

# POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

## Caratterizzazione meccanica di una formazione complessa con struttura a blocco in matrice

### **Relatori**

Prof. Claudio Scavia  
Prof. <sup>ssa</sup> Monica Barbero  
Ing. Maria Lia Napoli

### **Candidato**

Lorenzo Milan

Anno accademico 2019/2020



# Sommario

<b>Abstract.....</b>	<b>9</b>
<b>1. Introduzione.....</b>	<b>11</b>
<b>2. Inquadramento delle formazioni complesse a blocco in matrice.....</b>	<b>14</b>
2.1. Autosomiglianza e indipendenza di scala.....	17
2.2. Dimensione caratteristica del problema.....	20
2.3. Caratterizzazione granulometrica dei bimrock.....	22
2.4. Stima della percentuale volumetrica dei blocchi.....	25
2.4.1. Stima mediante sondaggi lineari.....	25
2.4.2. Stima mediante sondaggi bidimensionali.....	28
2.5. Resistenza meccanica dei bimrock.....	29
2.5.1. Studio sulla resistenza condotto da Lindquist.....	30
2.5.2. Studio sulla resistenza condotto da Coli et al.....	32
2.5.3. Studio sulla resistenza condotto da Kalender.....	34
2.6. Criticità delle opere ingegneristiche nei mélanges.....	35
2.7. Approccio alla caratterizzazione meccanica.....	37
<b>3. Resistenza a compressione monoassiale.....</b>	<b>39</b>
3.1. Prove di compressione monoassiale.....	40
3.1.1. Analisi DIC.....	43
3.1.2. Provini impiegati per le prove.....	46
3.1.3. Analisi dei risultati.....	49
3.2. Prove point load.....	59
3.2.1. Provini impiegati per le prove.....	62
3.2.2. Analisi dei risultati.....	64
<b>4. Resistenza a taglio.....</b>	<b>66</b>
4.1. Prove di taglio diretto.....	68
4.2. Realizzazione dei provini.....	71
4.3. Analisi dei risultati.....	73

<b>5. Prove triassiali sul materiale ricostituito.....</b>	<b>78</b>
5.1. Cenni sulle prove triassiali .....	78
5.1.1. Prove TX CIU .....	81
5.1.2. Procedura operativa .....	83
5.2. Caratteristiche delle prove eseguite.....	85
5.3. Realizzazione dei provini .....	86
5.4. Analisi dei risultati .....	93
5.4.1. Prove TX sul materiale omogeneo.....	93
5.4.2. Prove TX sul materiale eterogeneo .....	102
<b>6. Incertezza nella determinazione di VBP in sito.....</b>	<b>109</b>
6.1. Analisi probabilistiche sull'impiego di sondaggi lineari .....	109
6.2. Analisi probabilistiche sull'impiego di sondaggi bidimensionali.....	121
<b>7. Conclusioni e sviluppi futuri .....</b>	<b>124</b>
<b>8. Bibliografia .....</b>	<b>129</b>
<b>9. Allegati.....</b>	<b>134</b>
9.1. Allegato 1.....	134
9.2. Allegato 2.....	137
9.3. Allegato 3.....	143
<b>10. Ringraziamenti.....</b>	<b>144</b>

