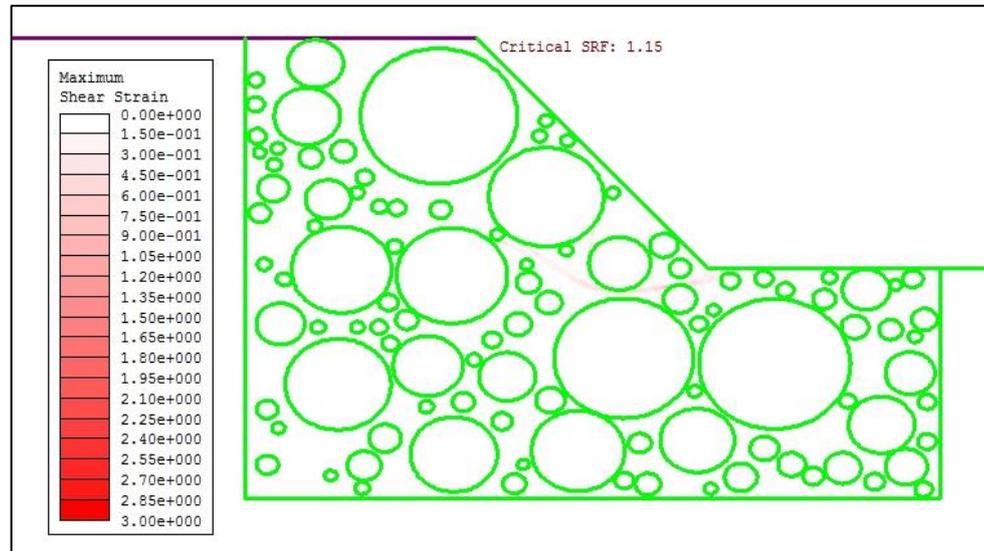
55%_10



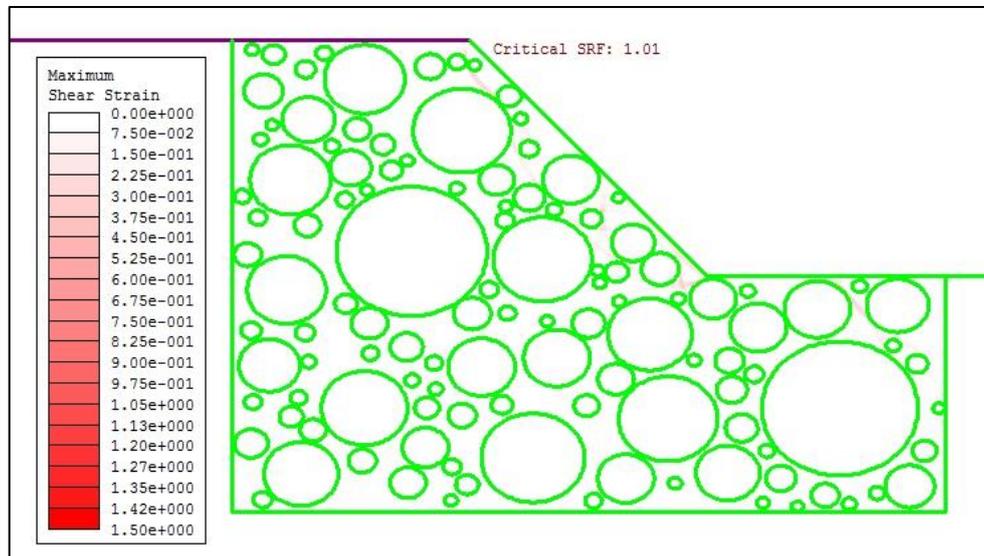
55%_11



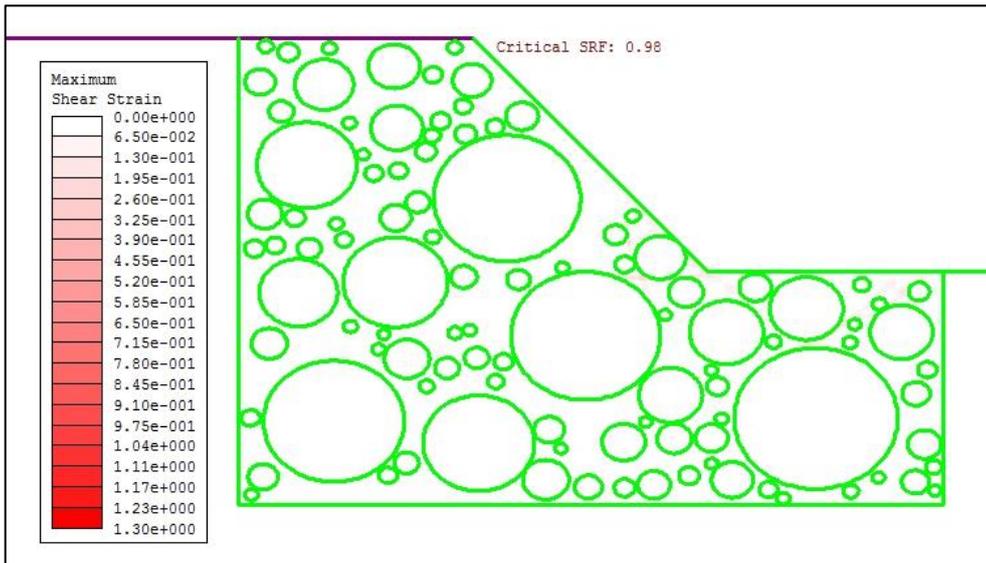
55%_12



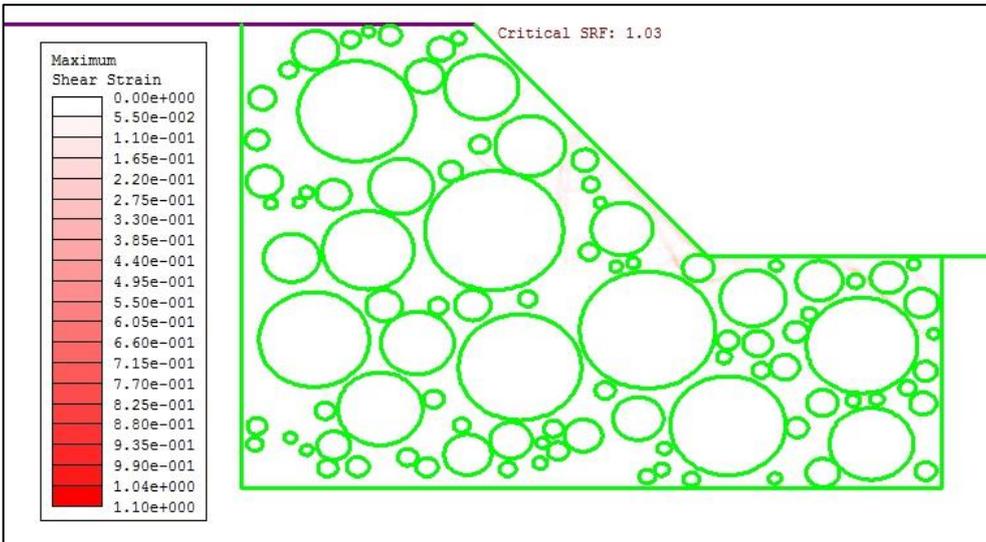
55%_13



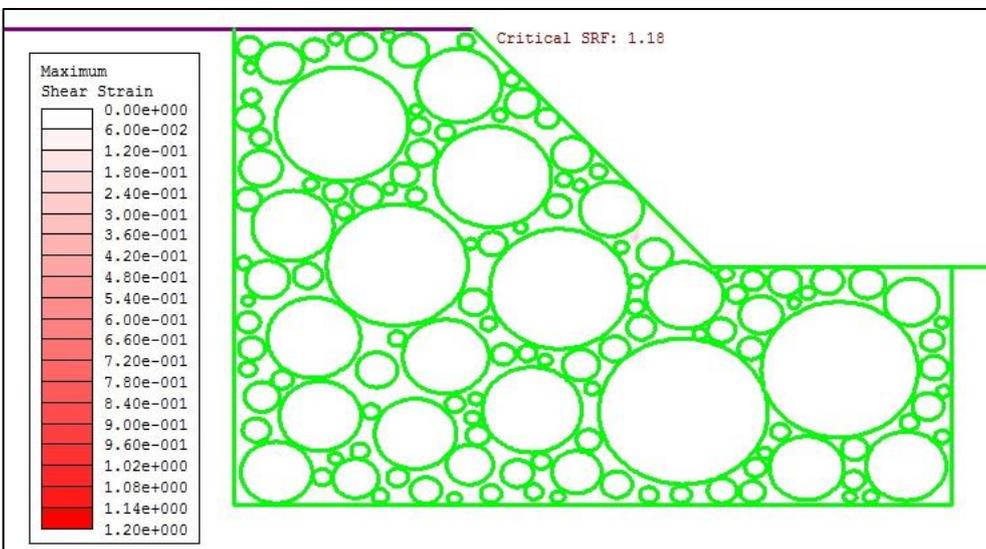
55%_14



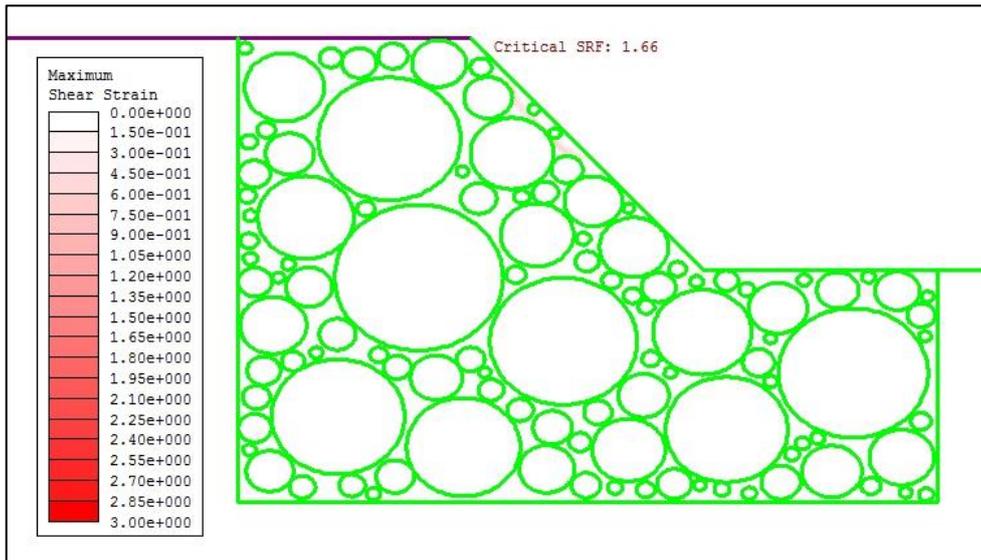
55%_15



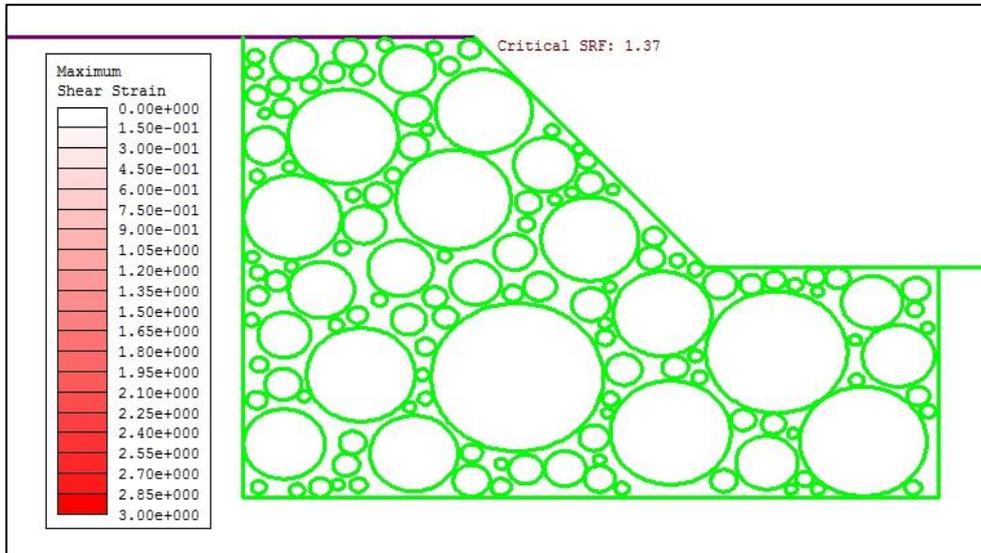
70%_1



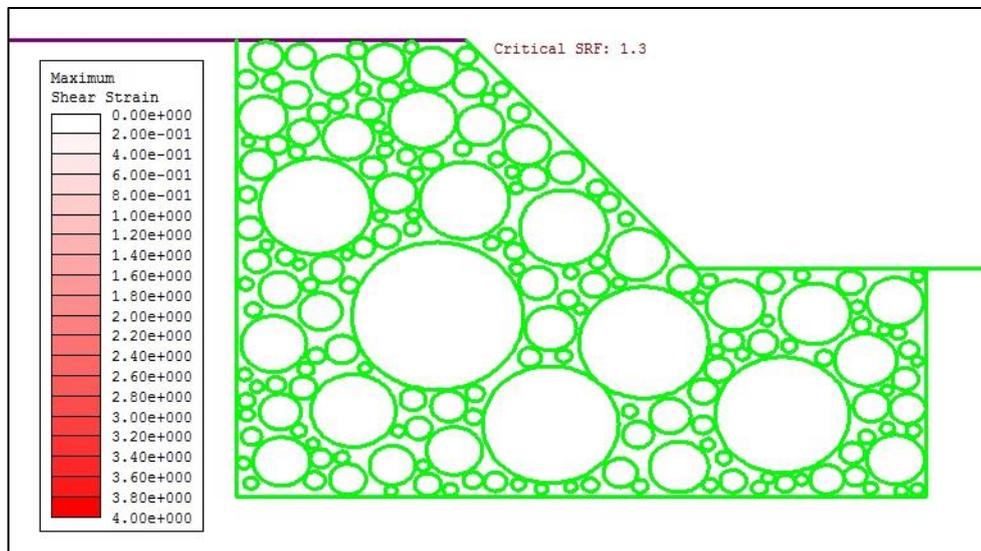
70%_2



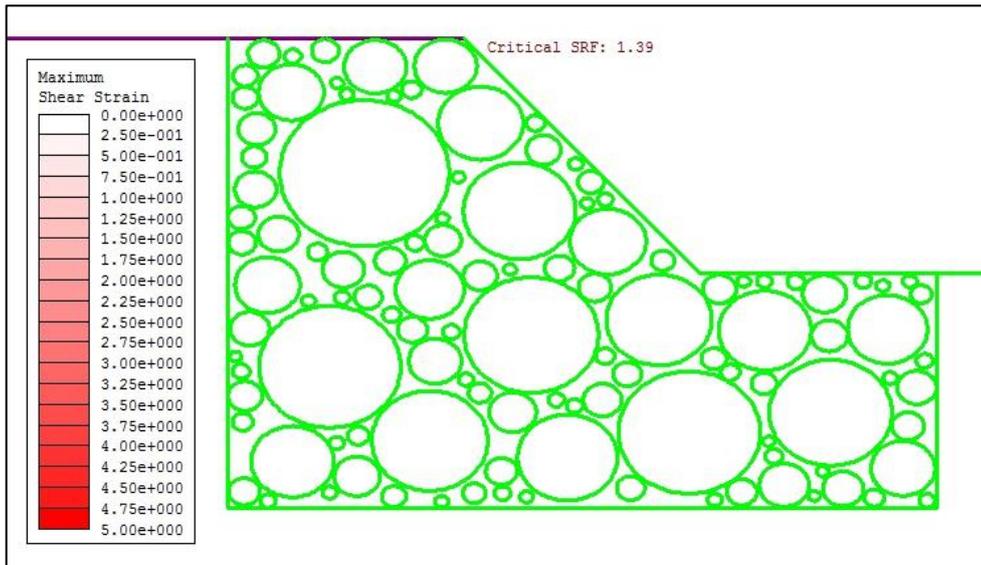
70%_3



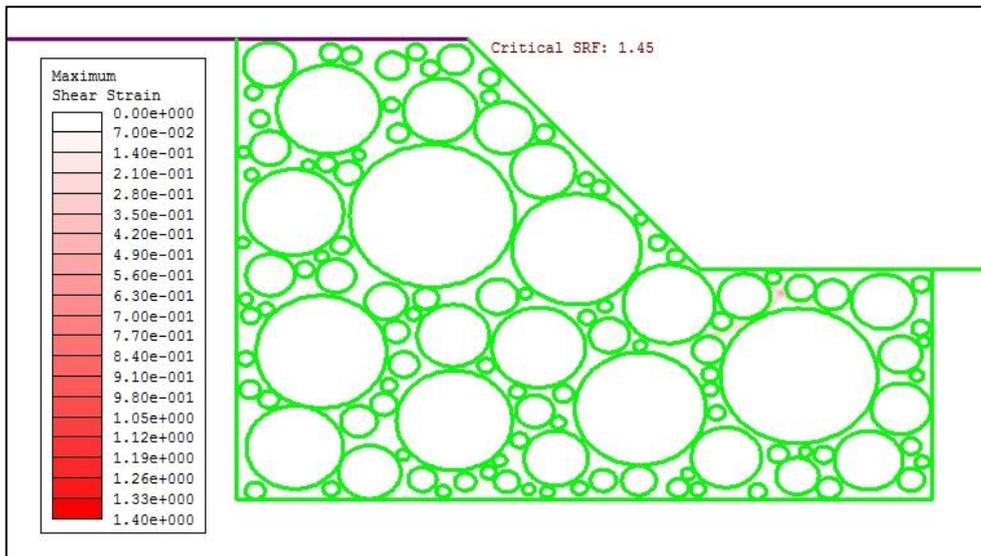
70%_4



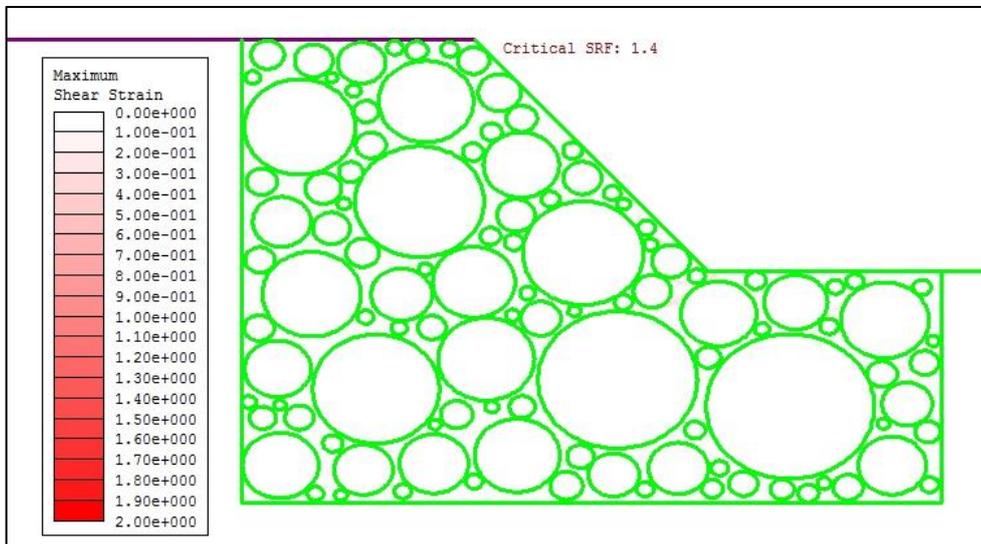
70%_5



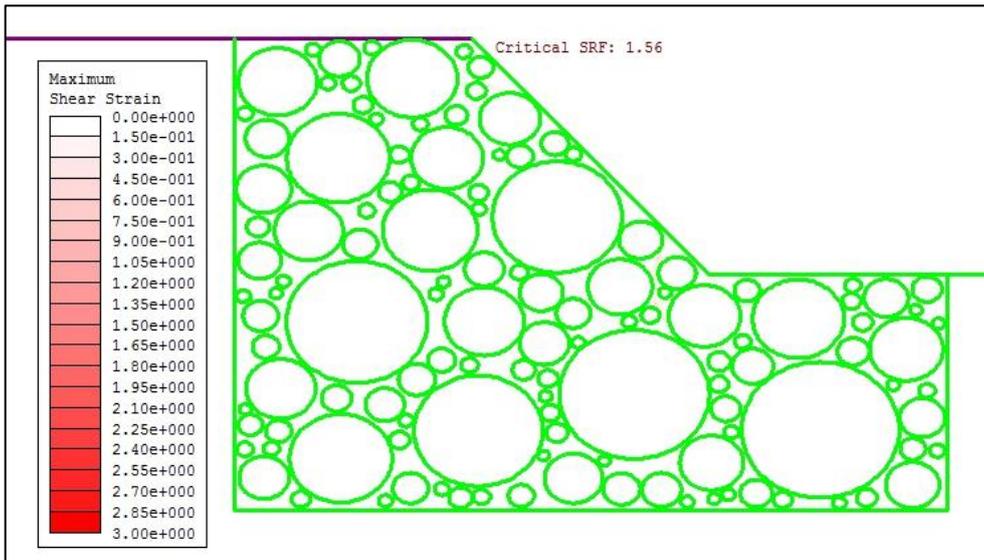
70%_6



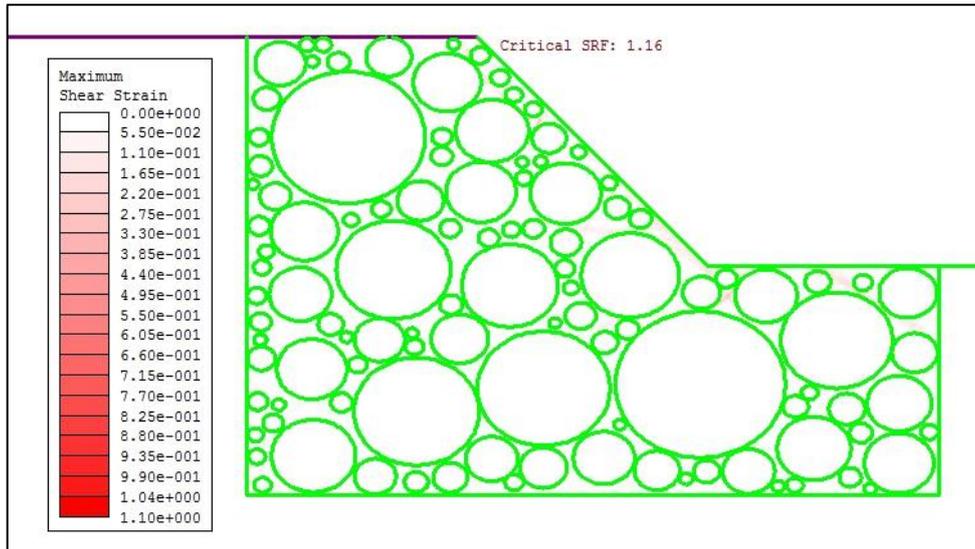
70%_7



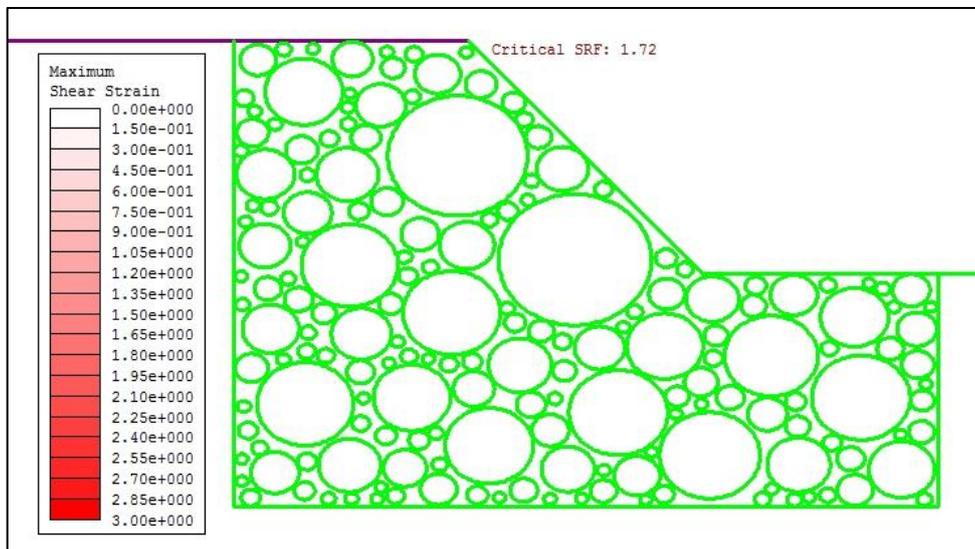
70%_8



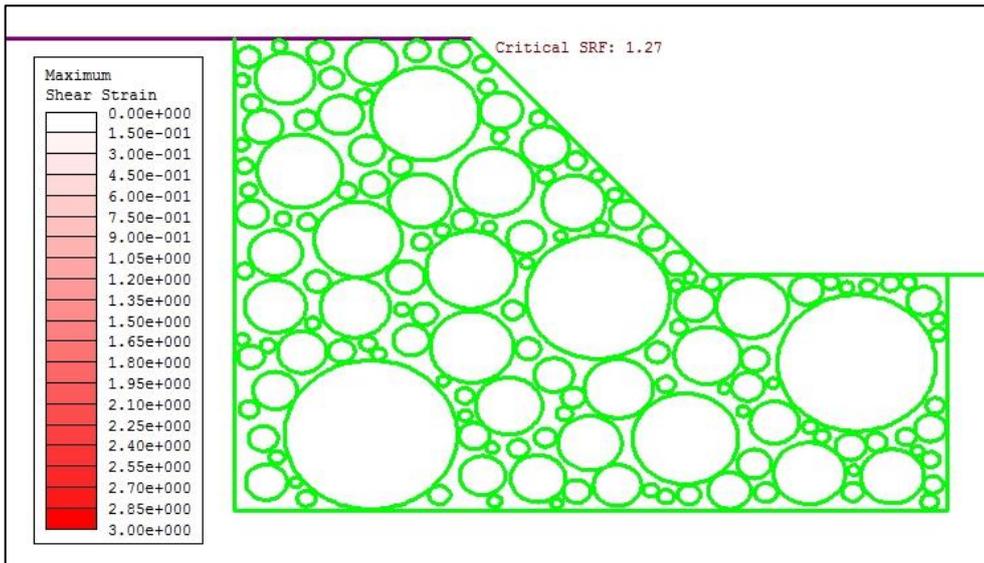
70%_9



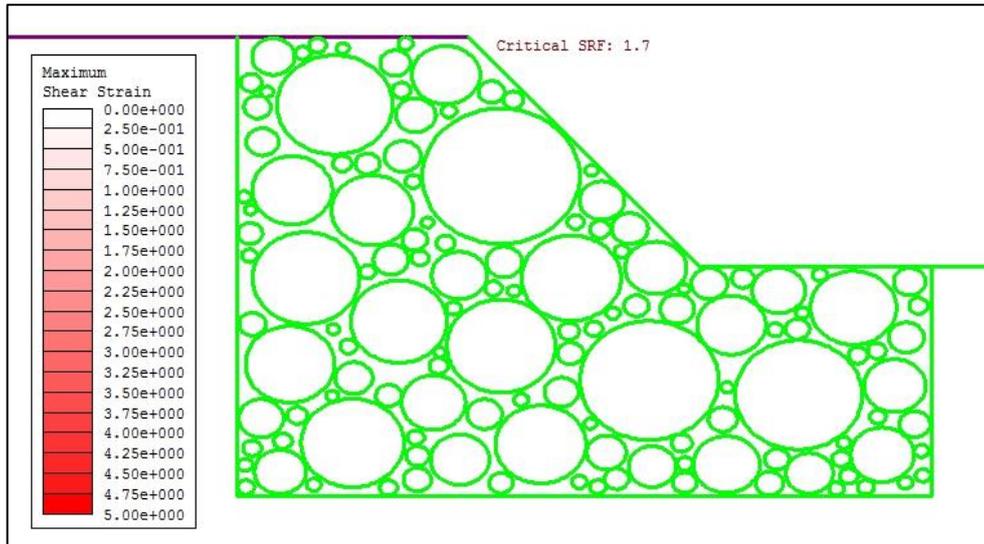
70%_10



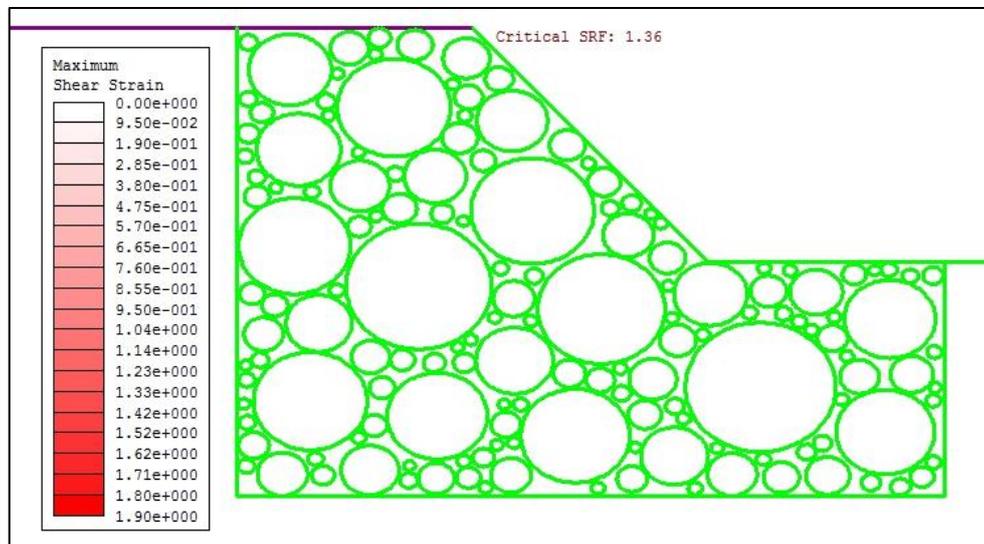
70%_11



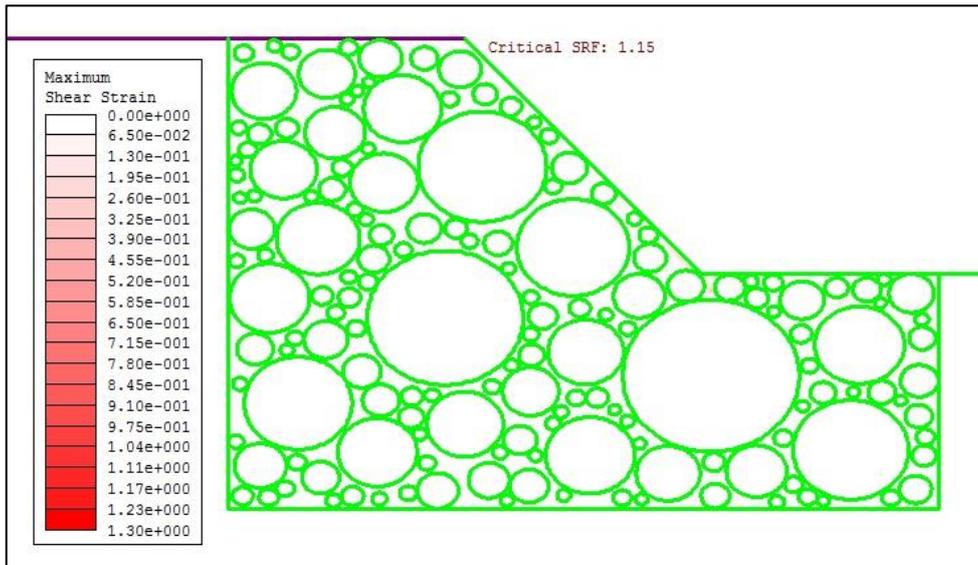
70%_12



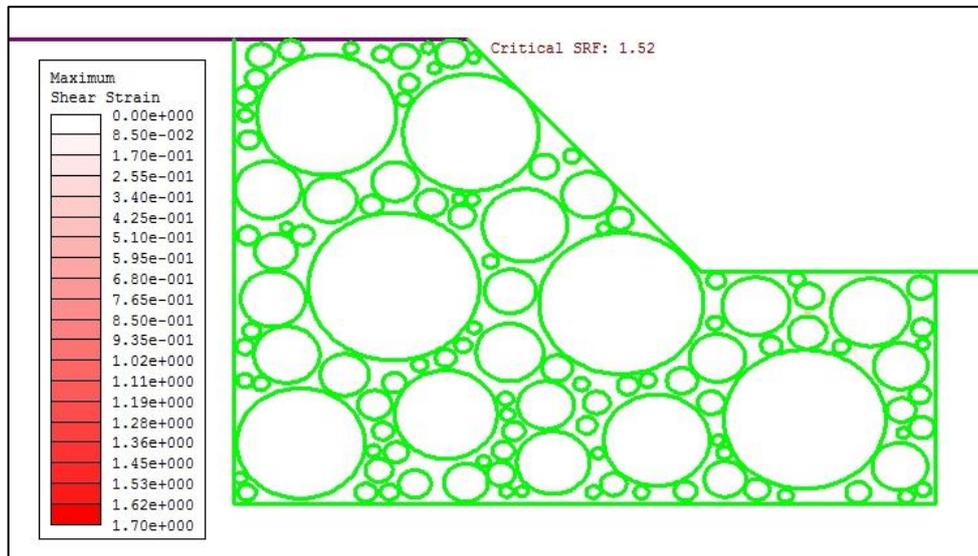
70%_13



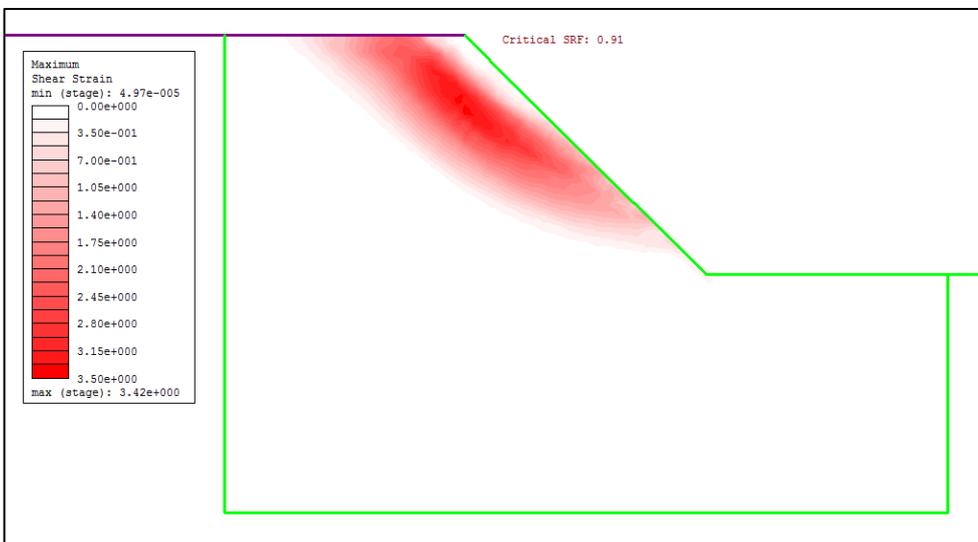
70%_14



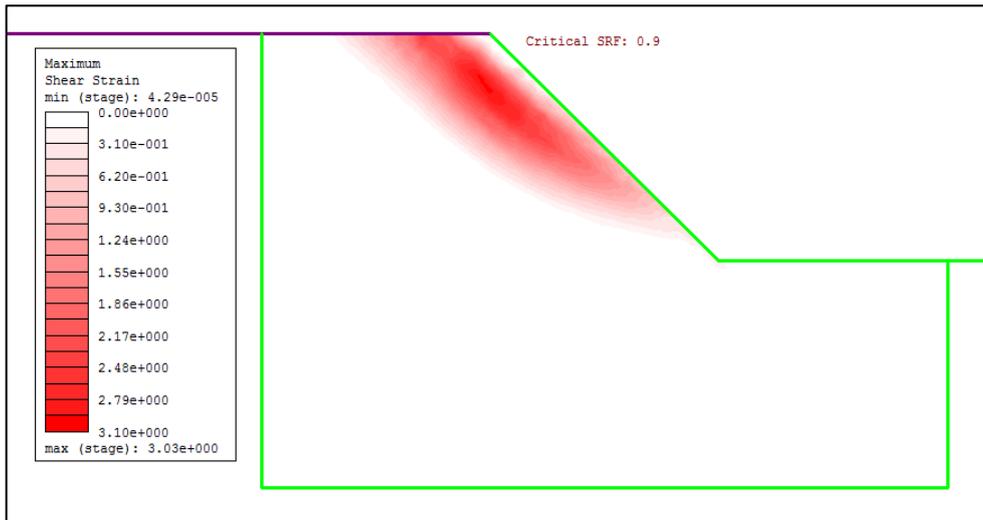
70%_15



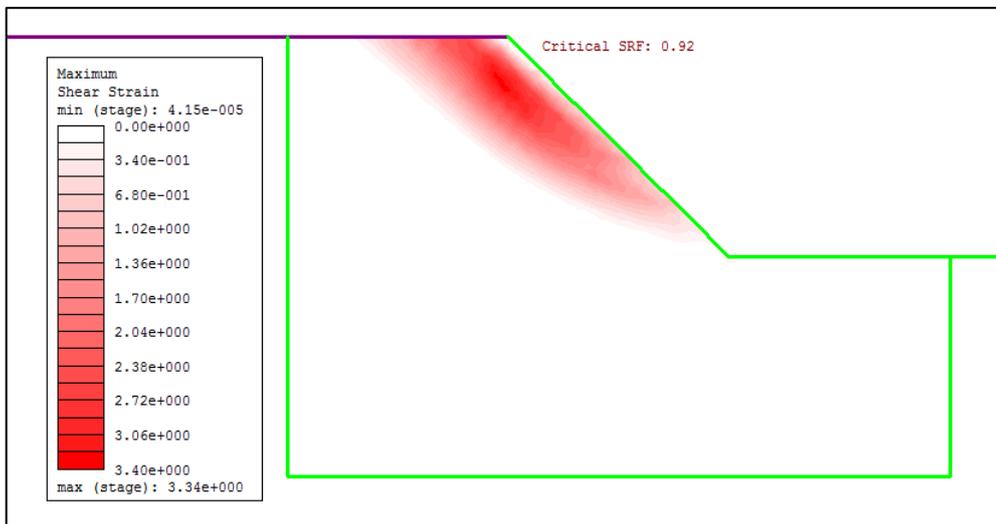
Kalender_25



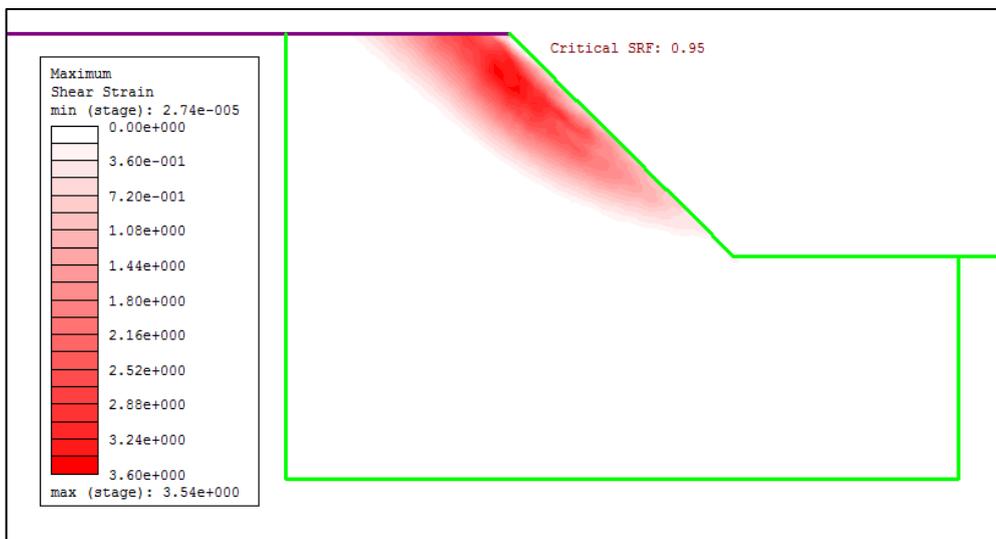
Kalender_40



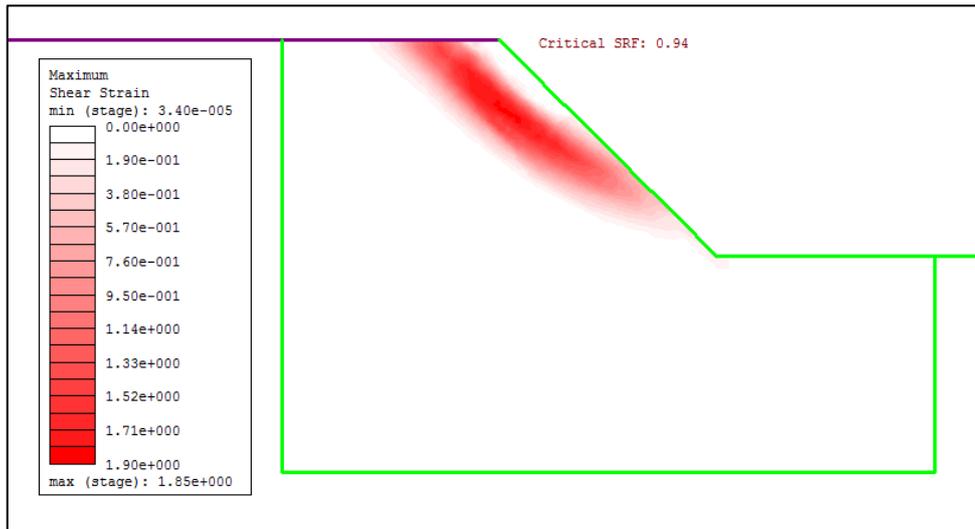
Kalender_55



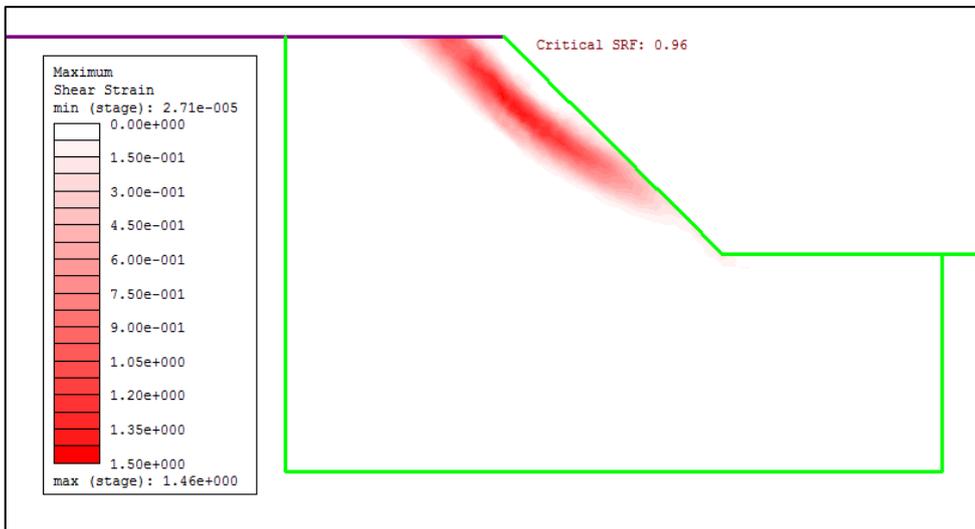
Kalender_70



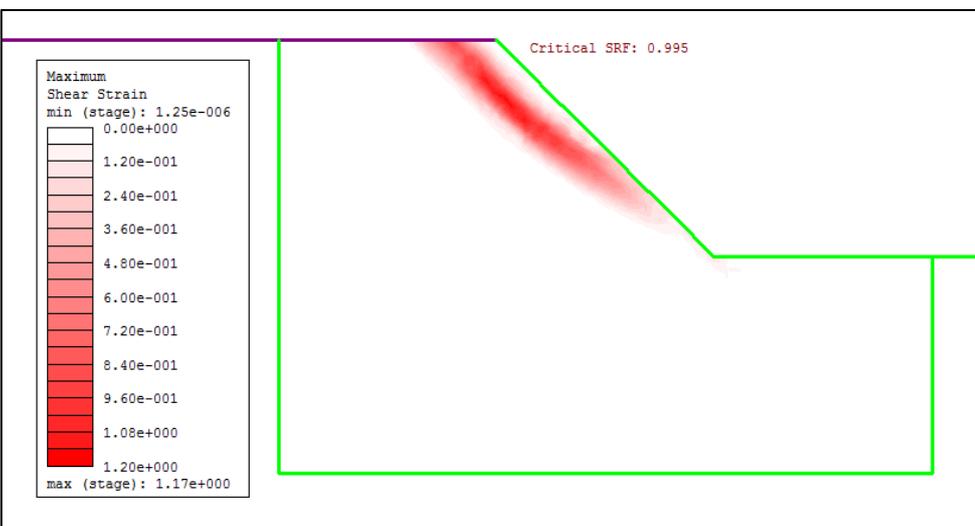
Lindquist_40



Lindquist_55

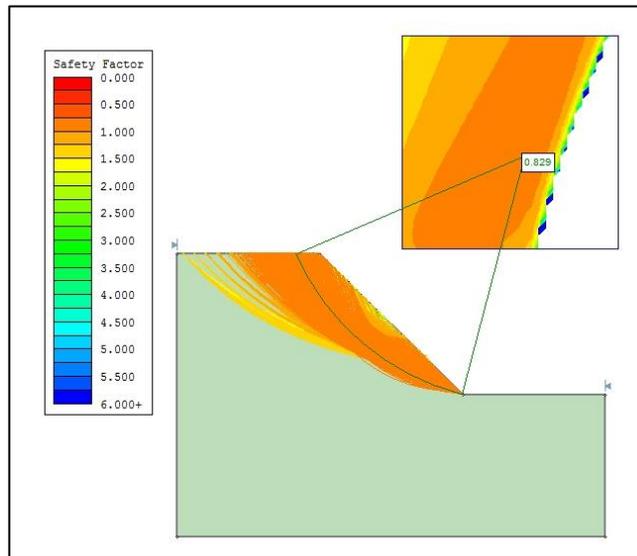


Lindquist_70

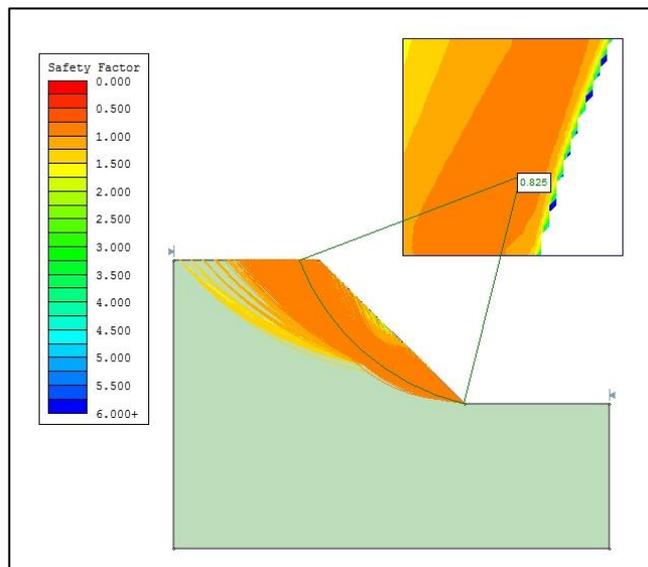


Allegato 3: Superfici critiche minime (approccio LEM)