## Sommario delle figure

Figura 2.1: Aspetto di alcune formazioni geologiche che possono essere considerate bimrock (Affipour, 2014).....	15
Figura 2.2: Vista dell'affioramento da cui sono stati prelevati i campioni (Festa et al., 2015).....	16
Figura 2.3: Spezzone di matrice del bimrock in esame. ....	16
Figura 2.4: Spezzone del bimrock in esame .....	16
Figura 2.5: Rappresentazione esemplificativa dell'indipendenza di scala dei mélanges (Cowan,1985).17	
Figura 2.6: Distribuzione dimensionale dei blocchi nel Franciscan Mélange al variare dell'area di indagine (Medley, 1994). ....	19
Figura 2.7: Invarianza della distribuzione dimensionale dei blocchi del Franciscan Mélange, al variare dell'area di indagine (Kalender et al., 2014, after Medley, 1994).....	20
Figura 2.8: Influenza della scala di interesse sulla definizione di $L_c$ : il blocco di dimensione pari a 1 m influenza fortemente la realizzazione di una condotta (linea tratteggiata), ma coincide con la soglia blocchi/matrice per la realizzazione di una strada larga 20 m (Medley, 2001). ....	21
Figura 2.9: Rappresentazione schematica della ridotta probabilità di determinazione delle massime dimensioni dei blocchi mediante sondaggi geognostici lineari o osservazione degli affioramenti superficiali: le dimensioni individuate con questi metodi risultano spesso sottostimate (Medley, 2001). ....	23
Figura 2.10: Spezzone del mélange in esame. È possibile osservare come la dimensione massima dei blocchi osservabile su una faccia esposta sia significativamente differente dal valore reale. ....	23
Figura 2.11: Differenze tra la distribuzione granulometrica dei blocchi in bimrock stimata mediante sondaggi monodimensionali e quella reale (Medley, 2001). ....	24
Figura 2.12: Errata definizione della distribuzione dei blocchi in sito: profondità, numero e posizione dei fori di sondaggio inducono a immaginare l'esistenza di un substrato roccioso compatto su cui poggia il deposito di terreno (Medley, 1999). ....	24
Figura 2.13: Vista in pianta di uno dei campioni di mélange artificiale analizzati da Medley, in cui sono riportati i 100 valori di LBP valutati (Medley, 1997).....	26
Figura 2.14: Variazione dell'errore commesso nella stima di VBP a partire da misure di LBP, in funzione della lunghezza cumulata di campionamento (Medley, 1997). ....	27
Figura 2.15: Incertezze nella stima della percentuale volumetrica dei blocchi in funzione della lunghezza di campionamento e percentuale lineare dei blocchi (Medley, 2001). ....	28
Figura 2.16: Andamento di angolo di resistenza al taglio e coesione in funzione di VBP e dell'orientazione dei blocchi rispetto alla direzione di applicazione della tensione principale massima (Kalender. 2014, after Lindquist, 1994).....	31

Figura 2.17: Variazione del modulo elastico dei bimrock con la percentuale volumetrica dei blocchi (Lindquist, 1994).....	32
Figura 2.18: Funzionamento del Bimtest: la piastra metallica (2) viene spinta contro il bimrock dal martinetto (5), fino alla formazione di una superficie di rottura del materiale (10). Tratto da Coli et al., 2011. ....	33
Figura 2.19: Variazione dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione dei bimrock in funzione della VBP, sulla base dei risultati del Bimtest (Coli et.al,2011). ....	33
Figura 2.20: Abaco per la determinazione del parametro A (Kalender et al., 2014). ....	35
Figura 2.21: Influenza di posizione, numero e orientazione dei blocchi su forma e posizione della superficie di scivolamento in pendii in bimrock (Medley e Sanz, 2004).....	36
Figura 2.22: Esempio di ricostruzione erronea della stratigrafia di un sito a partire dai risultati di fori di sondaggio (Medley et al., 2011). ....	37
Figura 3.1: Sega a nastro utilizzata per la realizzazione dei provini. ....	40
Figura 3.2: Processo di ottimizzazione utilizzato nell'analisi DIC. Il processo di ottimizzazione iterativo è applicato alla soluzione di primo tentativo per ottenere risultati più accurati, come mostrato nell'ultima immagine. (Blaber, Adair e Antoniou, 2015).....	44
Figura 3.3: Strumentazione impiegata durante le prove di compressione monoassiale. È possibile osservare la macchina fotografica (1), la lampada alogena (2), la cella di carico (3), il provino (4), il pannello di controllo della pressa (5), e il trasduttore LVDT (6).....	46
Figura 3.4: Modelli tridimensionali dei provini utilizzati per le prove di compressione monoassiale.....	48
Figura 3.5: Curve sforzo assiale - deformazione assiale in termini di deformazioni globali ottenute dalle prove di compressione monoassiale. ....	50
Figura 3.6: Superficie di rottura del provino 1.....	51
Figura 3.7: Provini 1 ( a sinistra) e 2 (a destra) a fine prova. È possibile osservare fratture longitudinali con andamento tortuoso che si sviluppano intorno ai blocchi; nel caso del campione 2 si nota un blocco di argilla molto sovraconsolidata che viene anche fratturato. ....	51
Figura 3.8: Influenza del rapporto di snellezza sulla resistenza a compressione monoassiale; $(C_0)_1$ rappresenta la resistenza reale del materiale, corrispondente al valore di stabilizzazione sul grafico (Green e Perkins, 1968; Mogi, 1966).....	53
Figura 3.9: Matrice dei punti di controllo impiegati per la valutazione delle deformazioni locali. ....	54
Figura 3.10: Grafico sforzo-deformazioni del punto 5 del provino 3, ottenuto mediante Analisi DIC.....	54
Figura 3.11: Grafico sforzo-spostamenti del punto 5 del provino 3, ottenuto mediante Analisi DIC.....	55
Figura 3.12: Andamento della resistenza a compressione monoassiale in funzione di VBP.....	58
Figura 3.13: Andamento del modulo di deformabilità in funzione di VBP. ....	59
Figura 3.14: Macchinario per l'esecuzione della prova point load. È possibile osservare i manometri per la lettura del carico applicato (1), il martinetto (2), le punte in acciaio per l'applicazione del carico (3), il righello per la misura della distanza tra le punte (4), il campione sottoposto a prova (5). ....	60