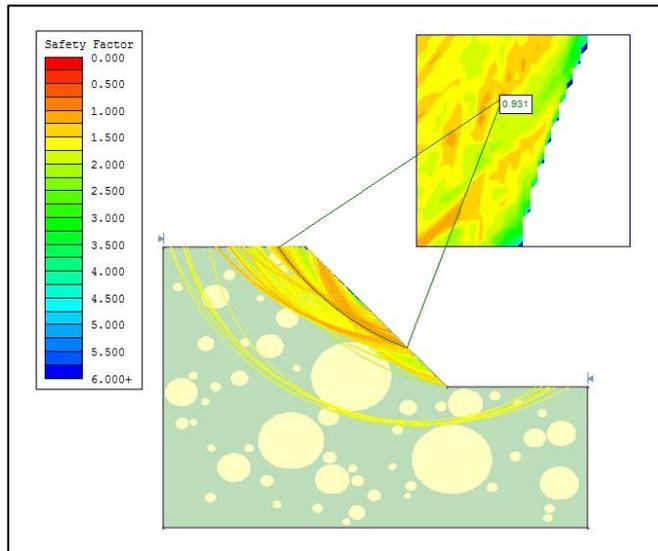
Matrice_Bishop



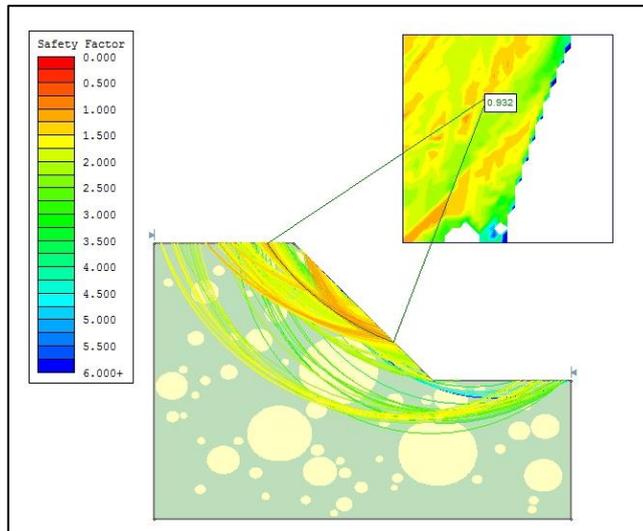
Matrice_Spencer



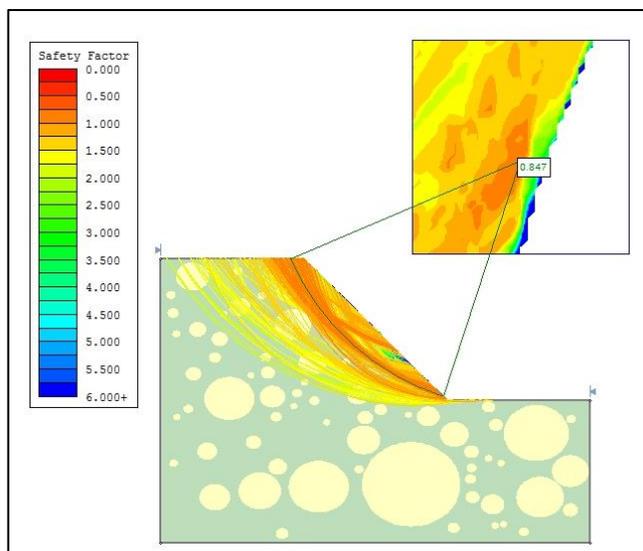
25_1_Bishop



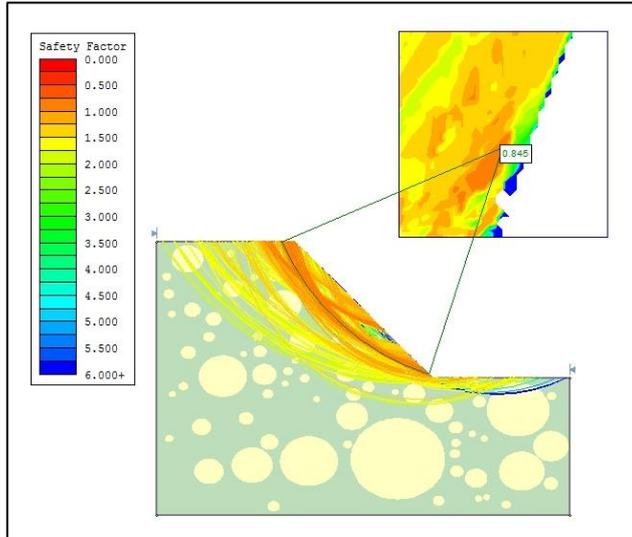
25_1_Spencer



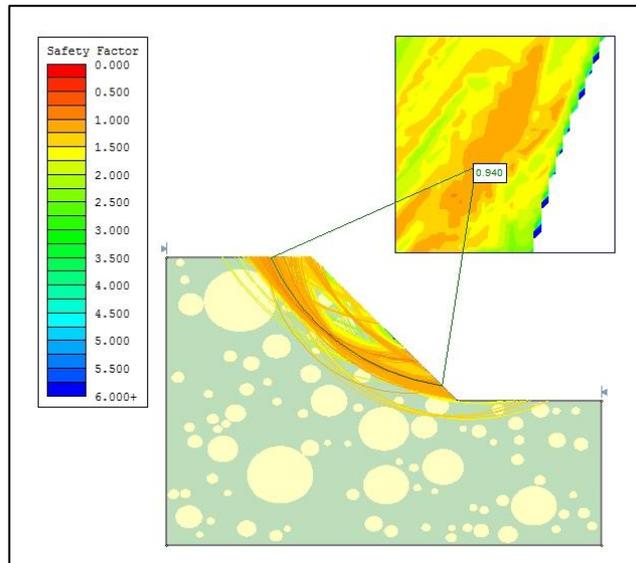
25_2_Bishop



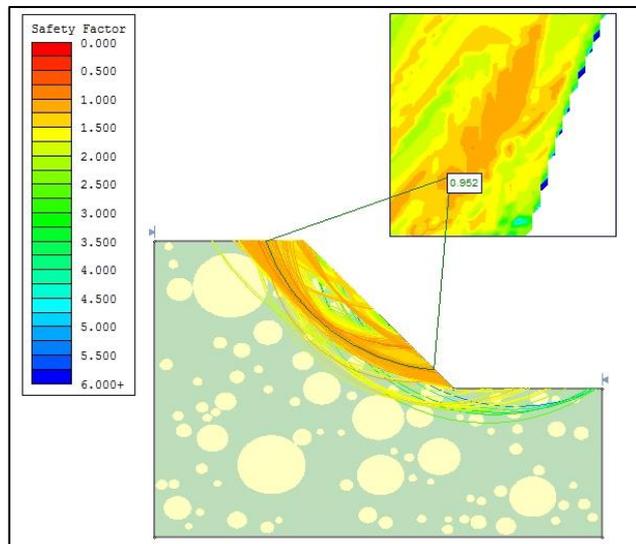
25_2_Spencer



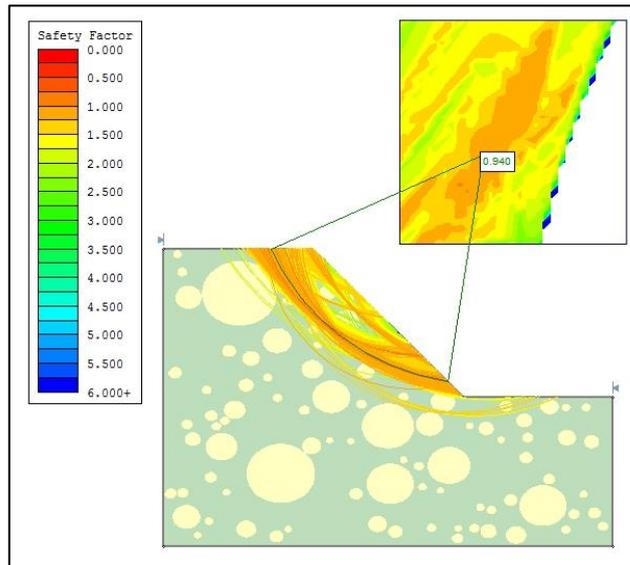
25_3_Bishop



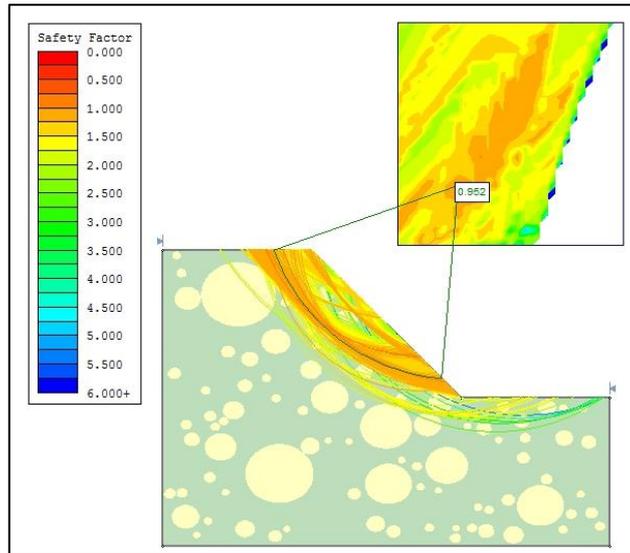
25_3_Spencer



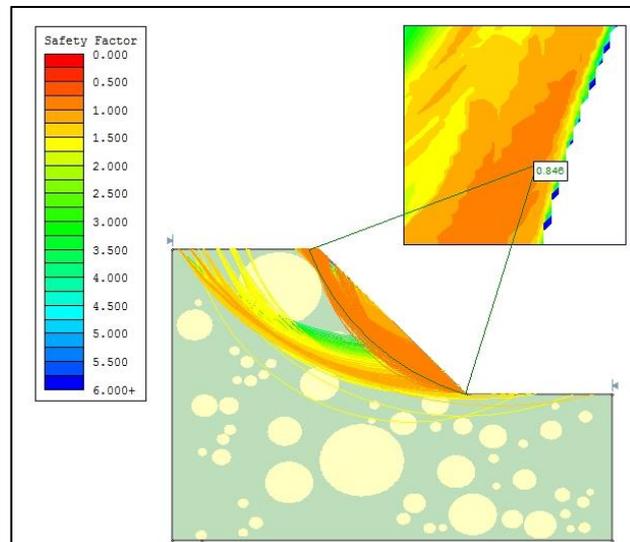
25_4_Bishop



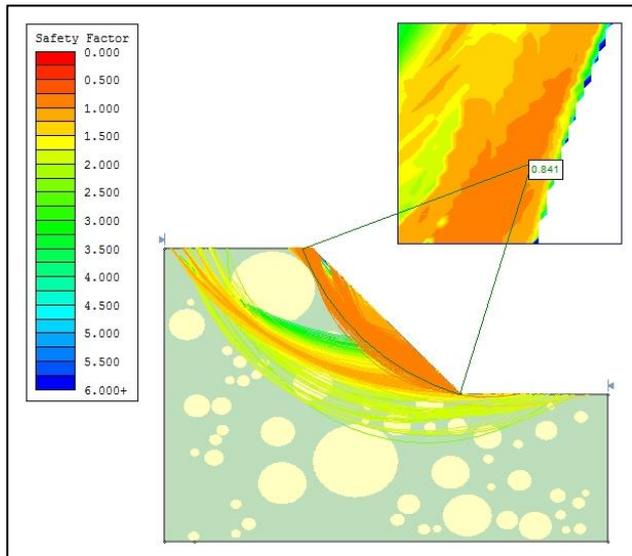
25_4_Spencer



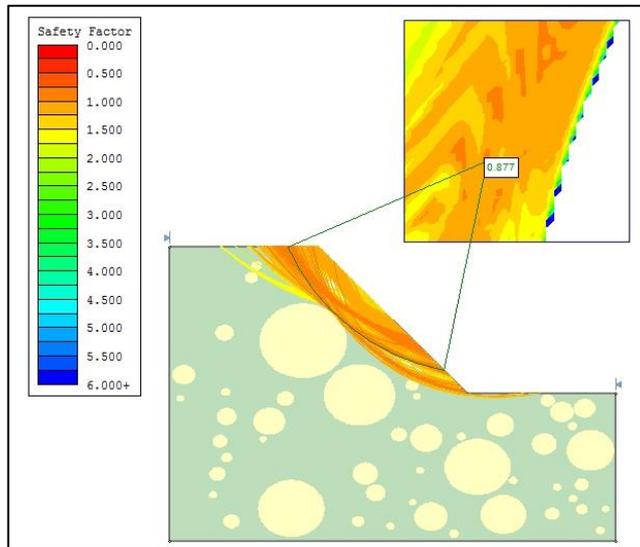
25_5_Bishop



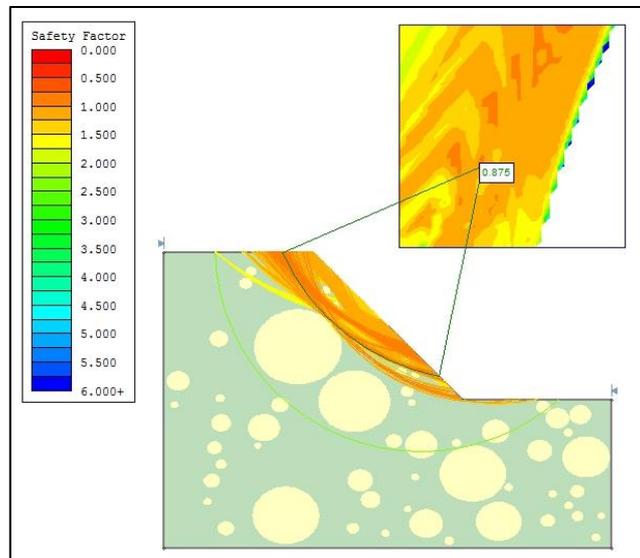
25_5_Spencer



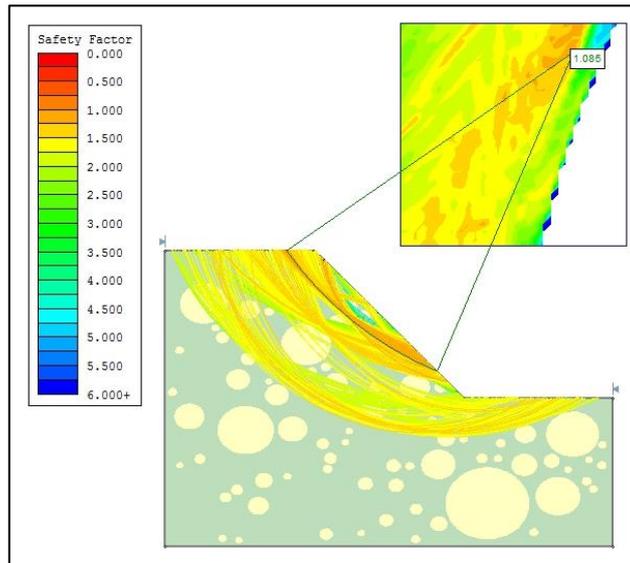
25_6_Bishop



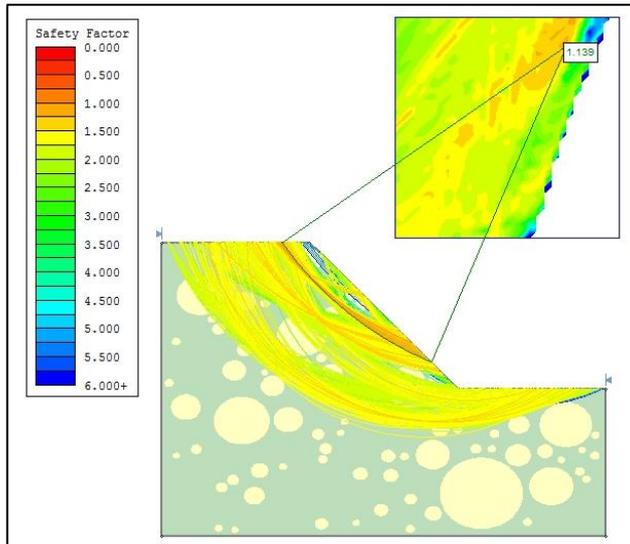
25_6_Spencer



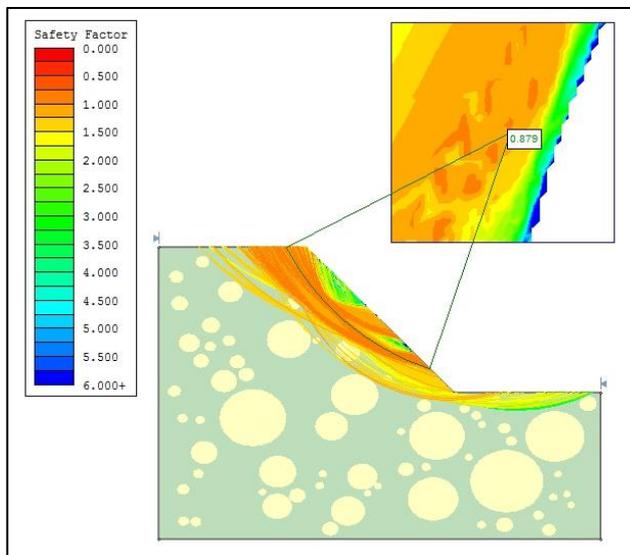
25_7_Bishop



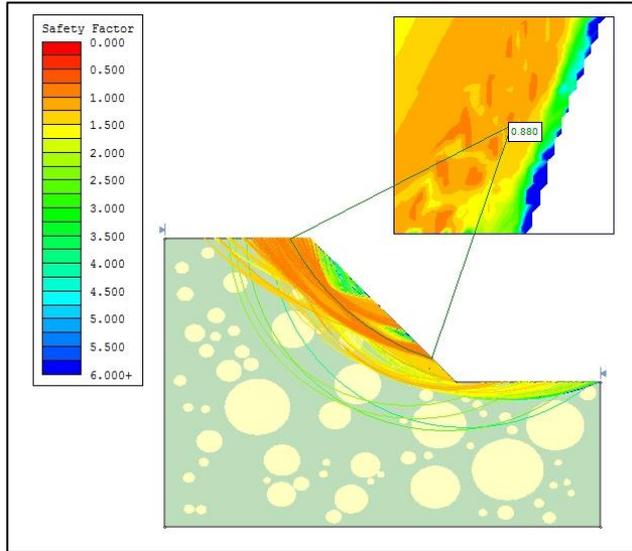
25_7_Spencer



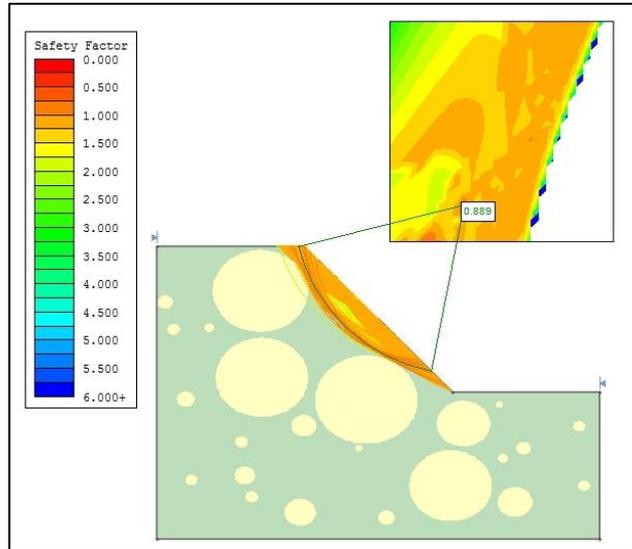
25_8_Bishop



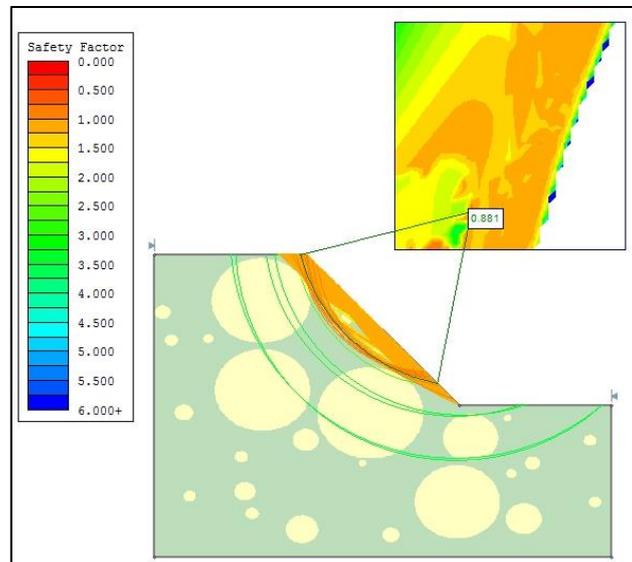
25_8_Spencer



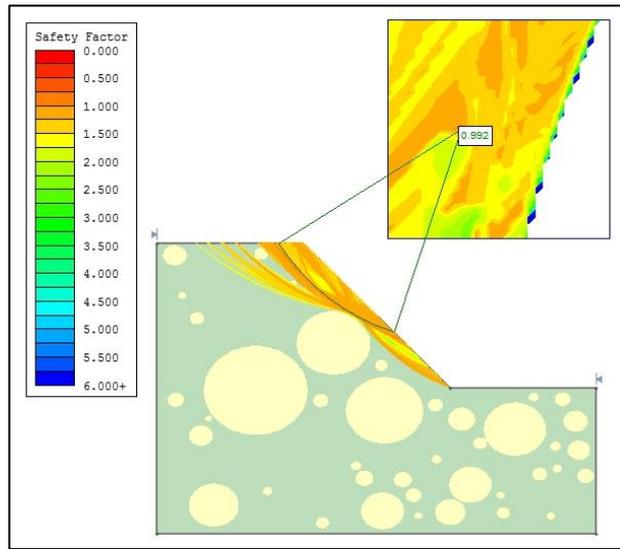
25_9_Bishop



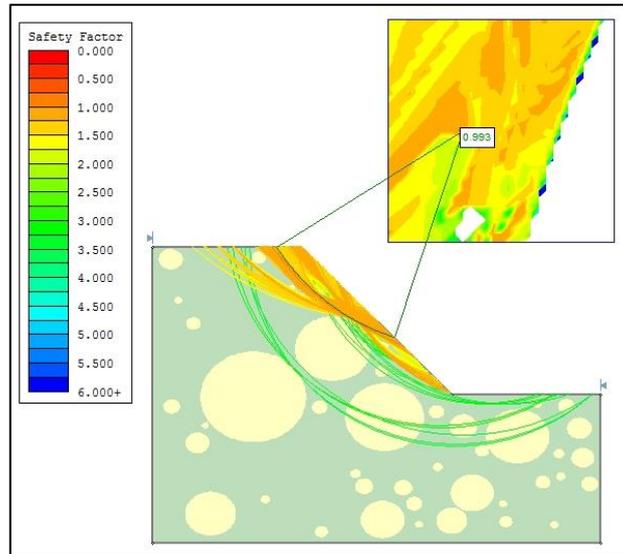
25_9_Spencer



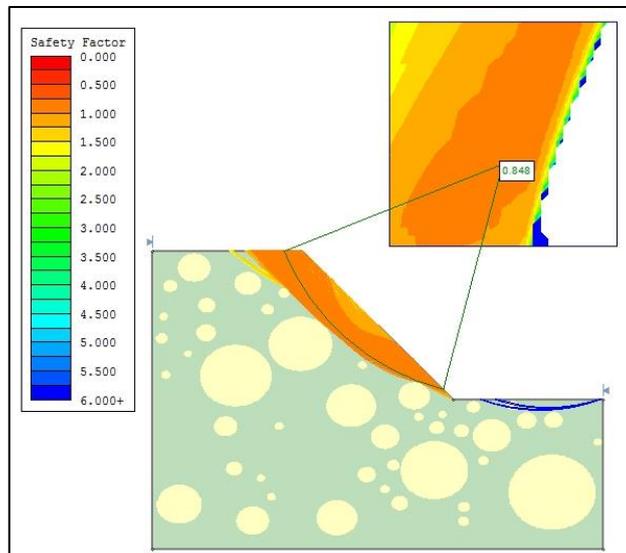
25_10_Bishop



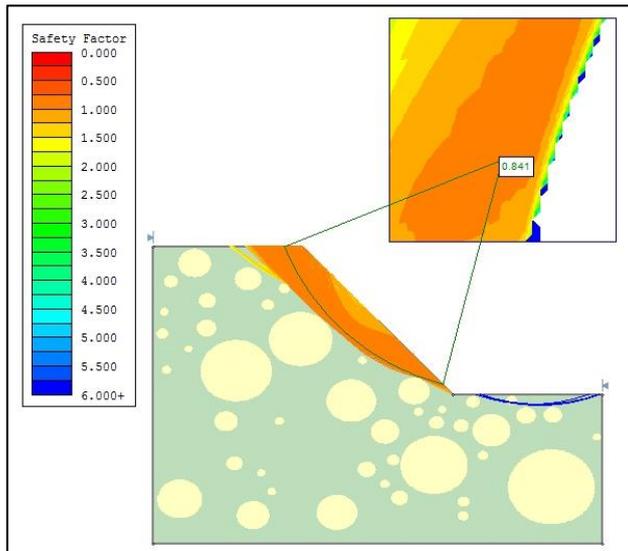
25_10_Spencer



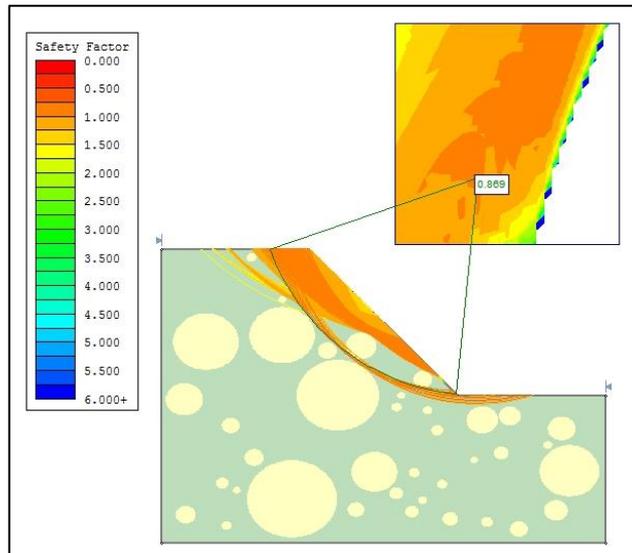
25_11_Bishop



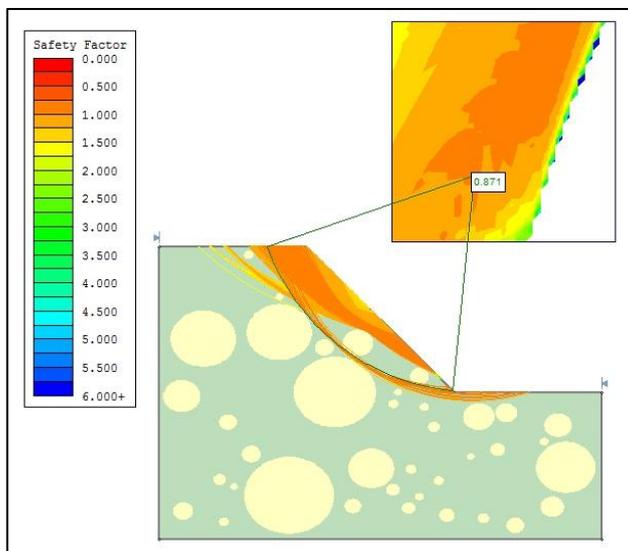
25_11_Spencer



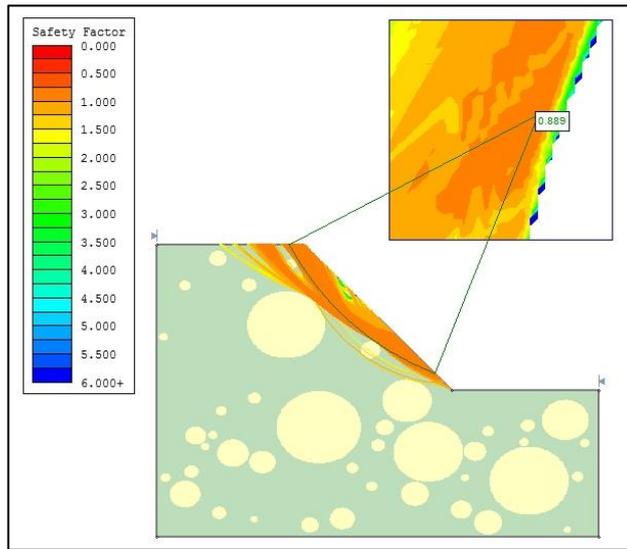
25_12_Bishop



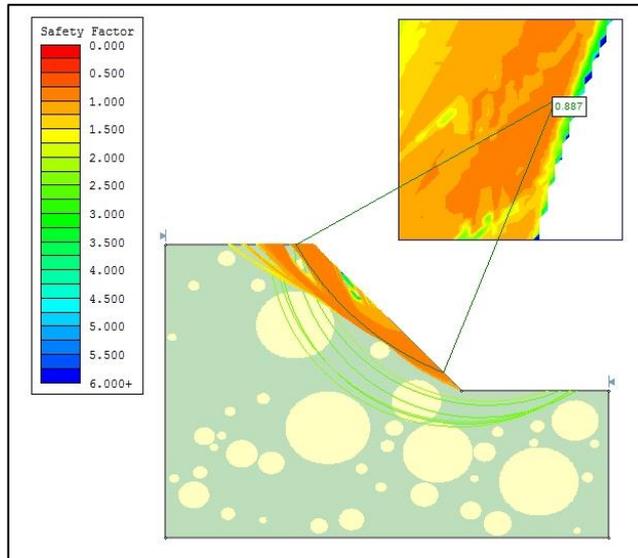
25_12_Spencer



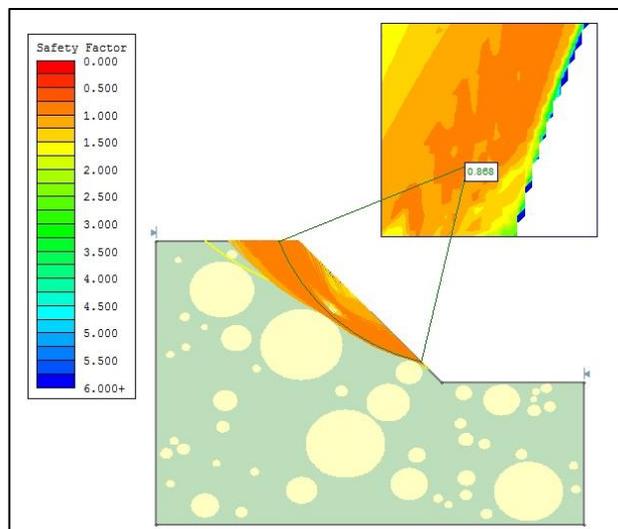
25_13_Bishop



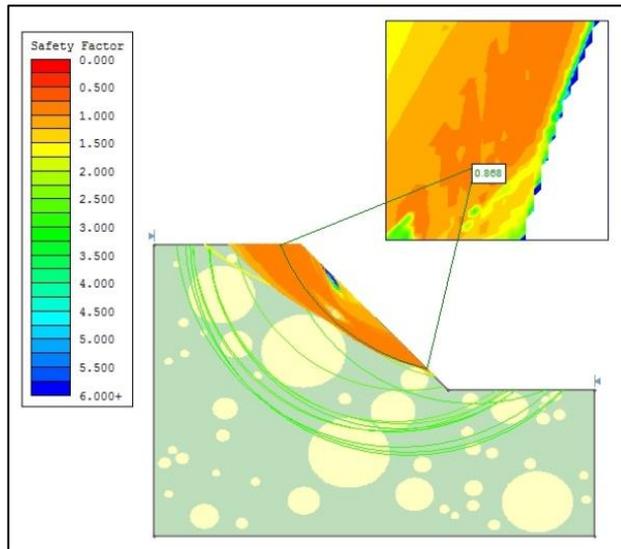
25_13_Spencer



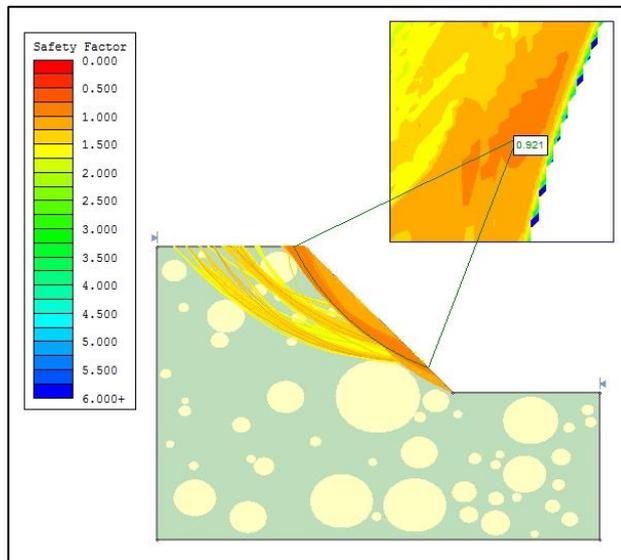
25_14_Bishop



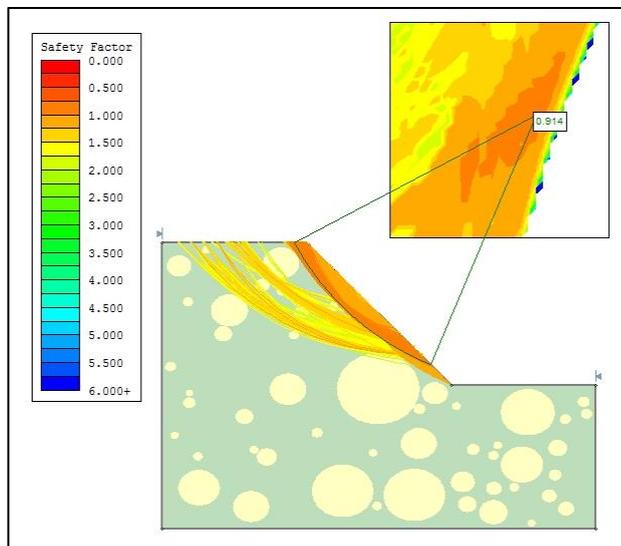
25_14_Spencer



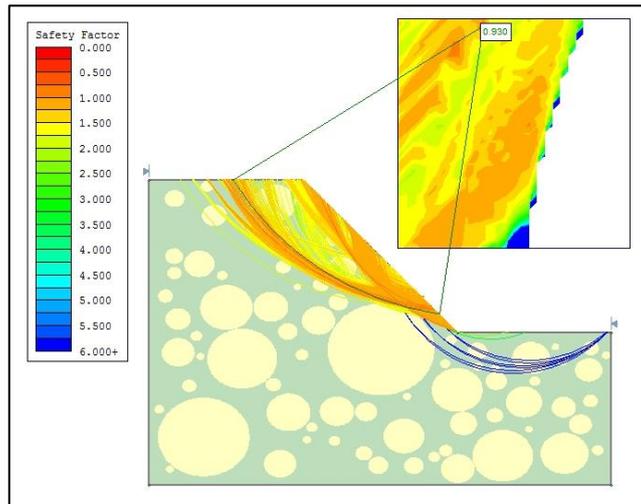
25_15_Bishop



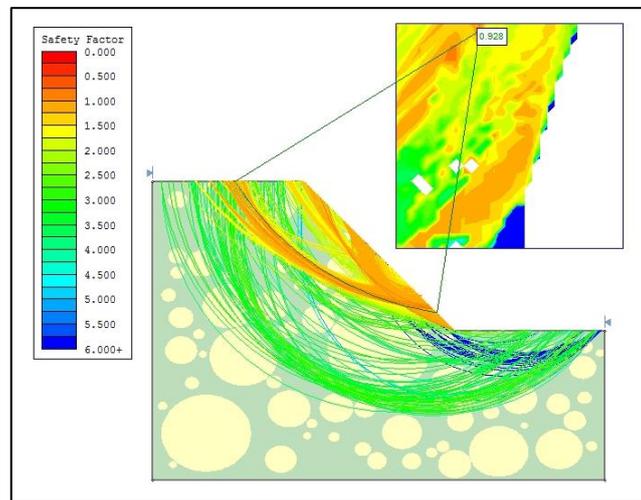
25_15_Spencer



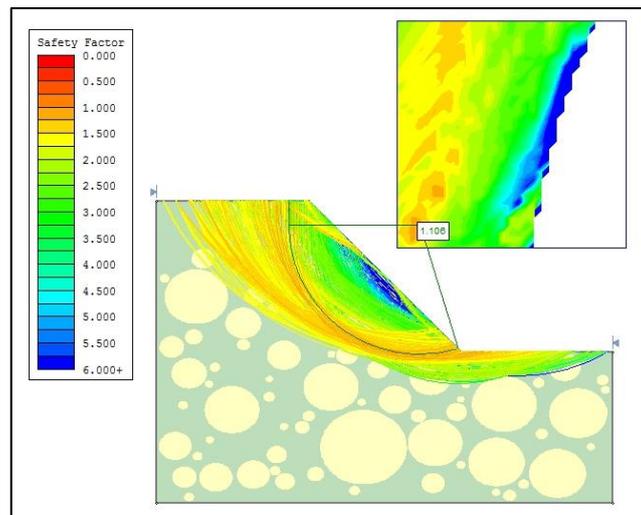
40_1_Bishop



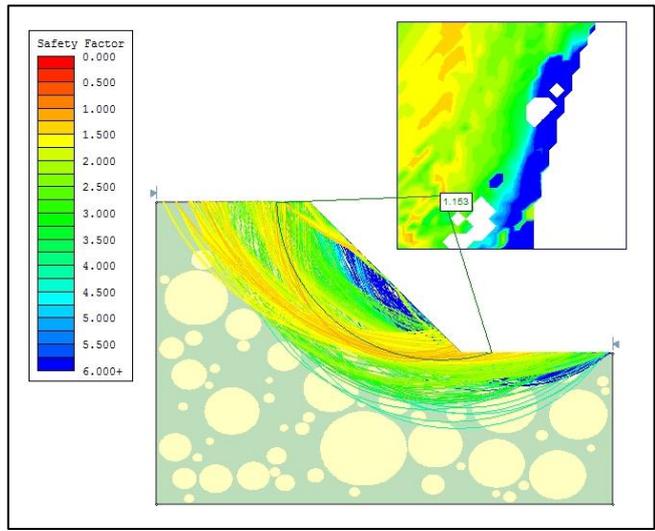
40_1_Spencer



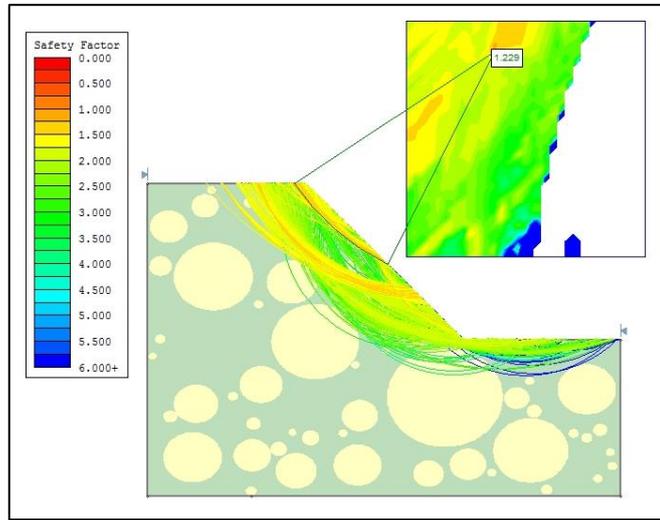
40_2_Bishop



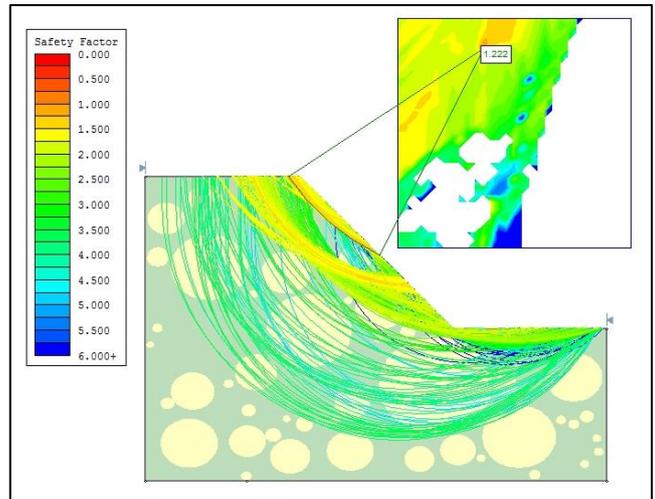
40_2_Spencer



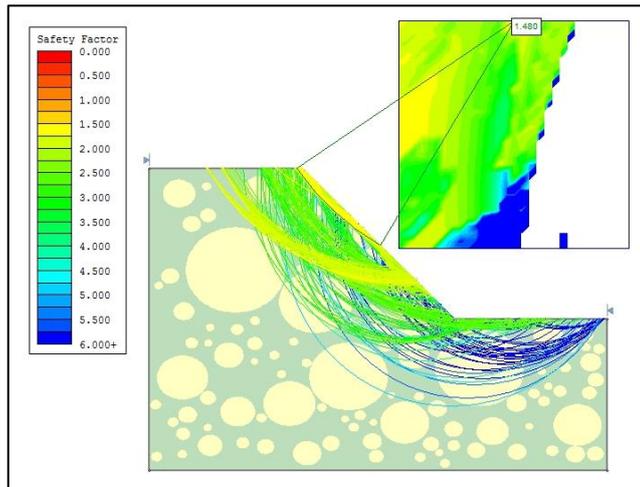
40_3_Bishop



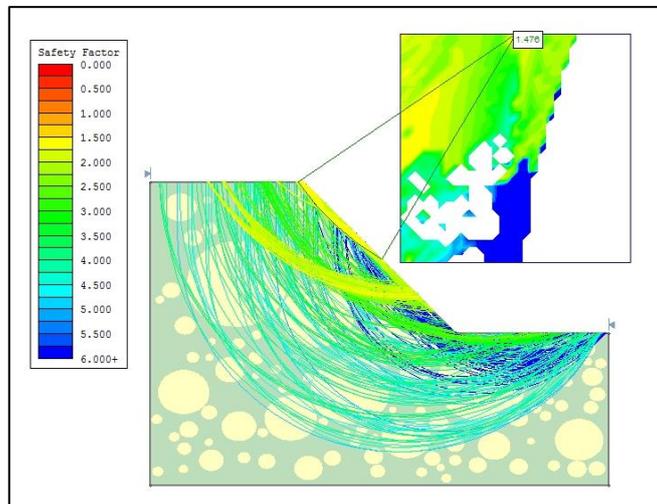
40_3_Spencer



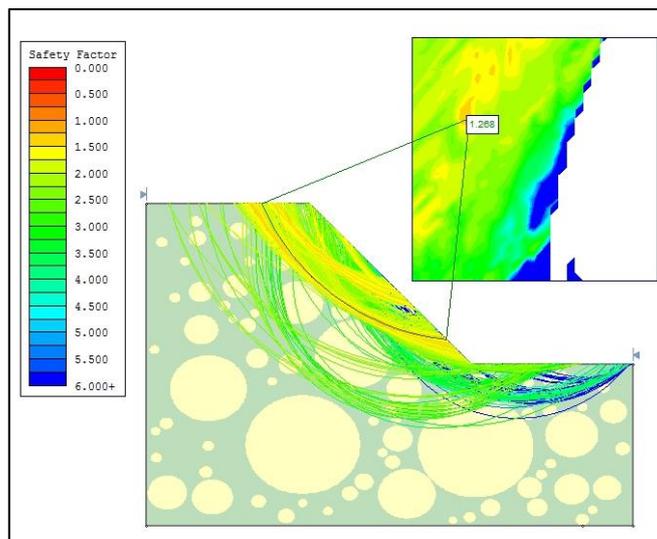
40_4_Bishop



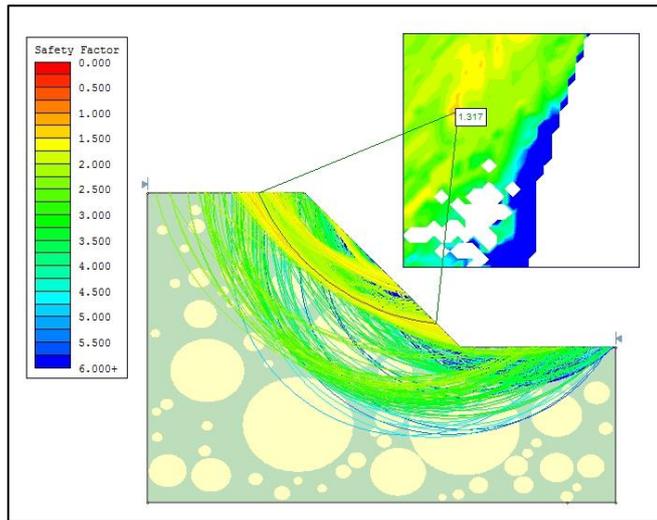
40_4_Spencer



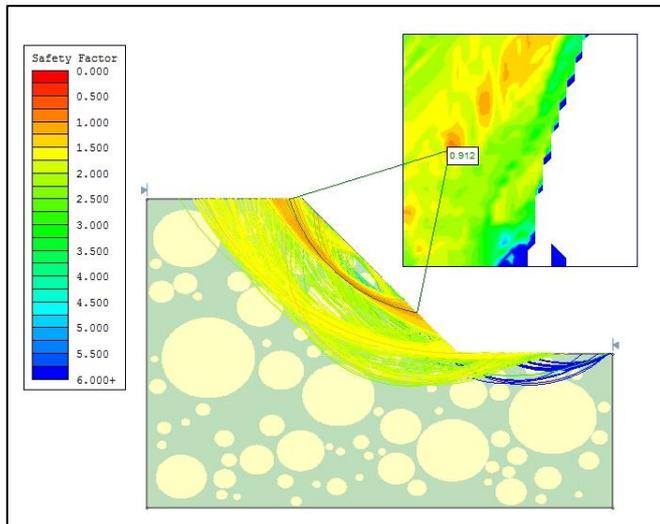
40_5_Bishop



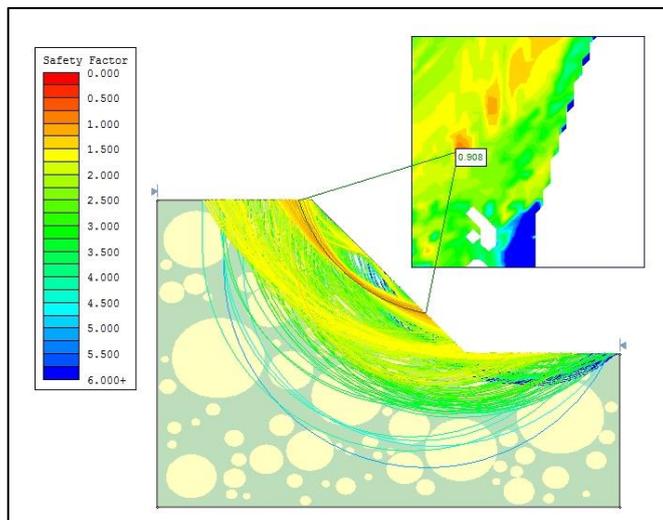
40_5_Spencer



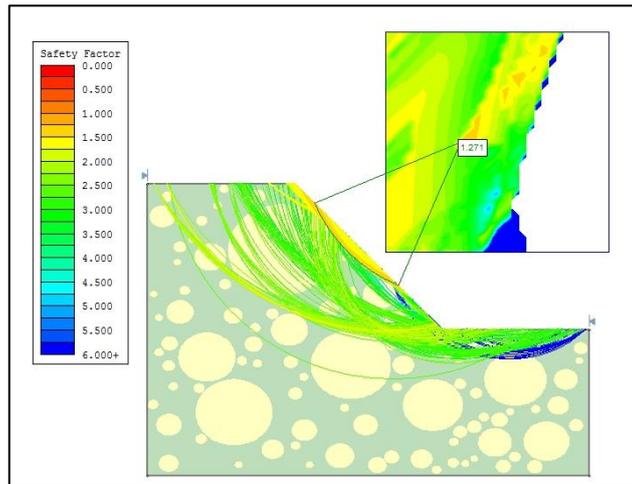
40_6_Bishop



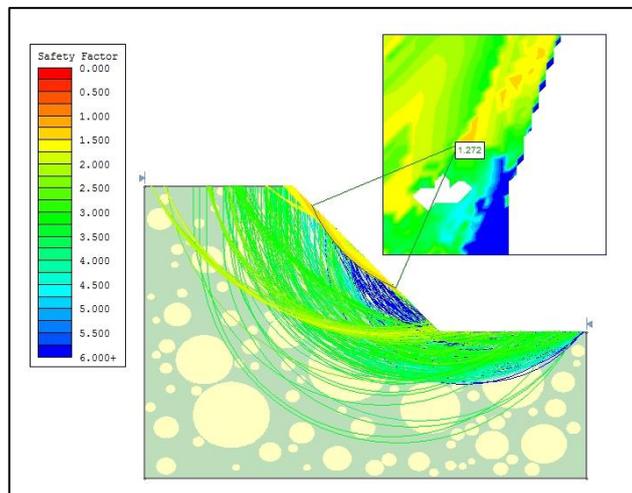
40_6_Spencer



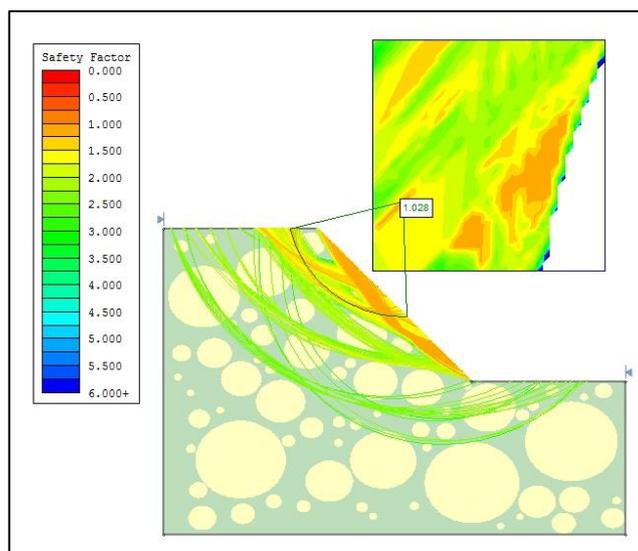
40_7_Bishop