Figura 3.15: Caratteristiche di dimensione e forma per prove point load su blocchi irregolari (ASTM, 1995).....	62
Figura 3.16: Diminuzione della resistenza a compressione monoassiale di provini di marna, all'aumentare del contenuto d'acqua (Erguler & Ulusay, 2008). .....	63
Figura 3.17: Alcuni dei campioni di mélange sottoposti a prova point-load: campioni con contenuto d'acqua naturale a sinistra e campioni secchi a destra. ....	63
Figura 4.1: Macchinario per l'esecuzione delle prove di taglio diretto. È possibile osservare il sistema di acquisizione (1), la cella di carico (2), il trasduttore LVD orizzontale (3), la scatola di Casagrande (4), il traduttore LVDT verticale (5), il sistema di applicazione dello sforzo normale (6). .....	69
Figura 4.2: Fasi di realizzazione dei campioni per l'esecuzione delle prove di taglio diretto.....	72
Figura 4.3: Andamenti della resistenza al taglio della matrice marnosa ottenuti dalle prove di taglio diretto.....	74
Figura 4.4: Superfici di rottura dei provini 3, 4 e 5 ottenute dalle prove di taglio diretto. ....	75
Figura 4.5: Risultati delle prove di taglio diretto sui campioni di matrice. ....	76
Figura 5.1: Apparecchio per l'esecuzione delle prove triassiali. È possibile osservare il provino avvolto dalla membrana (1), i rubinetti per il controllo del drenaggio (2), i misuratori della pressione interstiziale nel provino (3), la cella di carico (4), il trasduttore LVDT (5).....	79
Figura 5.2: Valori medi del coefficiente A di Skempton per alcune argille (Burghignoli, 1991). ....	83
Figura 5.3: Strumentazione utilizzata per consolidare il materiale. È possibile osservare il display della cella di carico (1), la cella di carico (2), il trasduttore LVDT per la misura degli spostamenti verticali (3), il pistone di applicazione del carico (4) e il cilindro contenente il materiale (5). ....	88
Figura 5.4: Realizzazione di provini di materiale omogeneo per le prove TX. ....	89
Figura 5.5: Viste delle mesh dei blocchi ottenute dalla tomografia. Le percentuali sono indicative e verranno verificate nel paragrafo successivo.....	91
Figura 5.6: Fasi della realizzazione di provini di materiale eterogeneo per le prove TX.....	92
Figura 5.7: Percorsi tensionali delle tre prove triassiali sul materiale omogeneo ricostituito. ....	93
Figura 5.8: Aspetto dei provini alla fine delle prove triassiali. È indicata la pendenza media della superficie di rottura dei provini confinati a 50 e 100 kPa. ....	96
Figura 5.9: Andamento dello sforzo deviatorico in funzione della deformazione assiale durante le tre prove triassiali.....	96
Figura 5.10: Andamento della sovrappressione interstiziale in funzione della deformazione assiale durante le tre prove triassiali. ....	97
Figura 5.11: Andamento della forza deviatorica durante le prove triassiali sul materiale omogeneo. ....	99
Figura 5.12: Variazione degli effective stress path delle prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP. ....	103
Figura 5.13: Variazione delle sovrappressioni interstiziali durante le prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP. ....	104