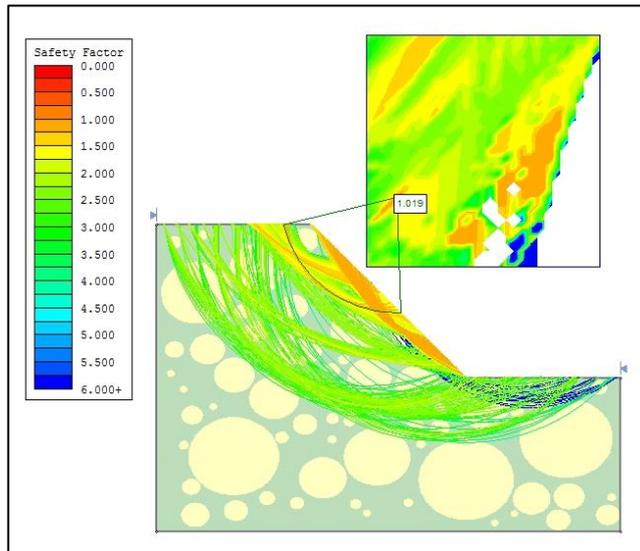
40_7_Spencer



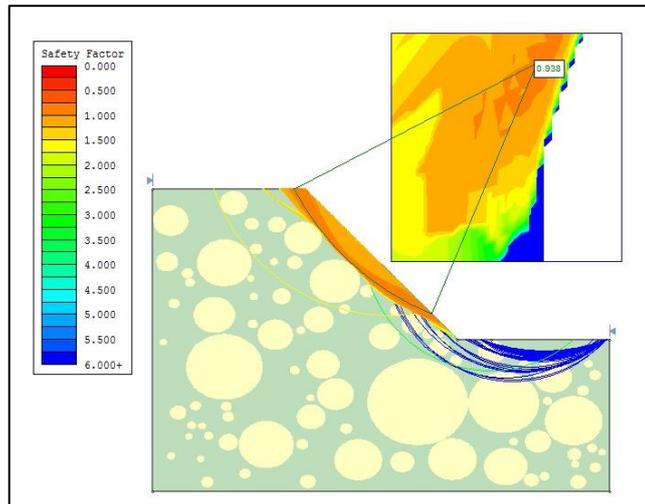
40_8_Bishop



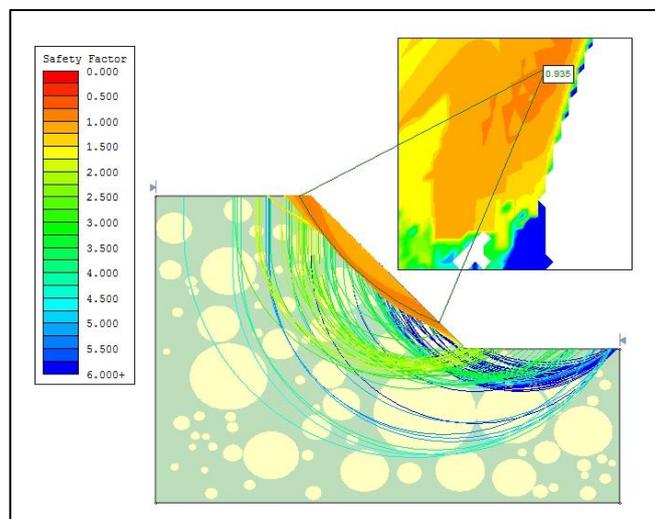
40_8_Spencer



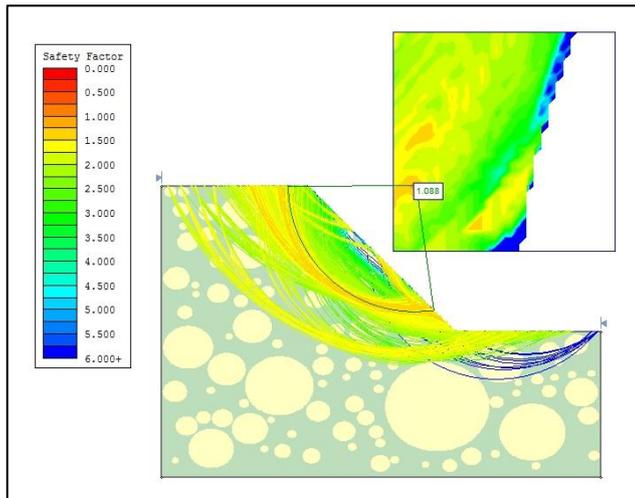
40_9_Bishop



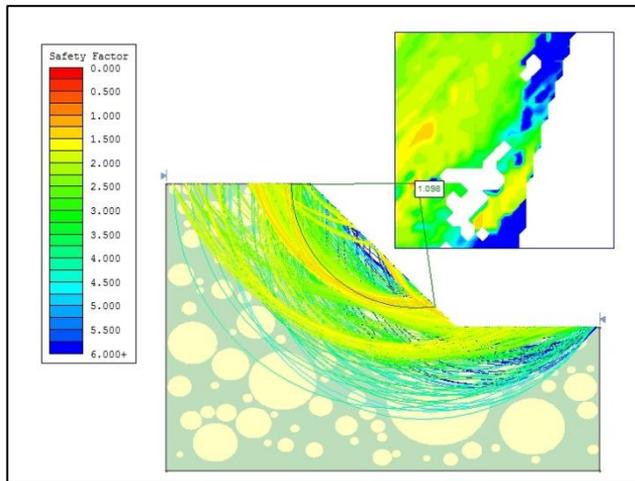
40_9_Spencer



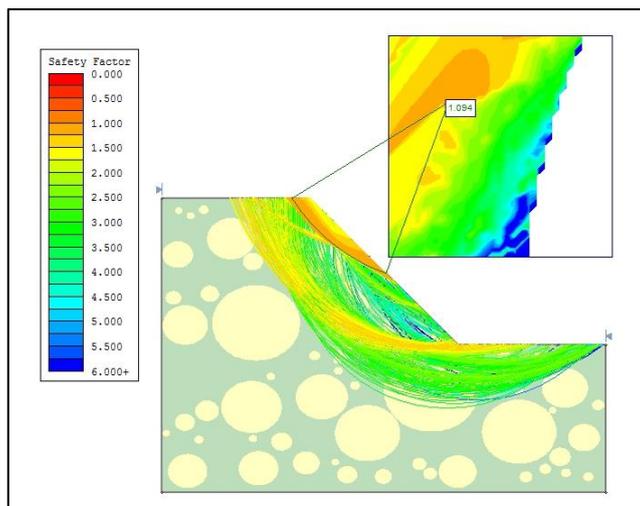
40_10_Bishop



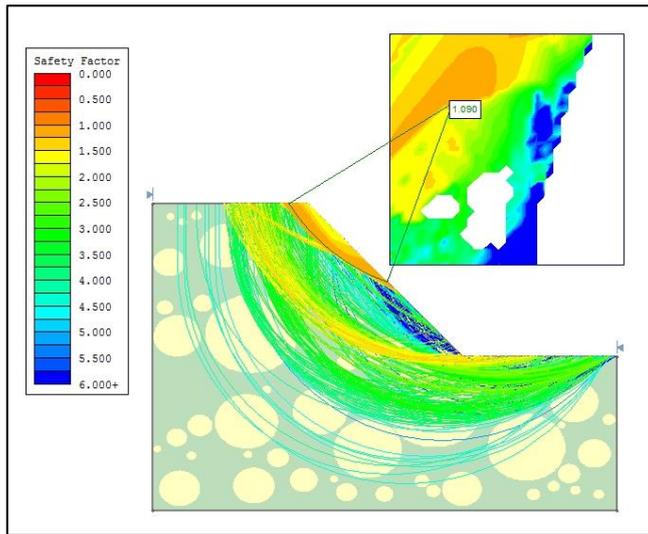
40_10_Spencer



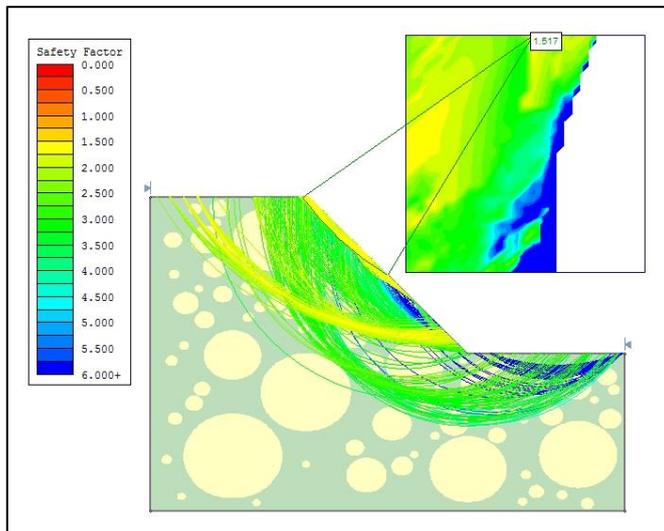
40_11_Bishop



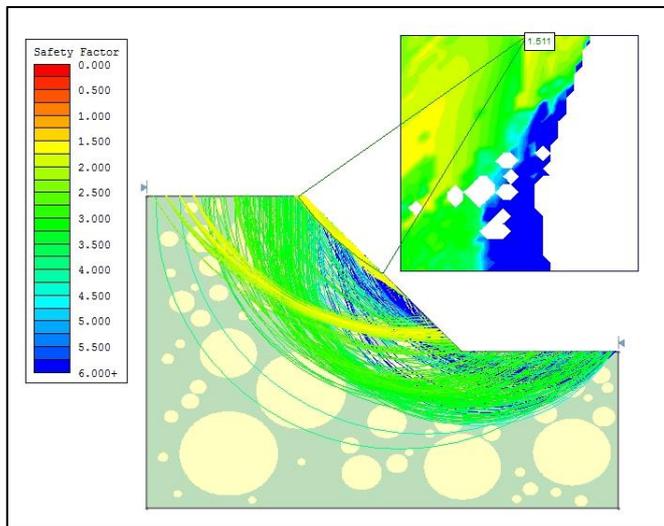
40_11_Spencer



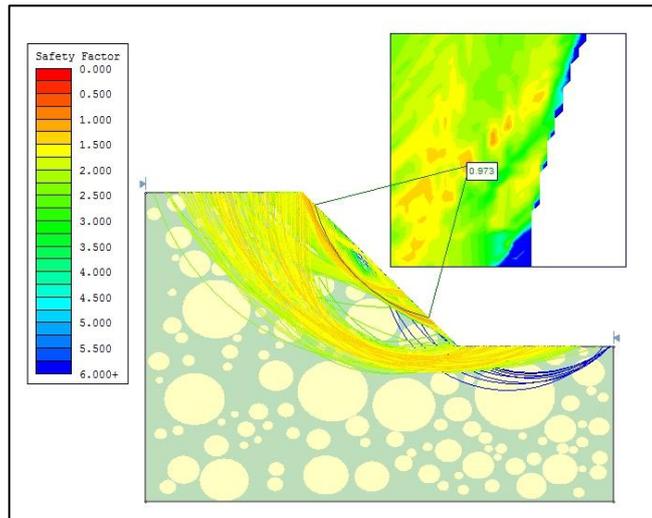
40_12_Bishop



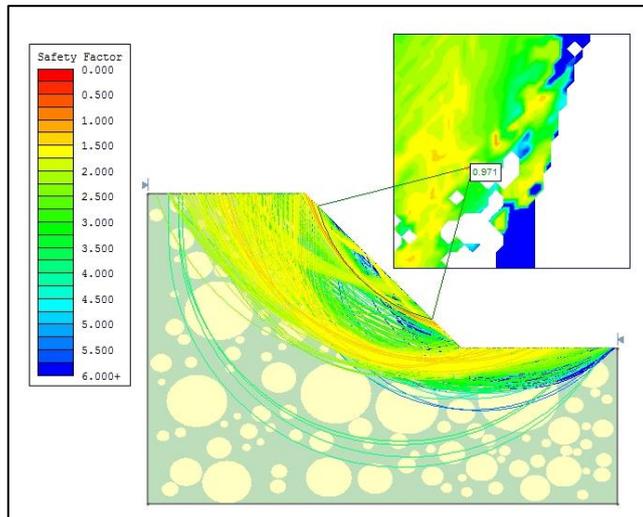
40_12_Spencer



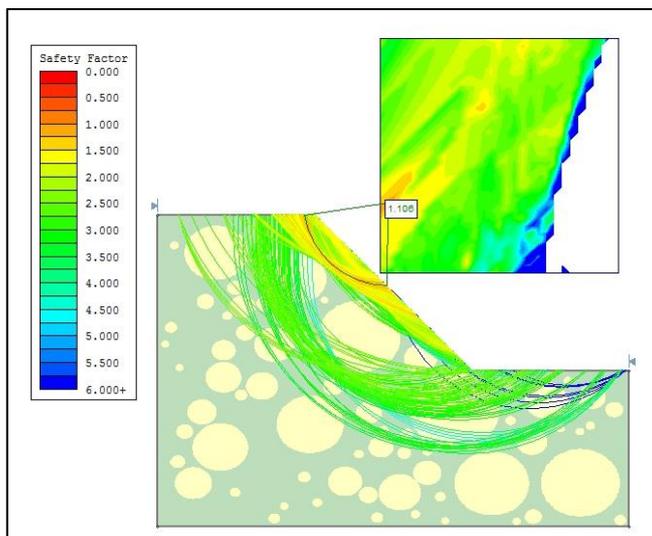
40_13_Bishop



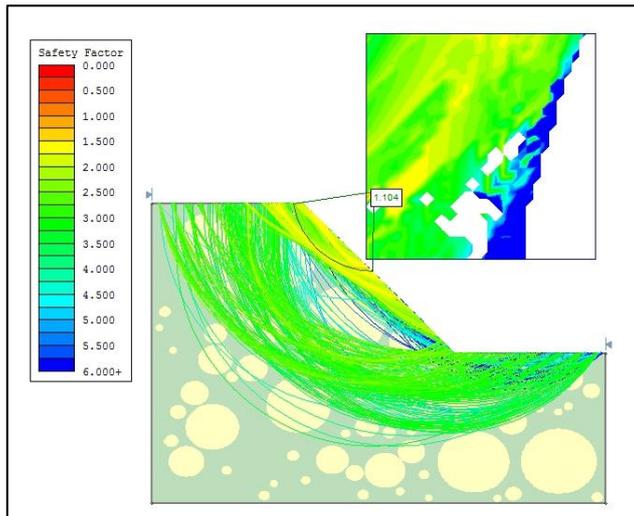
40_13_Spencer



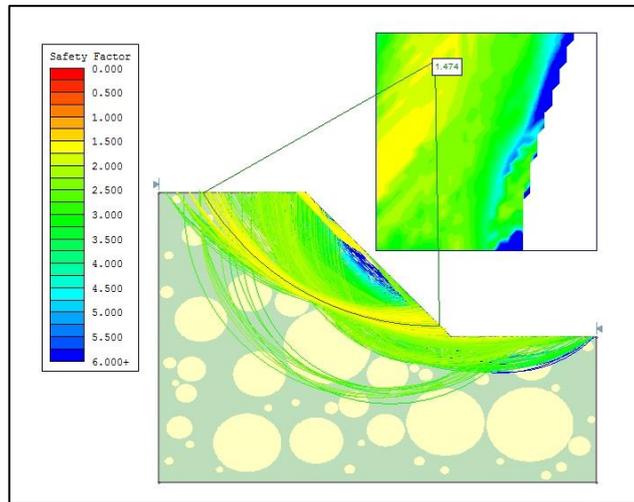
40_14_Bishop



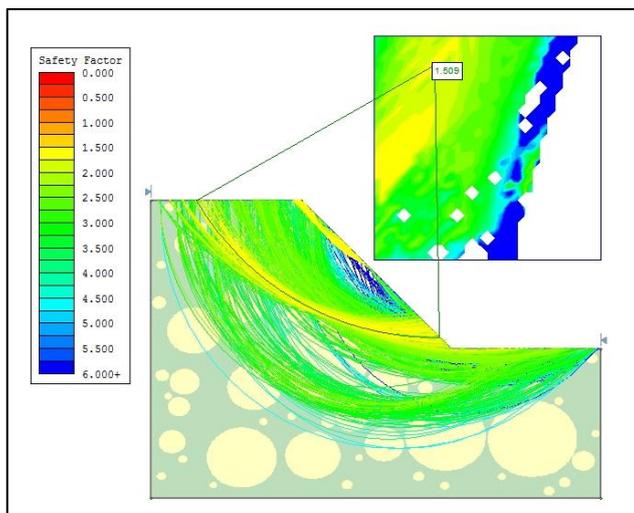
40_14_Spencer



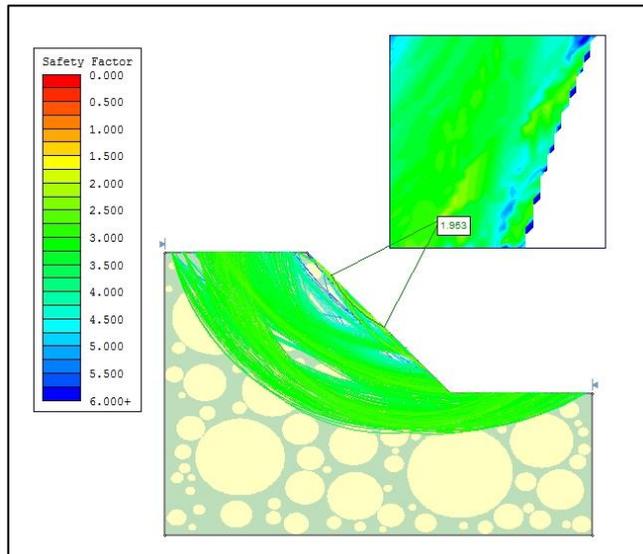
40_15_Bishop



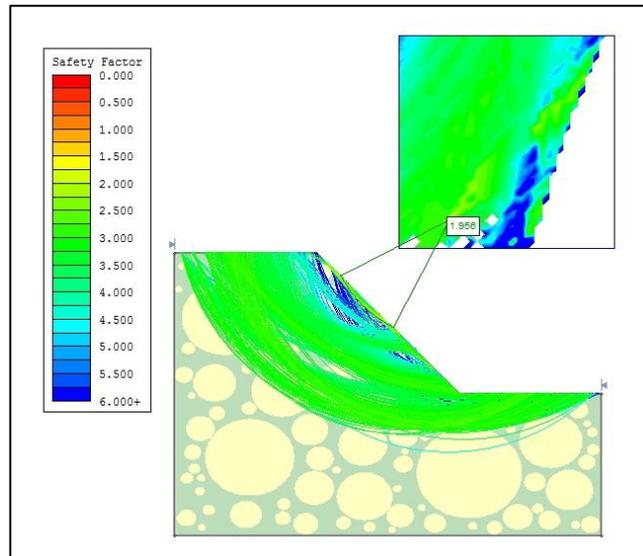
40_15_Spencer



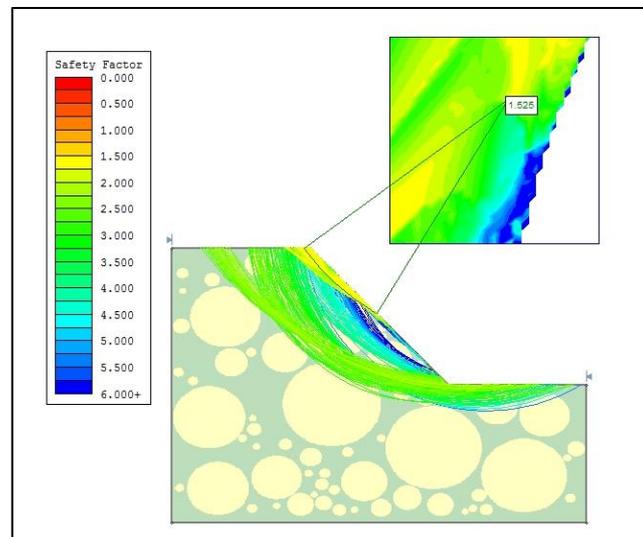
55_1_Bishop



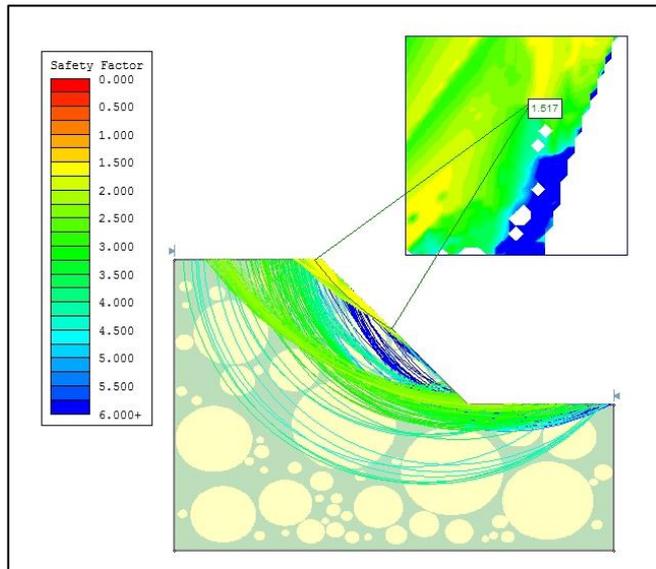
55_1_Spencer



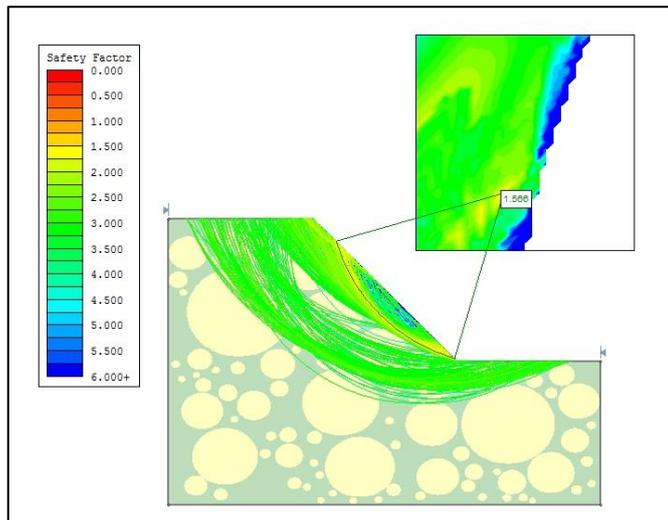
55_2_Bishop



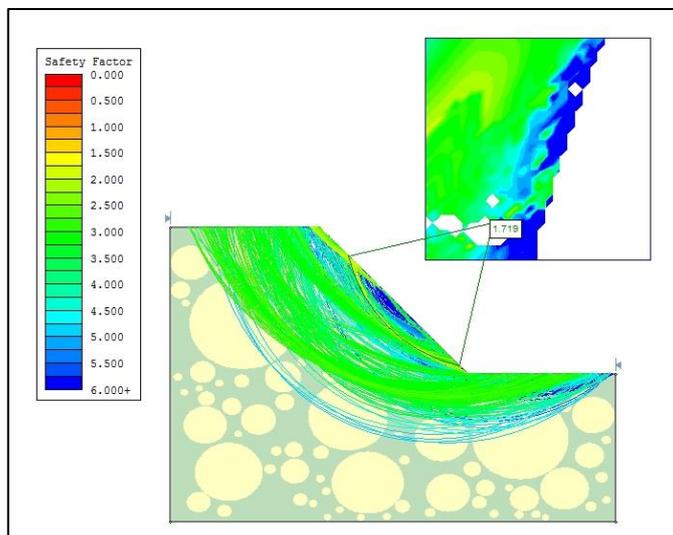
55_2_Spencer



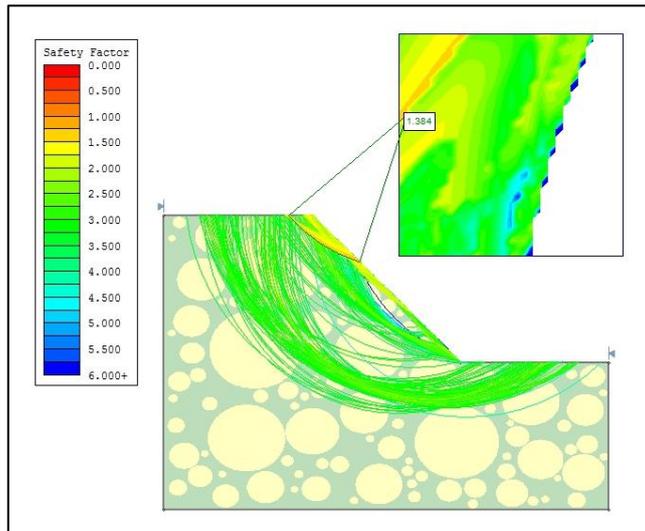
55_3_Bishop



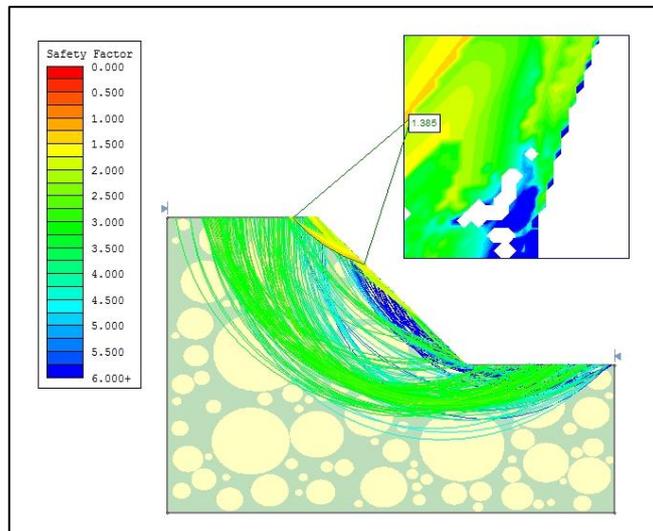
55_3_Spencer



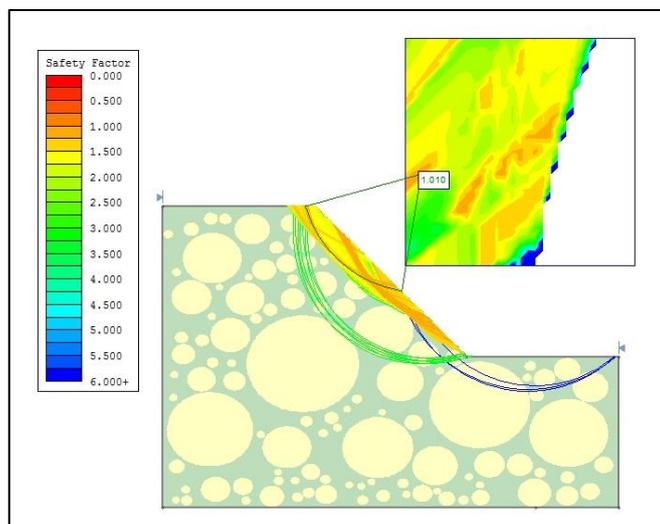
55_4_Bishop



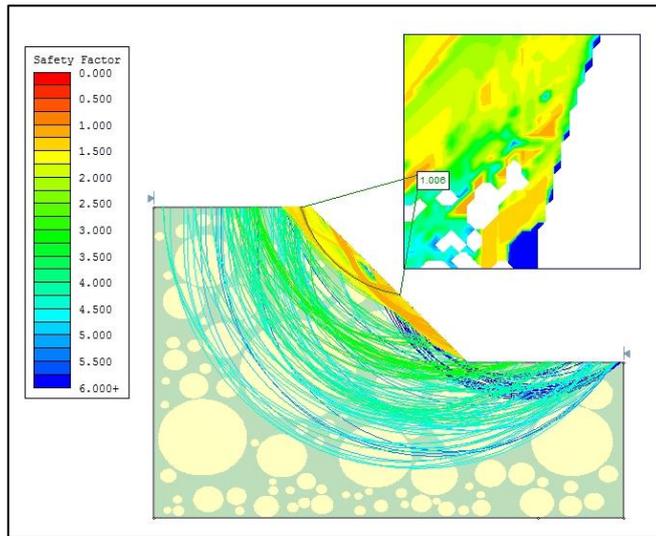
55_4_Spencer



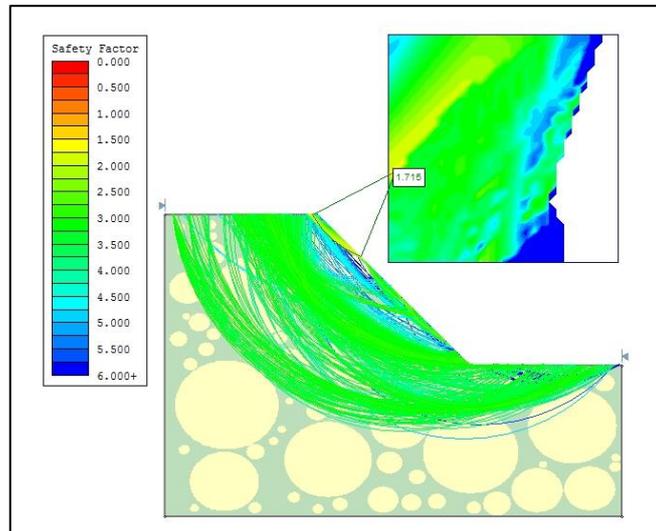
55_5_Bishop



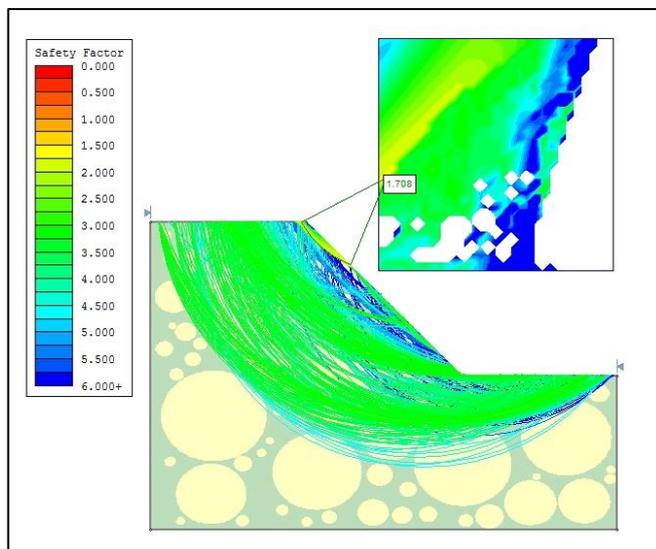
55_5_Spencer



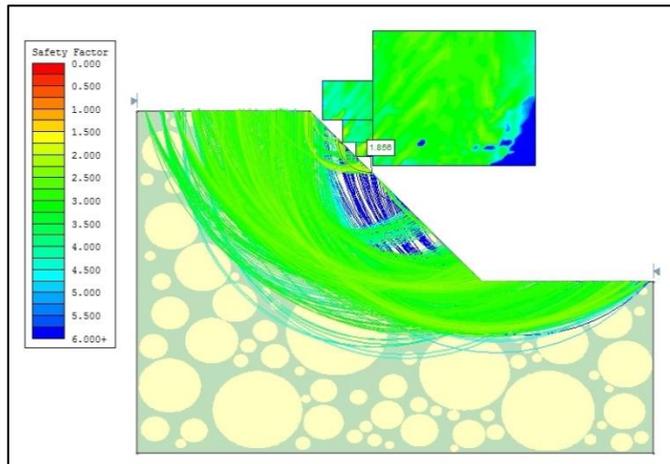
55_6_Bishop



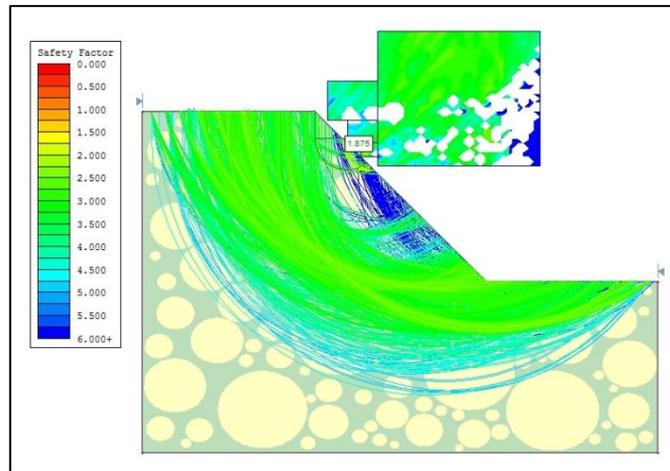
55_6_Spencer



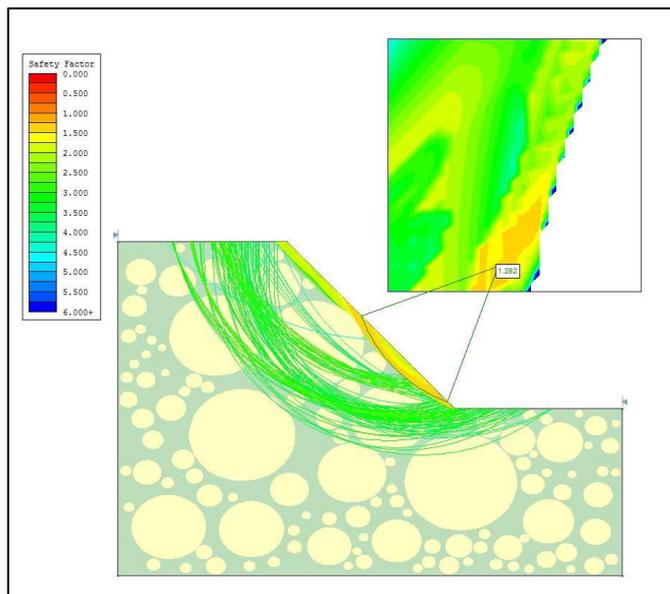
55_7_Bishop



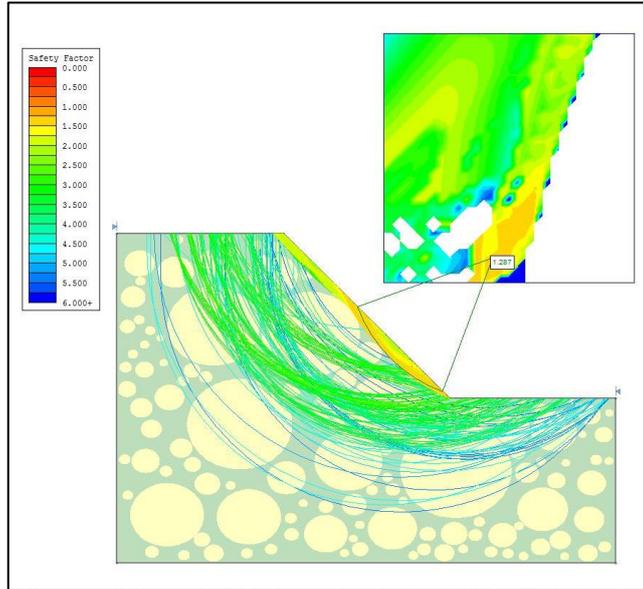
55_7_Spencer



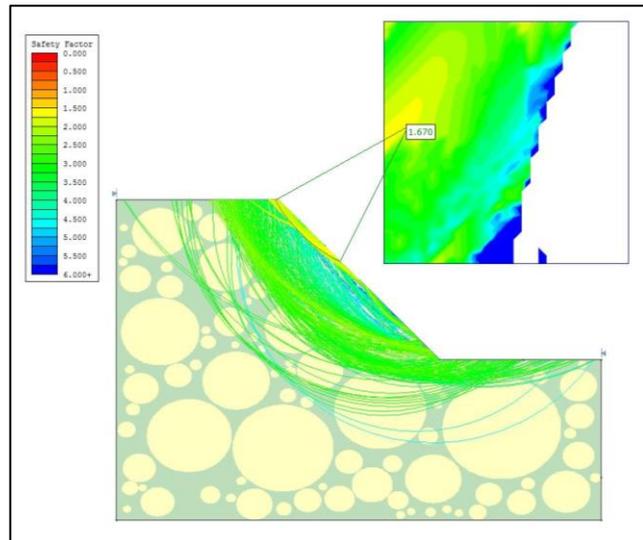
55_8_Bishop



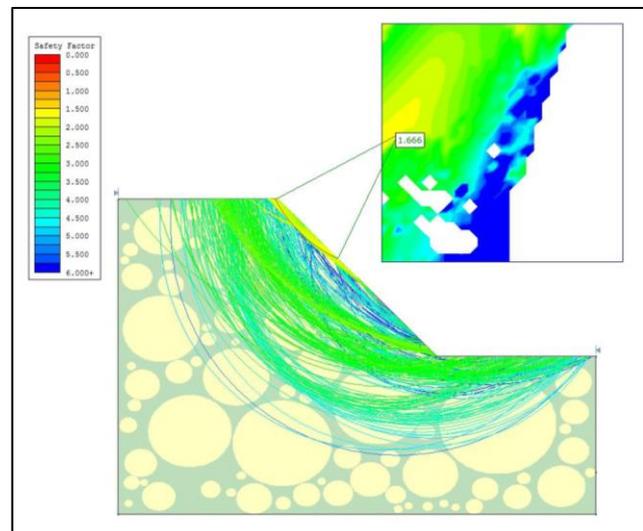
55_8_Spencer



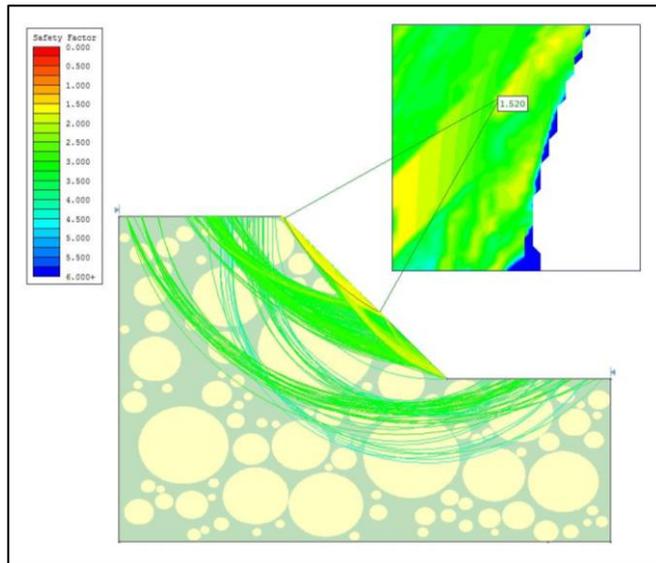
55_9_Bishop



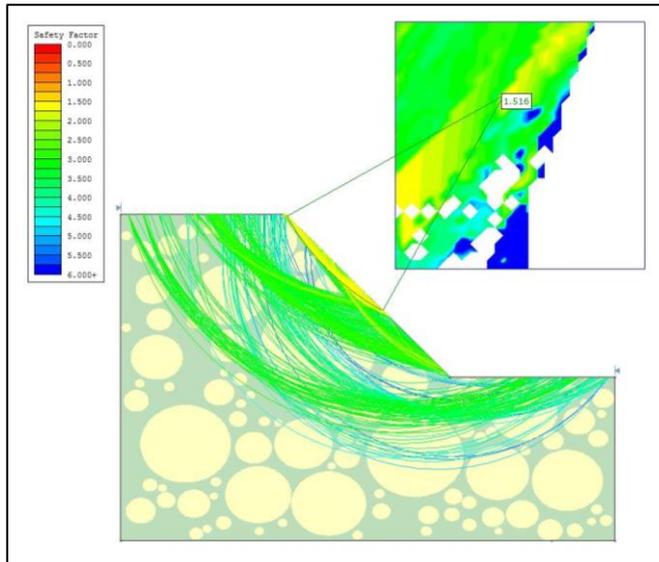
55_9_Spencer



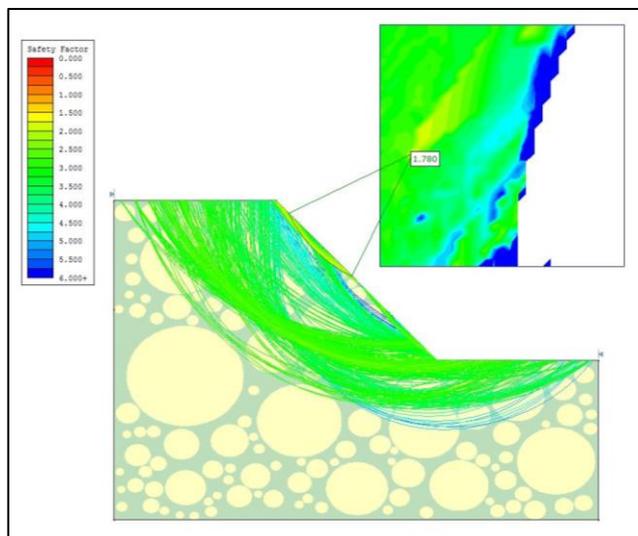
55_10_Bishop



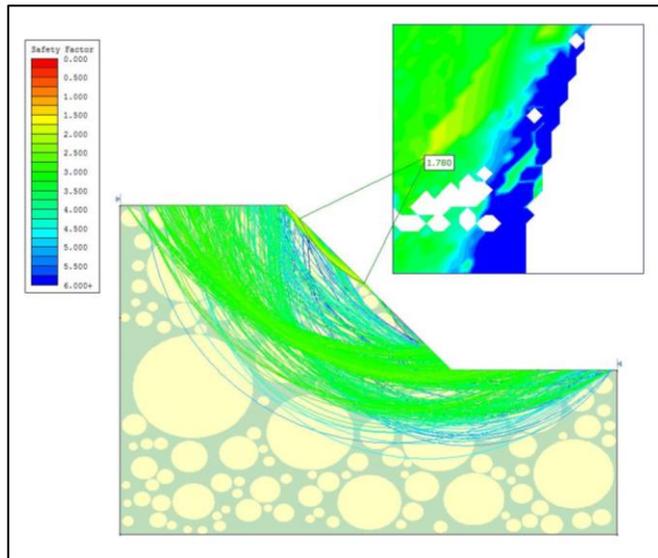
55_10_Spencer



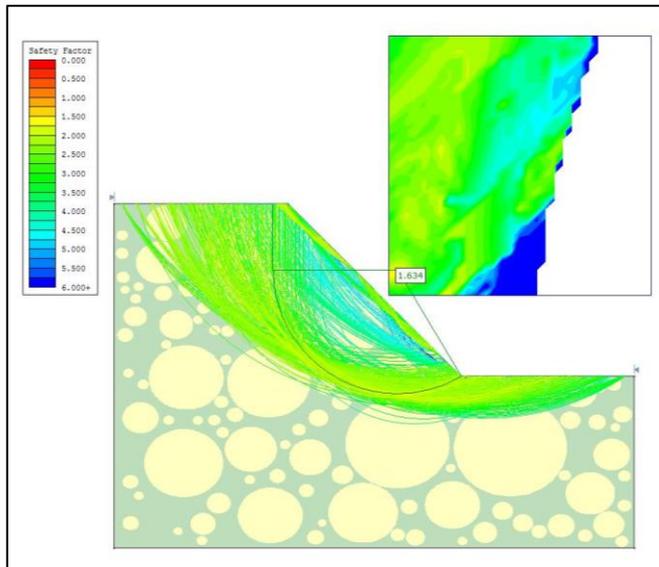
55_11_Bishop



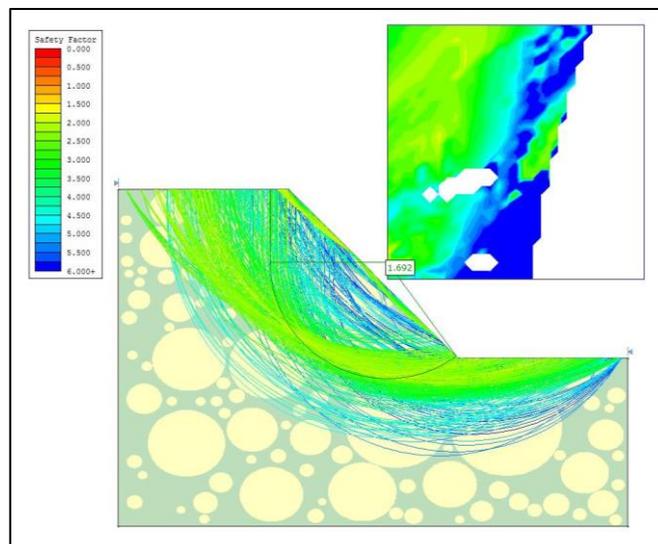
55_11_Spencer



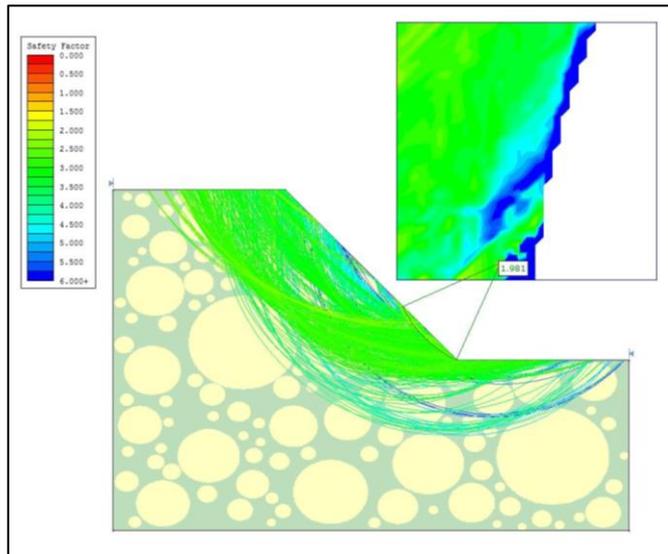
55_12_Bishop



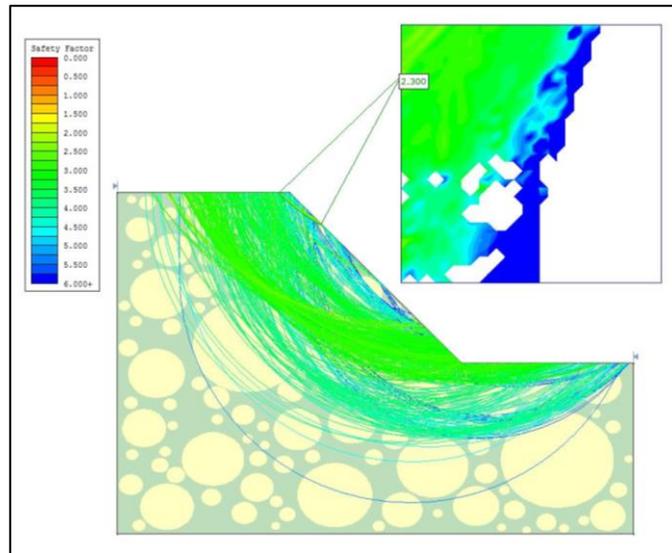
55_12_Spencer



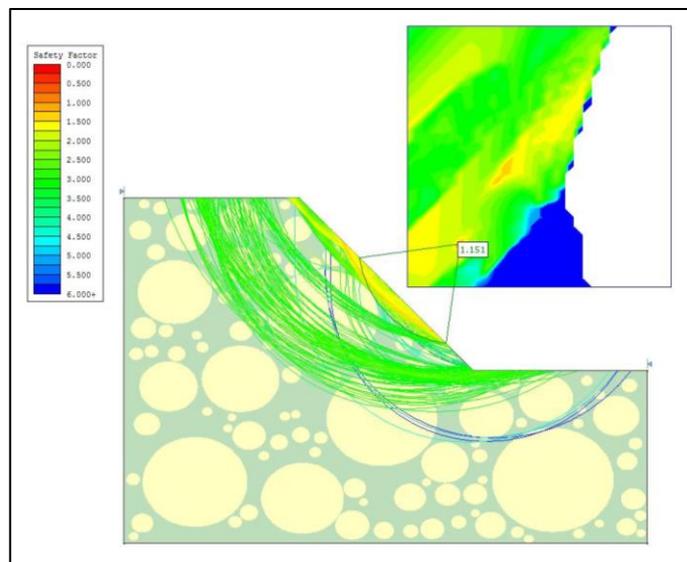
55_13_Bishop



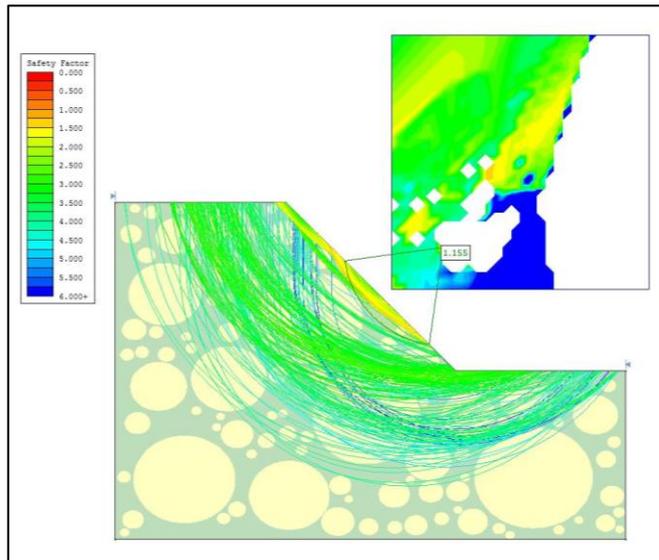
55_13_Spencer



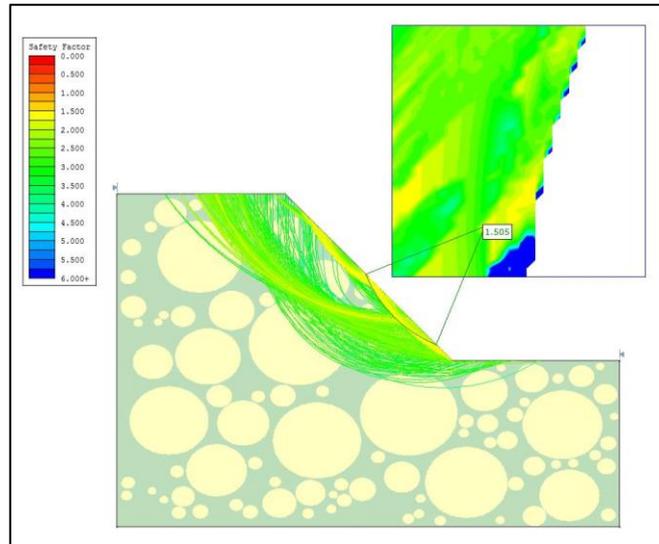
55_14_Bishop



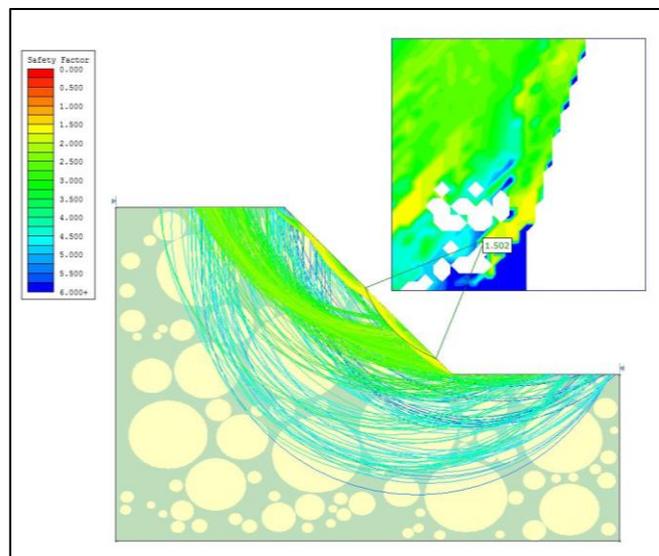
55_14_Spencer