Figura 5.14: Variazione dello sforzo deviatorico durante le prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP .....	106
Figura 5.15: Aspetto del provino con VBP=25% alla fine della prova triassiale. È possibile osservare la deviazione della superficie di rottura per effetto della presenza dei blocchi. ....	106
Figura 5.16: Aspetto del provino con VBP=50% alla fine della prova triassiale. Non si rileva una localizzazione della superficie di taglio in quanto la rottura è avvenuta in maniera diffusa. ....	107
Figura 6.1: Analisi fotografica di una faccia del campione 1Mon: sono visibili i blocchi perimetrati (in rosso), le linee di scansione verticali che simulano i sondaggi (in ciano) e la quota della dimensione massima osservabile. ....	112
Figura 6.2: Valori di LBP forniti da 10 simulazioni di campagne di sondaggi lineari in funzione della lunghezza totale di perforazione. ....	114
Figura 6.3: Fattori di incertezza sulla determinazione di VBP ottenuti dalle analisi probabilistiche su spezzoni del materiale naturale. I risultati si riferiscono a 5000 serie di estrazione casual dei sondaggi. ....	115
Figura 6.4: Nuova perimetrazione dei blocchi su una faccia del campione 1Mon, effettuata per escludere i blocchi di argilla sovraconsolidata. ....	117
Figura 6.5: Esempio di campione di bimrock con VBP=20% creato mediante codice Matlab . ....	118
Figura 6.6: Andamenti del fattore di incertezza su VBP ottenuti dalle analisi numeriche al variare della dimensione frattale della distribuzione dei blocchi. I risultati si riferiscono a 5000 serie di estrazione casuale dei sondaggi. ....	119
Figura 6.7: Andamenti del fattore di incertezza in funzione della lunghezza totale di perforazione ottenuti dalle analisi numeriche. I risultati si riferiscono a 500 serie di estrazione casuale dei sondaggi. ....	120
Figura 9.1: Curva sforzo-deformazione del provino 1 .....	134
Figura 9.2: Curva sforzo-deformazione del provino 2 .....	135
Figura 9.3: Curva sforzo-deformazione del provino 3 .....	135
Figura 9.4: Curva sforzo-deformazione del provino B .....	136
Figura 9.5: Curva sforzo-deformazione del provino B .....	136
Figura 9.6: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 1 e 7. ....	137
Figura 9.7: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 2 e 8. ....	137
Figura 9.8: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 3 e 9. ....	138
Figura 9.9: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 1 e 7. ....	138

Figura 9.10: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.....	139
Figura 9.11: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.....	139
Figura 9.12: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.....	140
Figura 9.13: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.....	140
Figura 9.14: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.....	141
Figura 9.15: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.....	141
Figura 9.16: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.....	142
Figura 9.17: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.....	142