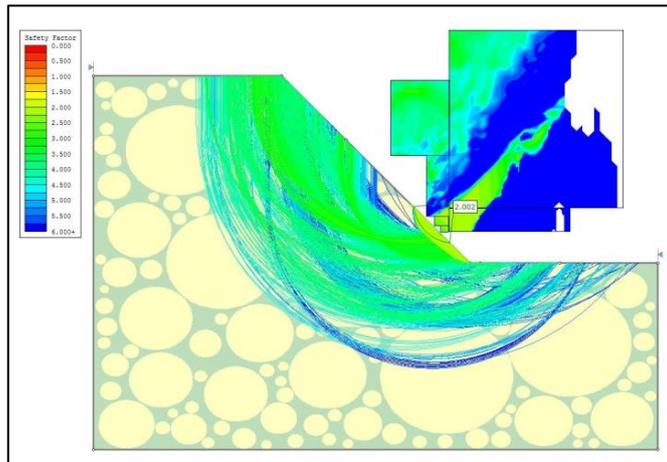
55_15_Bishop



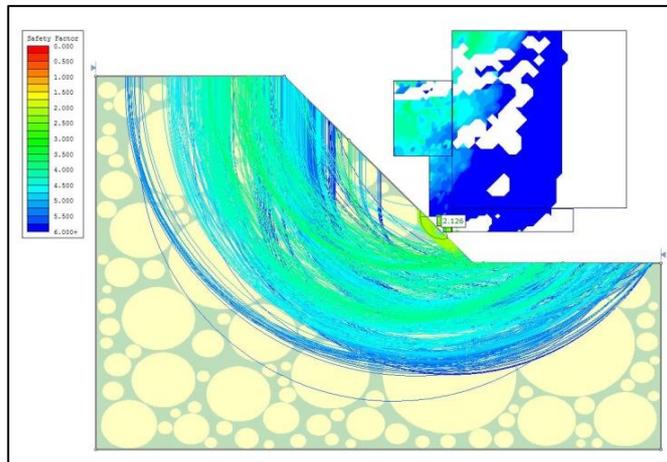
55_15_Spencer



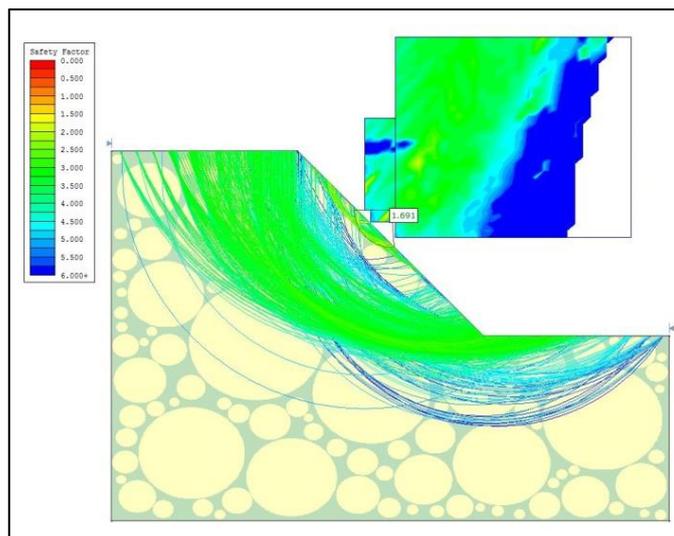
70_1_Bishop



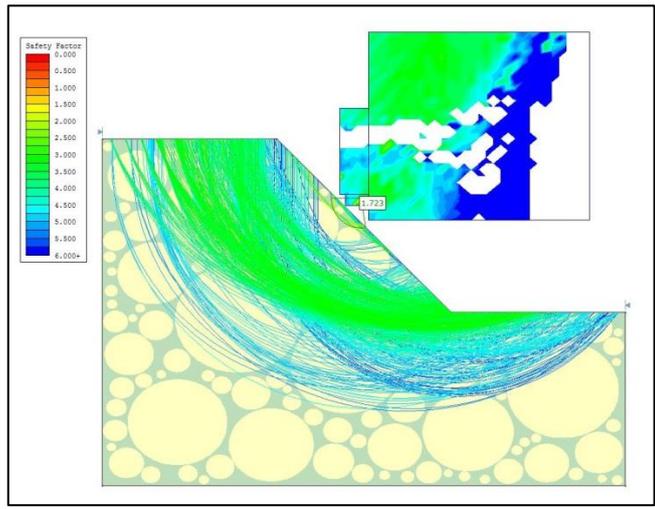
70_1_Spencer



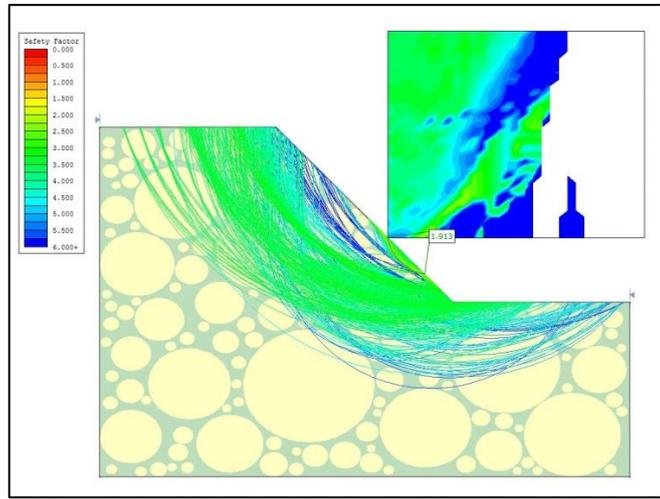
70_2_Bishop



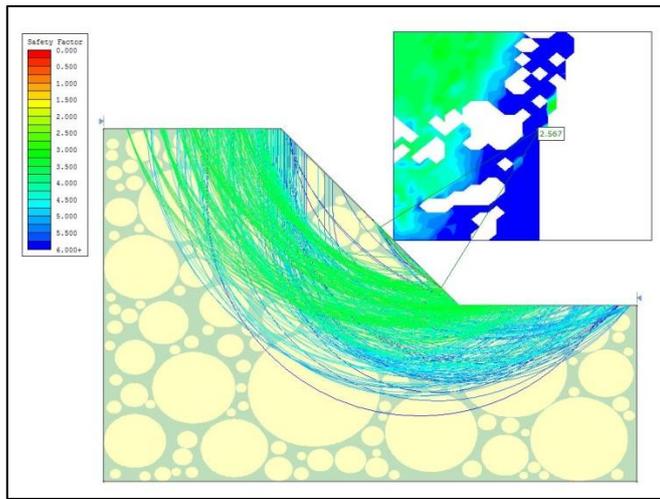
70_2_Spencer



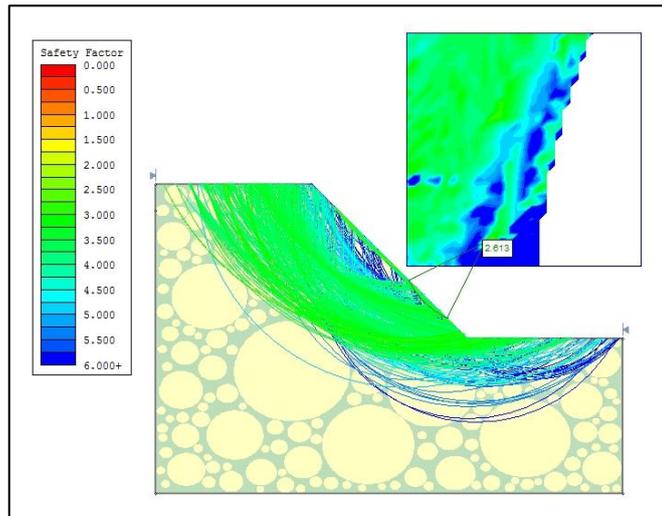
70_3_Bishop



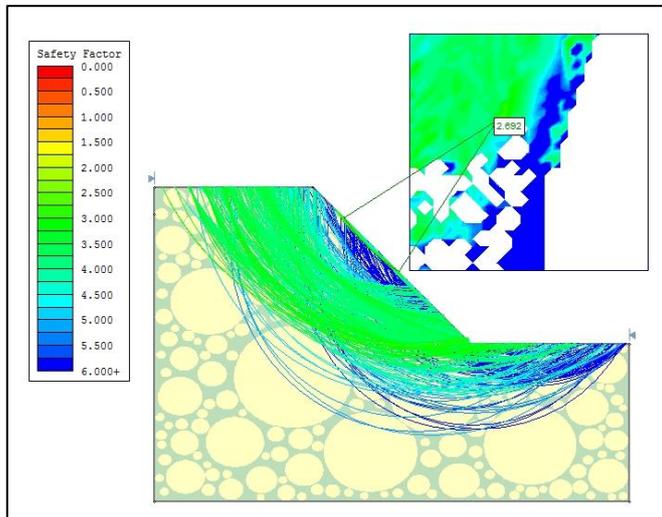
70_3_Spencer



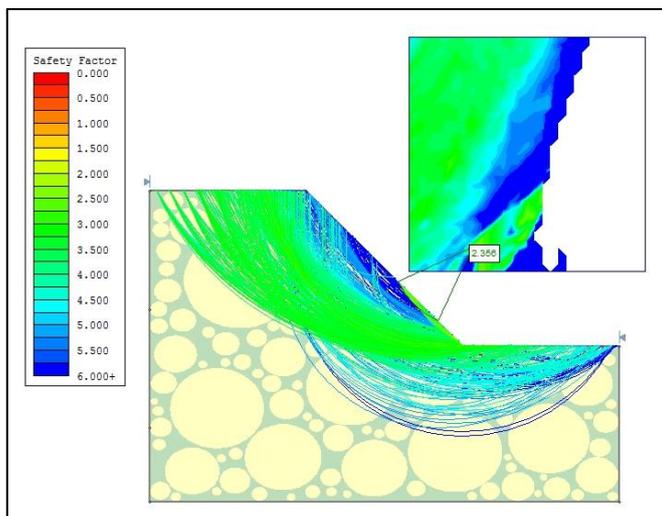
70_4_Bishop



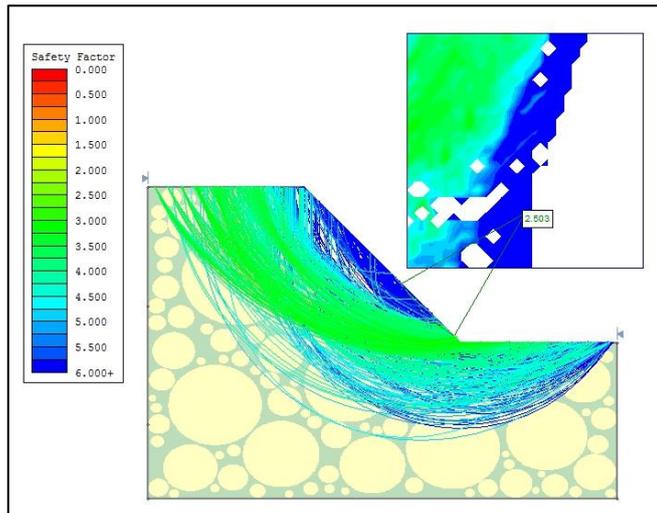
70_4_Spencer



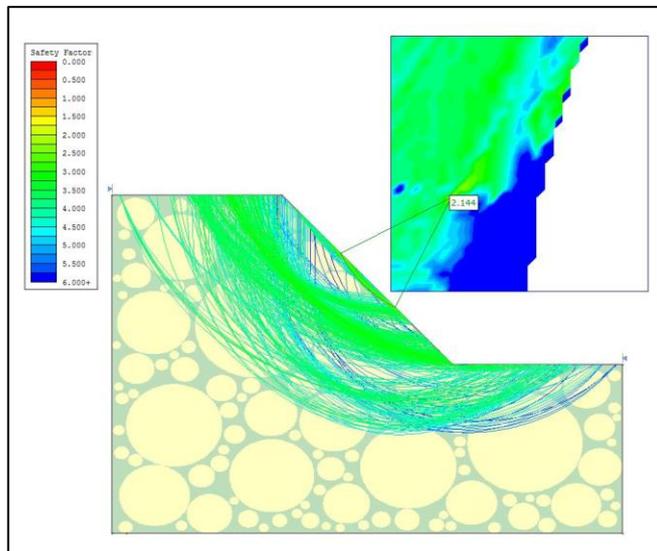
70_5_Bishop



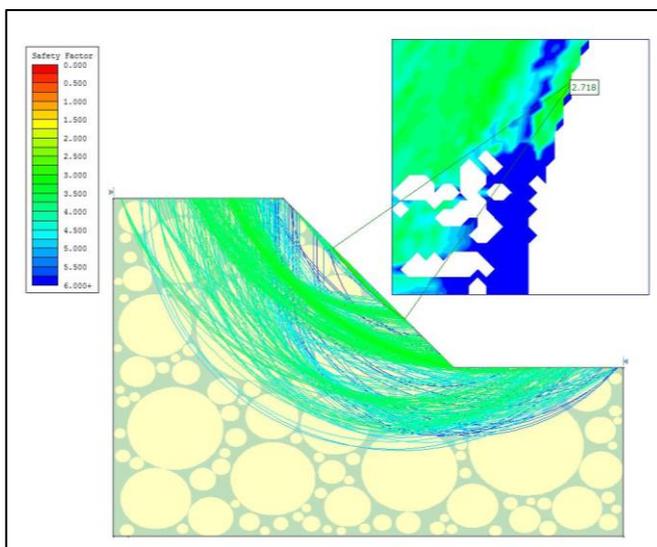
70_5_Spencer



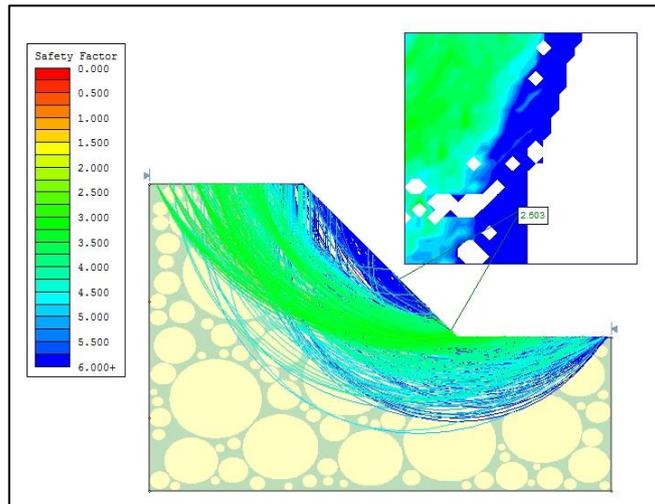
70_6_Bishop



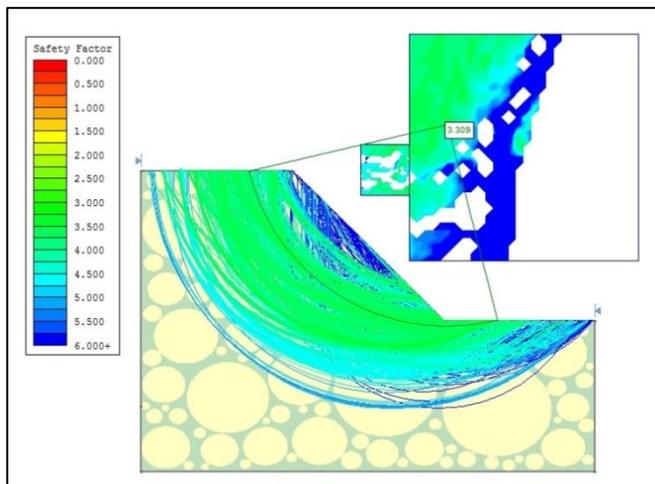
70_6_Spencer



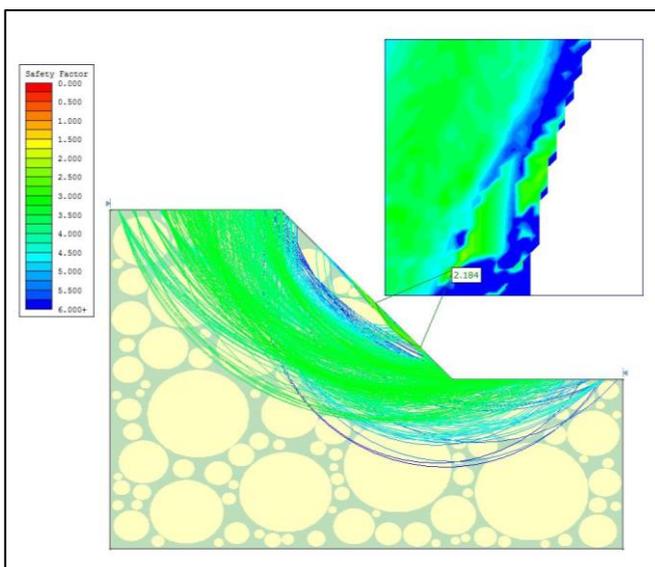
70_7_Bishop



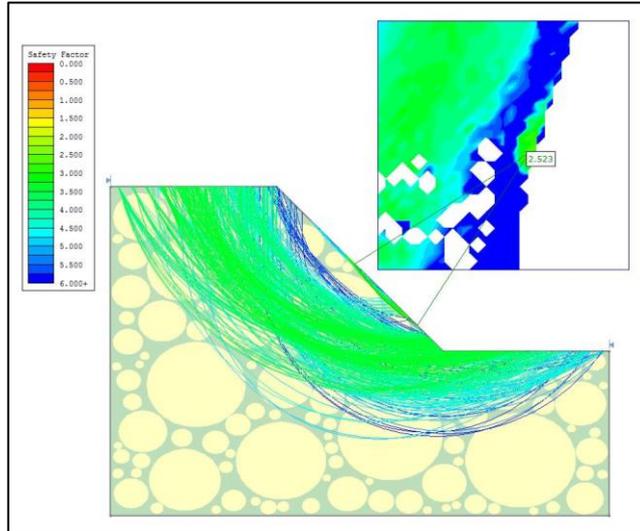
70_7_Spencer



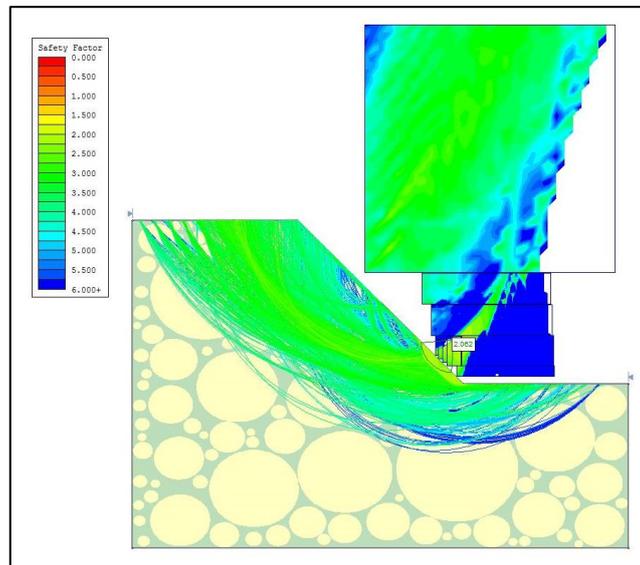
70_8_Bishop



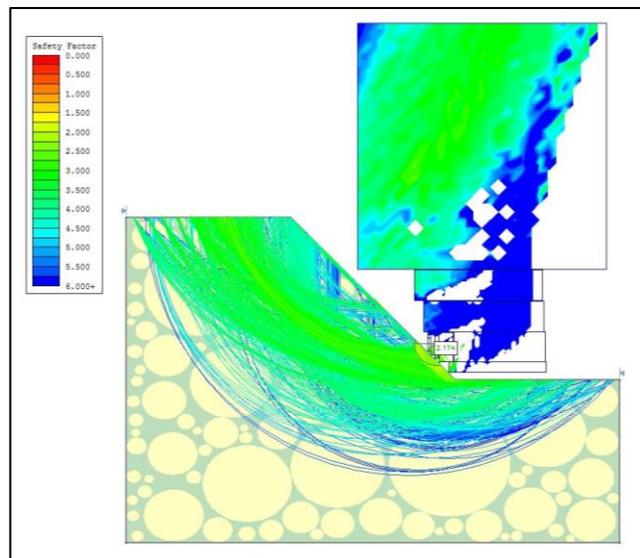
70_8_Spencer



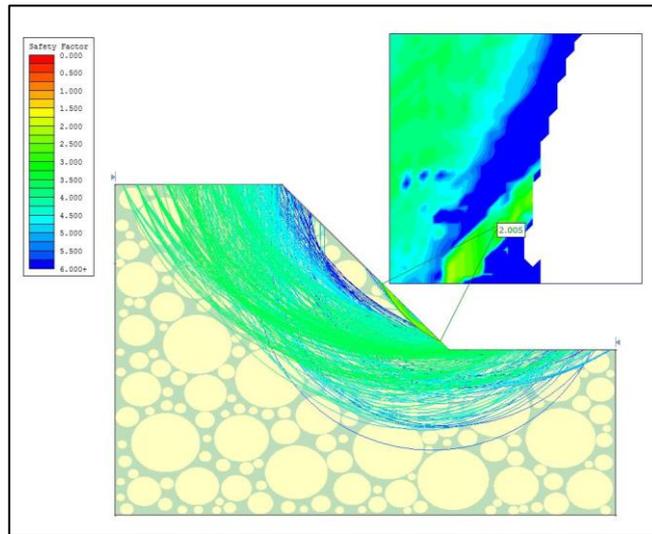
70_9_Bishop



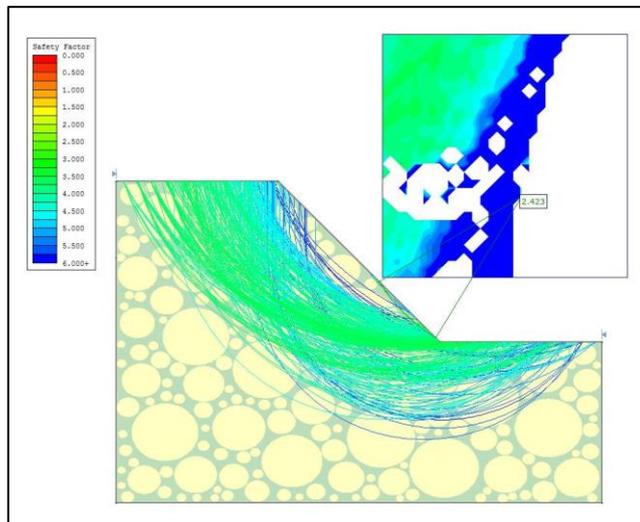
70_9_Spencer



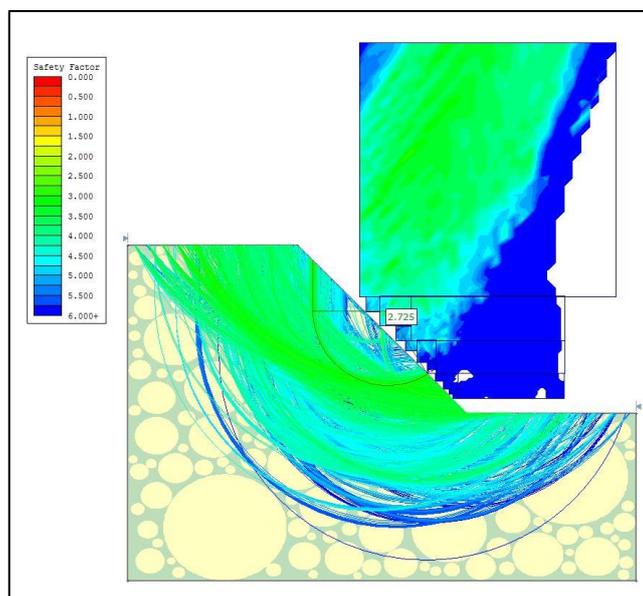
70_10_Bishop



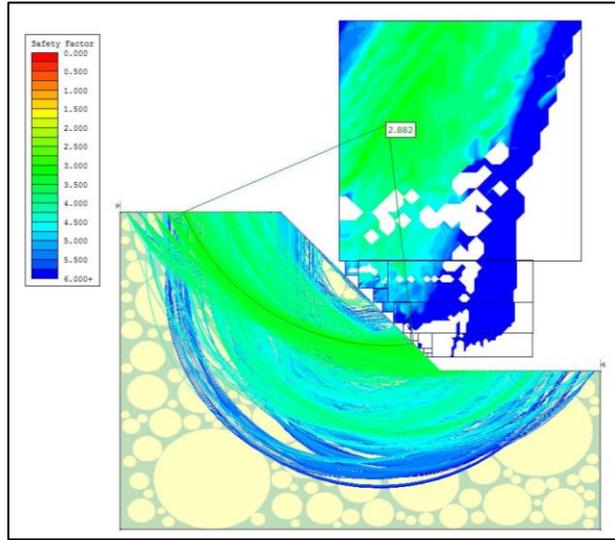
70_10_Spencer



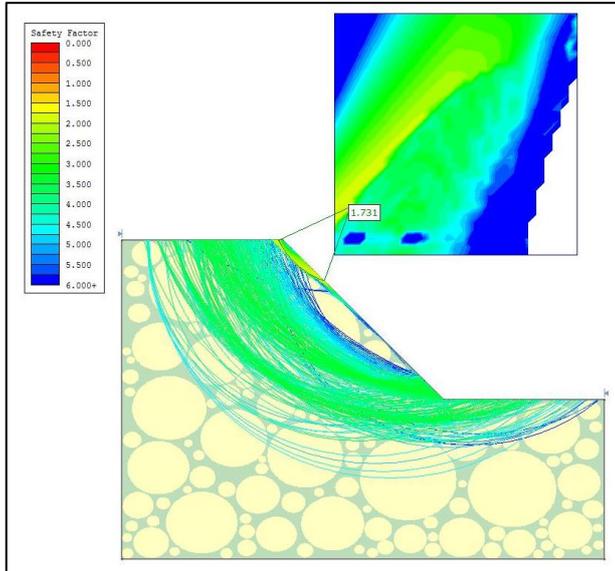
70_11_Bishop