# Sommario delle tabelle

Tabella 3.1: Caratteristiche geometriche e composizionali dei provini impiegati per le prove di compressione monoassiale. I provini A, B, M1 e M2 sono quelli testati precedentemente al presente progetto di tesi. ....	49
Tabella 3.2: Caratteristiche dei provini sottoposti a prova di compressione monoassiale. ....	52
Tabella 3.3: Moduli di deformabilità interni valutati mediante analisi DIC. ....	56
Tabella 3.4: Risultati delle prove point-load condotte sul bimrock in esame. ....	64
Tabella 3.5: Valori medi di resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità del bimrock in esame. ....	65
Tabella 4.1: Risultati delle prove di taglio diretto eseguite. ....	76
Tabella 4.2: Parametri di resistenza della matrice ottenuti dalle prove di taglio diretto. ....	77
Tabella 5.1: Caratteristiche delle prove TX condotte sul materiale ricostituito. ....	85
Tabella 5.2: Relazioni che legano le equazioni dell'involuppo di rottura tracciato sul piano di Mohr e sul piano degli invarianti tensionali. ....	94
Tabella 5.3: Parametri di resistenza del criterio di rottura assunto per il materiale omogeneo ricostituito. ....	94
Tabella 5.4: Valori di A misurati per le prove triassiali sul materiale omogeneo. ....	100
Tabella 5.5: Valori del grado di sovraconsolidazione dei provini di materiale omogeneo. ....	100
Tabella 5.6: Moduli di deformabilità ottenuti dalle prove triassiali sul materiale omogeneo. ....	102
Tabella 5.7: Valori reali di VBP misurati per i provini di materiale eterogeneo. ....	103
Tabella 5.8: Moduli di deformabilità ottenuti dalle prove triassiali sul materiale omogeneo. ....	108
Tabella 6.1: Confronto tra VBP e MBP dei provini impiegati per le prove di compressione monoassiale. ....	111
Tabella 6.2: Valori reali di VBP dei campioni analizzati. ....	115
Tabella 6.3: Parametri di input utilizzati per le analisi numeriche; a e b sono i limiti dell'intervallo dimensionale di estrazione dei blocchi. ....	118
Tabella 6.4: Lunghezze minime di perforazione necessarie a ottenere un fattore di incertezza su VBP pari a 0.2. ....	120

## Abstract

The aim of this work is the mechanical characterisation of a complex formation with a block-in-matrix fabric, with particular attention to the influence of the block content on its behaviour.

The term “complex formations with a block-in-matrix fabric” refers to geological structures consisting of rock blocks incorporated within a weaker matrix, whose variable composition and structure make laboratory and in situ investigation particularly challenging. Moreover, the complexity and variability of these materials mechanical behaviour cause considerable difficulties in the design and execution of engineering works, such as excavations, tunnels or stabilisation works.

Because of the above problems, currently designers who have to face geotechnical designs in complex formations do not dispose of information and methods to take their real mechanical behaviour into consideration. In fact, the design practice presents some critical issues related to the definition of strength, deformability and volumetric block proportion (VBP) design values.

The work carried out in this thesis developed on two strands inherent to these issues, with the aim of laying the foundations for their solution.

Specifically, some samples from the Oltrepò Pavese area were analysed.

First, a laboratory experimentation campaign was carried out, through conventional and non-conventional methods, to analyse the mechanical behaviour of the matrix only and the heterogeneous material.

The compression behaviour was studied by means of uniaxial compression tests and point load tests, which allowed the determination of the average strength of the material

and its variation with VBP and water content. By performing DIC (Digital Image Correlation) analyses combined with these tests, the average deformability was assessed. As regards the shear behaviour, direct shear tests were performed on matrix samples, which required the adoption of an unconventional approach and entailed numerous problems. The obtained results highlighted the limits of the test in relation to the analysed material and allowed the definition of an approach for the evaluation of the strength parameters.

Triaxial tests were then performed to evaluate the influence of the VBP on the mechanical behaviour of a heterogeneous material made in the laboratory using the matrix of the material under examination, due to the impossibility of sampling it. The results showed a significant influence of the VBP on strength, stiffness, and post-failure behaviour of the specimens.

Subsequently, probabilistic analyses were performed in order to study the uncertainty of on-site VBP definition. This parameter, in fact, is usually determined by interpreting boreholes results. However, this practice often leads to relevant errors.

The obtained results are finally discussed and personal considerations regarding the importance of continuing the scientific research on complex formations are provided.

# 1. Introduzione

Lo scopo del presente elaborato consiste nella definizione delle proprietà meccaniche di una formazione complessa a blocco in matrice, con particolare attenzione all'influenza della percentuale volumetrica dei blocchi sul suo comportamento. Il termine "formazioni complesse a blocco in matrice" fa riferimento a formazioni geologiche eterogenee, spesso indicate anche come *mélange*, *bimsoil* o *bimrocks*, costituite da blocchi lapidei inglobati all'interno di una matrice meno resistente.