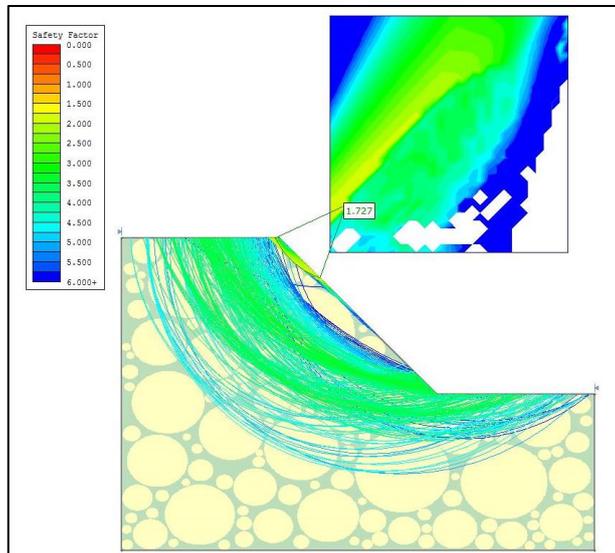
70_11_Spencer



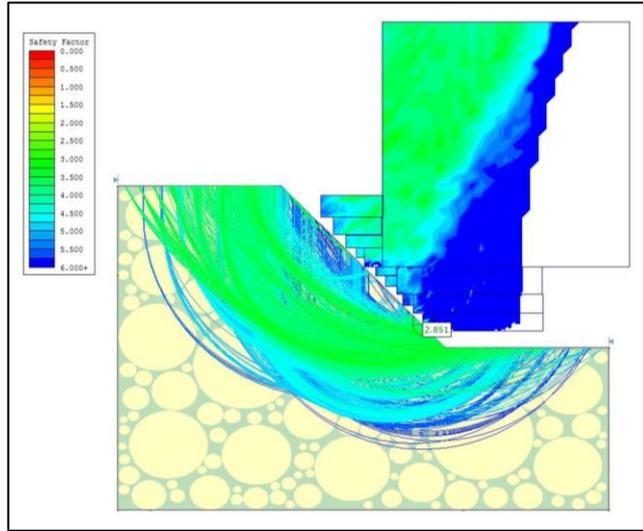
70_12_Bishop



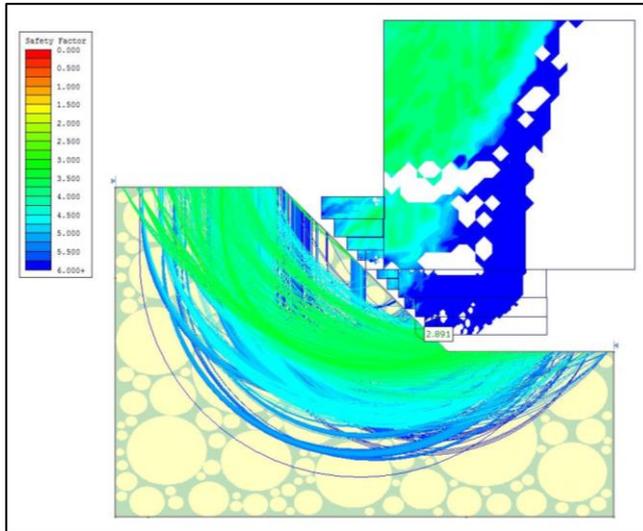
70_12_Spencer



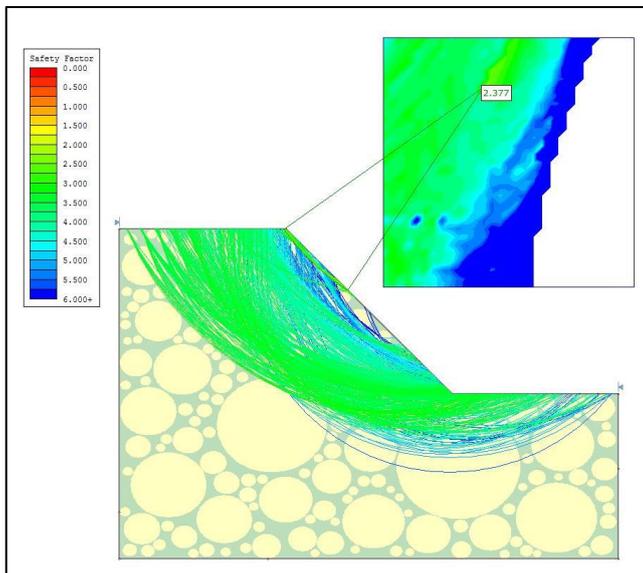
70_13_Bishop



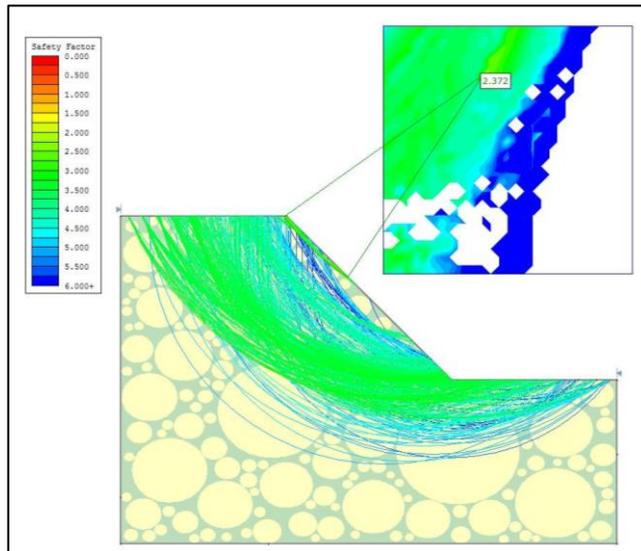
70_13_Spencer



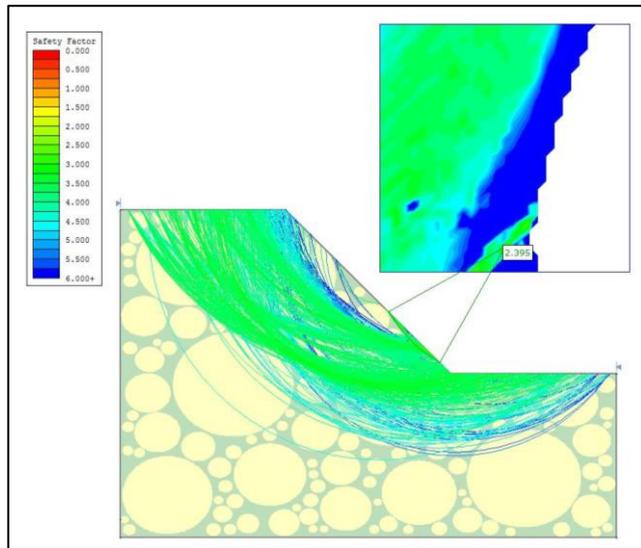
70_14_Bishop



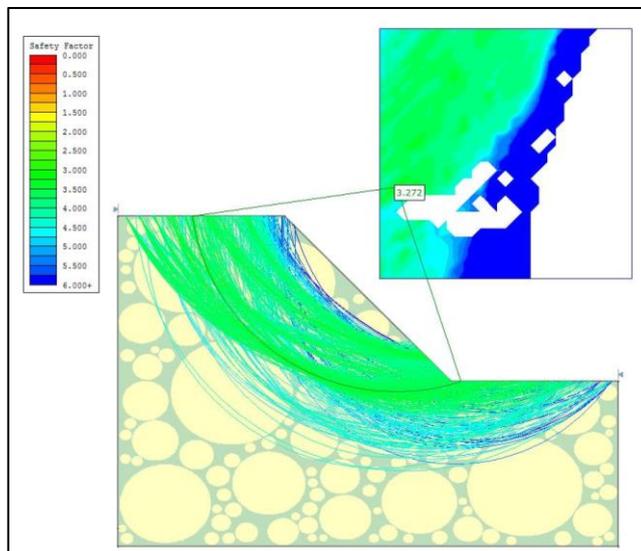
70_14_Spencer



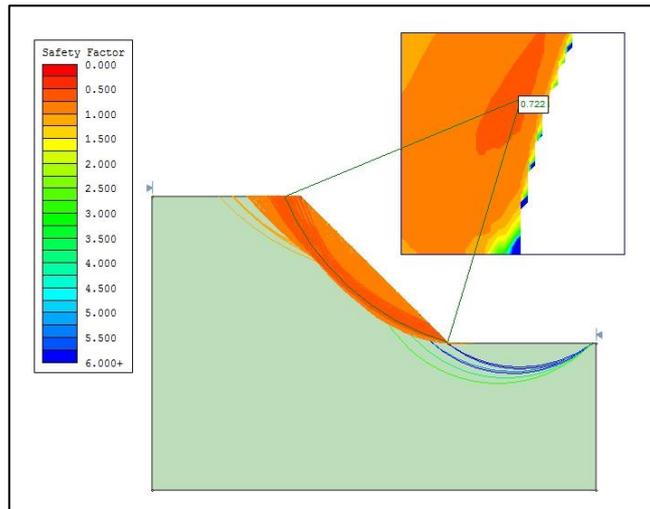
70_15_Bishop



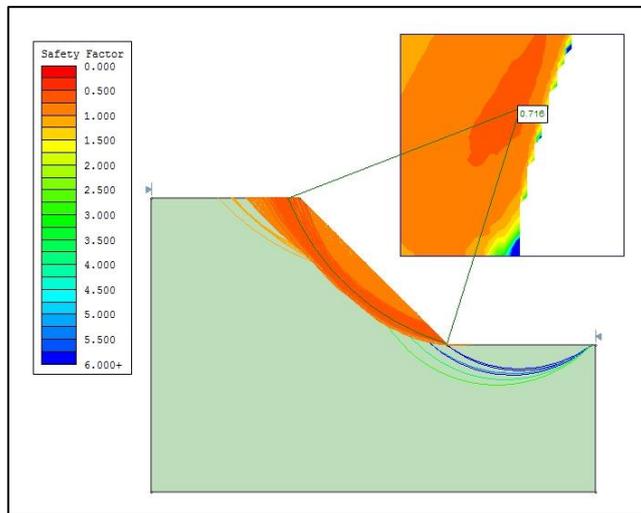
70_15_Spencer



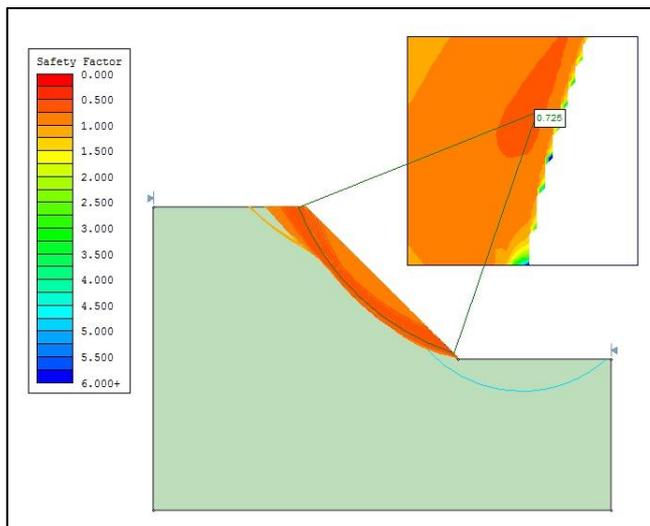
Kalender_25_Bishop



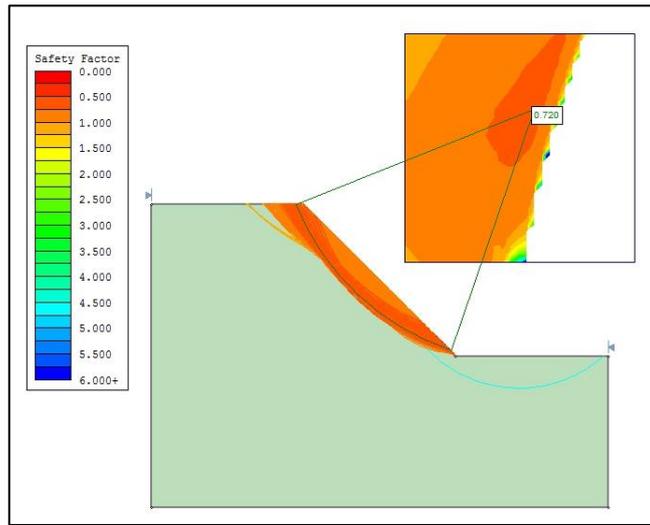
Kalender_25_Spencer



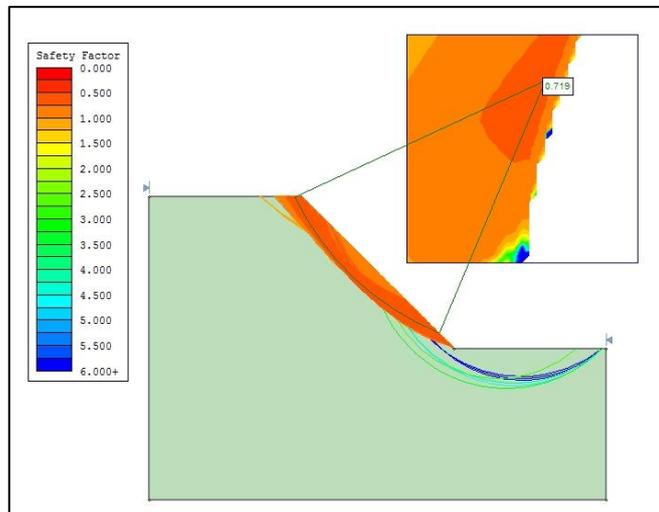
Kalender_40_Bishop



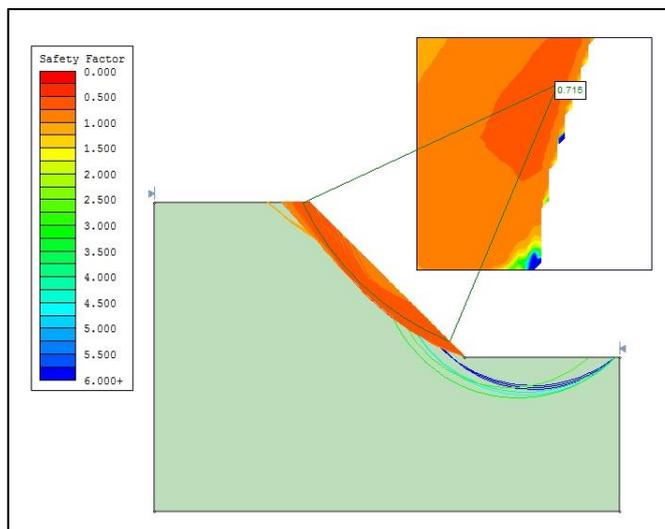
Kalender_40_Spencer



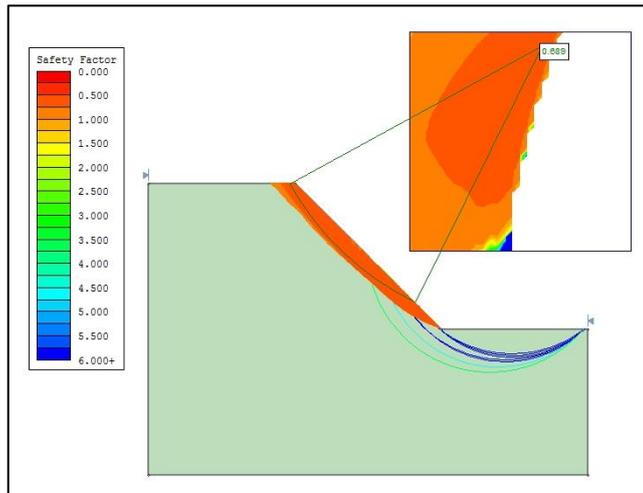
Kalender_55_Bishop



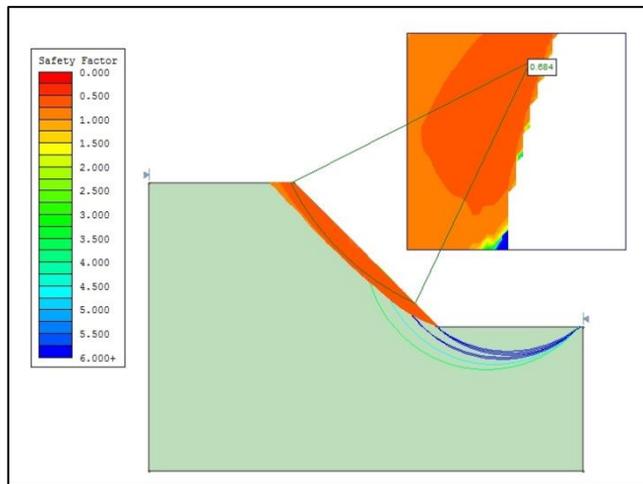
Kalender_55_Spencer



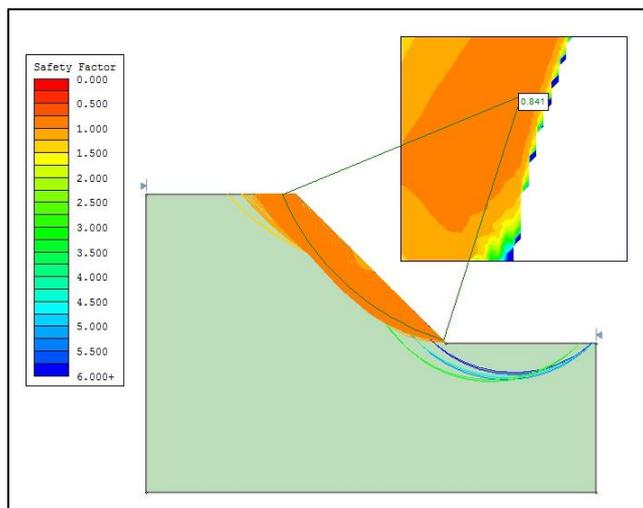
Kalender_70_Bishop



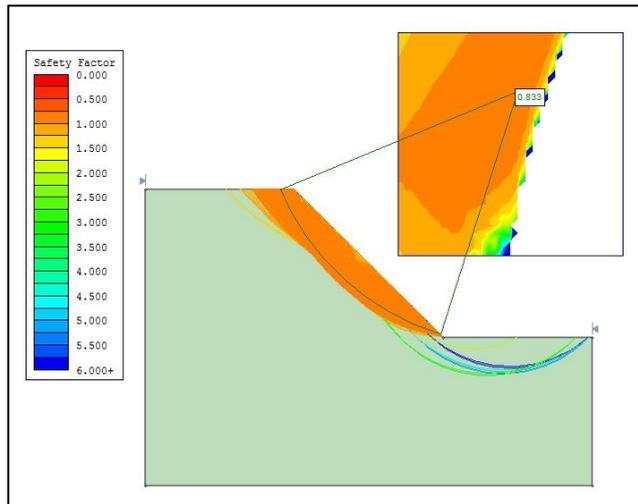
Kalender_70_Spencer



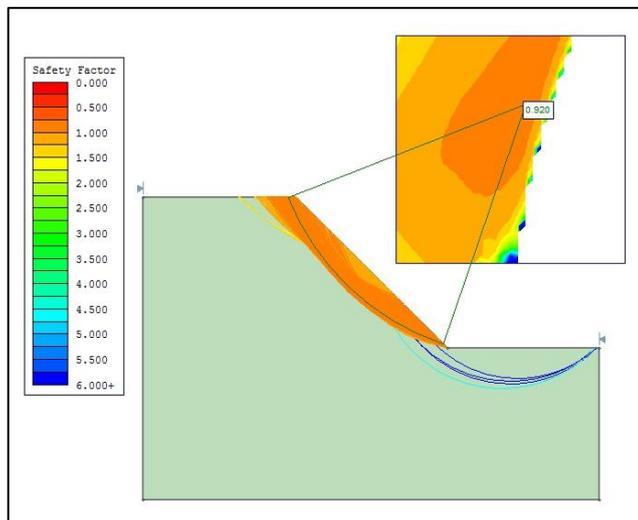
Lindquist_40_Bishop



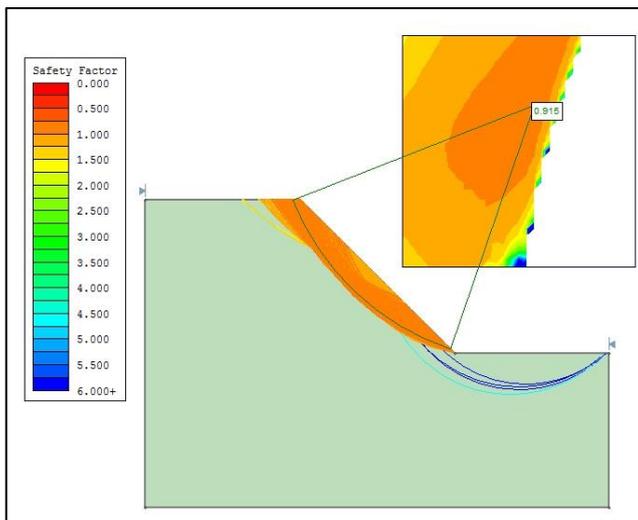
Lindquist_40_Spencer



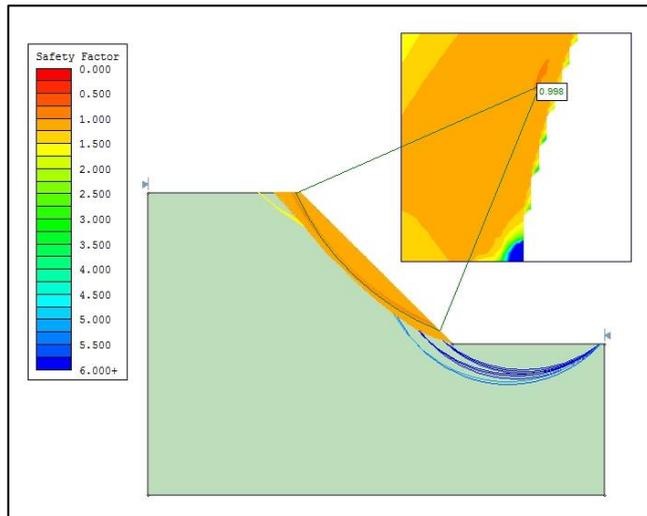
Lindquist_55_Bishop



Lindquist_55_Spencer



Lindquist_70_Bishop



Lindquist_70_Spencer