Si tratta di strutture geologiche presenti in tutto il mondo 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). Nel caso in esame, sono stati analizzati campioni provenienti dall'area dell'Oltrepò Pavese.

Dal punto di vista ingegneristico, la complessità e la variabilità del comportamento meccanico di questi materiali determinano notevoli difficoltà nella progettazione ed esecuzione di opere al loro interno, quali scavi, gallerie o interventi di stabilizzazione.

La caratterizzazione meccanica delle formazioni complesse costituisce, quindi, un passaggio importante negli studi che precedono la realizzazione di tali opere, e risulta di particolare interesse scientifico, in quanto alla complessità della composizione e del comportamento delle formazioni complesse, sono associate notevoli problematiche nel campionamento e nella sperimentazione di laboratorio, che generalmente non vengono riscontrate nella caratterizzazione di terreni ordinari.

A causa dei problemi sopra citati, attualmente i progettisti coinvolti in progettazioni geotecniche che interessino le formazioni complesse non hanno a disposizione le informazioni e i metodi necessari a tenere conto del loro reale comportamento meccanico. La prassi progettuale si basa, infatti, sull'adozione di parametri di resistenza e deformabilità ottenuti modificando quelli della matrice in funzione della percentuale volumetrica dei blocchi (VBP). Tale pratica presenta però due principali criticità.

Innanzitutto, sebbene sia chiaro che quantità e dimensione dei blocchi siano tra i fattori che influenzano maggiormente le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale, le relazioni utilizzate in fase di progetto sono state determinate per una specifica tipologia di *bimrock* e non possono essere utilizzate per qualunque altra formazione complessa. Infatti, non è possibile ipotizzare che tali relazioni abbiano validità generale. Questo fatto trova generalmente accordo con la condizione per cui la progettazione geotecnica va eseguita in modo specifico caso per caso e non può essere eseguita in modo seriale.

In secondo luogo, l'ipotesi di terreno omogeneo in fase di progetto può portare a problemi in fase esecutiva, determinati dalla presenza di blocchi di roccia, quindi la corretta determinazione della VBP in sito, e dell'incertezza ad essa associata, risultano di primaria importanza.

Lo studio condotto nel presente progetto di tesi si è dunque sviluppato su due filoni inerenti le problematiche sopra presentate, che costituiscono l'ossatura e l'impianto organico della presente relazione, con l'intento di porre le basi per la loro risoluzione.

In primo luogo, è stata condotta una campagna di sperimentazione di laboratorio, attraverso metodi convenzionali e non, per analizzare il comportamento meccanico della matrice e del materiale eterogeneo.

Il comportamento in compressione è stato studiato mediante prove di compressione monoassiale e *point load*, che hanno consentito la determinazione della resistenza media del materiale e della sua variazione con VBP e contenuto d'acqua. Tramite l'esecuzione di analisi DIC (Digital Image Correlation) abbinate a tali prove è stata invece valutata la deformabilità media.

Per quanto riguarda il comportamento a taglio, sono state eseguite prove di taglio diretto su campioni di matrice, che hanno richiesto l'adozione di un approccio non convenzionale e hanno comportato numerose problematiche. I risultati ottenuti hanno evidenziato i limiti della prova in relazione al materiale analizzato e hanno consentito la definizione di un approccio per la valutazione dei parametri di resistenza, descritto nel quarto capitolo. Sono state poi eseguite prove triassiali per la valutazione dell'influenza di VBP sul comportamento meccanico di un materiale eterogeneo realizzato in laboratorio a partire dalla matrice del materiale in esame, a causa dell'impossibilità di eseguire un suo campionamento. I risultati hanno mostrato una significativa influenza di VBP su resistenza, rigidità, e comportamento post-rottura dei provini.

Successivamente, sono state eseguite analisi probabilistiche al fine di studiare l'incertezza della definizione di VBP in sito. Questo parametro, infatti, viene solitamente determinato interpretando i fori di sondaggio o indagini bidimensionali, ma questa pratica porta spesso a errori rilevanti. Tali analisi hanno confermato l'inadeguatezza dell'impiego di sondaggi lineari e hanno indotto alla definizione di un approccio probabilistico per la valutazione dell'efficacia di sondaggi bidimensionali.

I risultati ottenuti sono infine discussi nelle conclusioni e, sulla base di essi, sono presentate le mie personali considerazioni a proposito dell'importanza della prosecuzione della ricerca scientifica sulle formazioni complesse.

La scelta delle fonti documentarie, al cui elenco si rimanda nella Bibliografia in calce al presente scritto, si è articolata fra gli studi presenti in letteratura nei volumi a stampa e nelle pubblicazioni di settore.

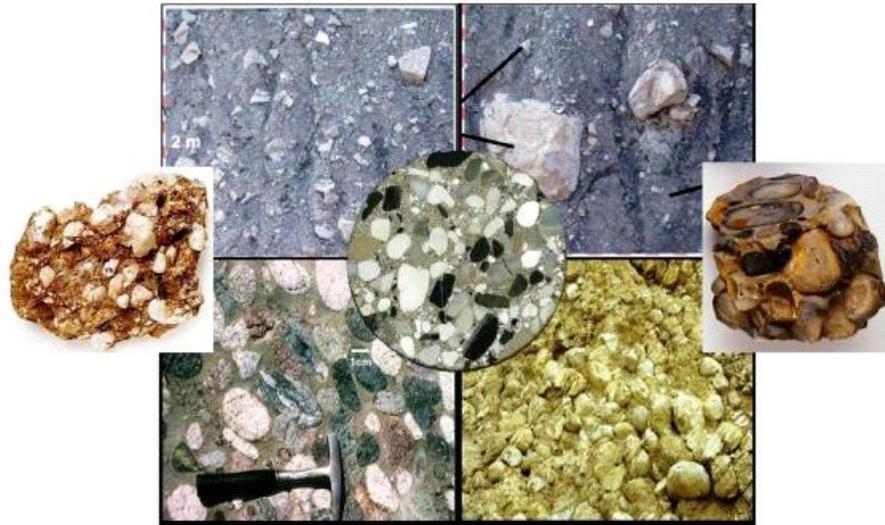
## 2. Inquadramento delle formazioni complesse a blocco in matrice

Il materiale in esame rientra nella categoria delle formazioni complesse a blocco-in-matrice, anche indicate come *Bimrocks* (block-in-matrix rocks), utilizzando la terminologia coniata da Medley nel 1994. Nel dettaglio, Medley definisce il *Bimrock* “*a mixture of rocks, composed of geotechnically significant blocks within a bonded matrix of finer texture*” ponendo l’attenzione sul fatto che i blocchi lapidei contenuti nel materiale fossero “*geotechnically significant*”, cioè che la loro distribuzione e percentuale volumetrica influenzassero le proprietà materiale a tutte le scale di interesse ingegneristico (Medley et al., 1995; Tsiambaos, 2010). I bimrocks, poi, possono essere ulteriormente suddivisi in sottoclassi; tra queste, quella di maggior interesse ingegneristico e che pone i maggiori problemi in fase di classificazione, è la classe dei *mélange*. Si tratta di materiali presenti nelle regioni montane di 60 paesi nel mondo, associati a fenomeni di subduzione tettonica o sedimentazione (Medley, 1994). Questi materiali sono costituiti da blocchi lapidei di dimensioni e litologia variabili, inglobati all’interno di una matrice meno resistente, spesso argillosa. Il *mélange* è formato da frammenti di roccia di varia scala con litologia e identità cronologica differente mescolati e immersi all’interno di una matrice debole, generalmente argillitica.

In virtù della loro diffusione e delle problematiche che pongono a livello ingegneristico, i *mélange* rappresentano i bimrock maggiormente studiati e in letteratura sono presenti numerosi studi sulle loro caratteristiche geomeccaniche, soprattutto riguardo il *Franciscan Complex* della California del Nord.

Parallelamente alla categoria dei Bimrocks, infine, esiste quella dei *Bimsoils* (block-in-matrix soils), che comprende di fatto i le formazioni a blocco in matrice in cui quest'ultima è costituita da terreno (Kalender et al., 2014).

Si riportano in Figura 2.1 alcuni esempi di strutture geologiche identificabili come bimrock.



*Figura 2.1: Aspetto di alcune formazioni geologiche che possono essere considerate bimrock (Afifpour, 2014).*

I campioni analizzati nel presente elaborato sono stati prelevati in data 18/04/2018 da un affioramento dell'Appennino Vogherese tra Borgo Priolo e Ruino, nella zona dell'Oltrepò Pavese (Figura 2.2). Si tratta di un *mélange* sedimentario caratterizzato da gradazione dimensionale variabile, che presenta una stratigrafia con percentuale volumetrica dei blocchi decrescente all'aumentare della profondità. Il materiale è costituito da blocchi di calcareniti inglobati in una matrice marnosa. Si riporta in Figura 2.3 e Figura 2.4 una vista del materiale in esame.

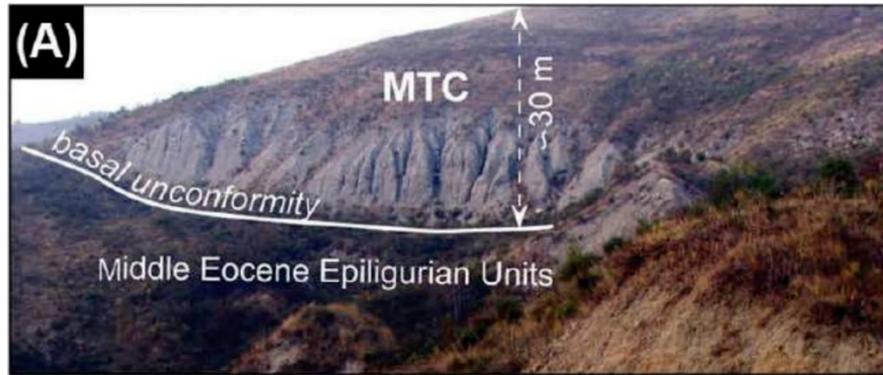


Figura 2.2: Vista dell'affioramento da cui sono stati prelevati i campioni (Festa et al., 2015).



Figura 2.3: Spezzone di matrice del bimrock in esame.



Figura 2.4: Spezzone del bimrock in esame

## 2.1. Autosomiglianza e indipendenza di scala

I bimrock possiedono caratteristiche di autosomiglianza. Tale particolarità, individuata per la prima volta nel 1985 da Cowan, consiste nella tendenza del materiale a presentare una distribuzione dei blocchi approssimativamente o esattamente simile a una sua parte e costituisce condizione necessaria ma non sufficiente affinché sussista anche l'indipendenza di scala. Quest'ultima proprietà è verificata se ad ogni ingrandimento dell'oggetto in esame esiste una parte dell'oggetto che è simile al tutto. I bimrock sono definiti come sistemi auto simili; si riporta in Figura 2.5 una rappresentazione grafica di questa caratteristica.

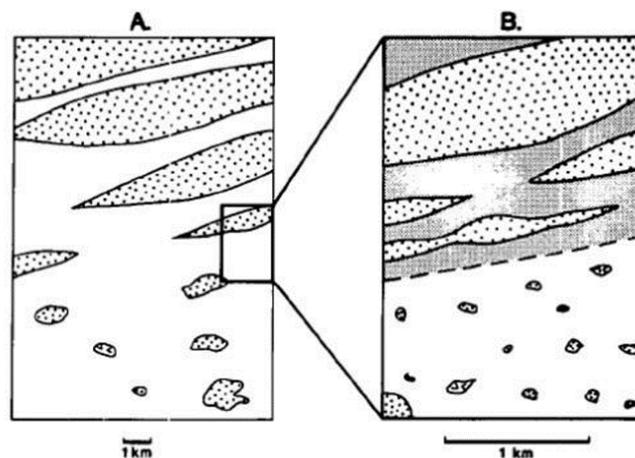


Figura 2.5: Rappresentazione esemplificativa dell'indipendenza di scala dei mélanges (Cowan, 1985).

Affinché un sistema possa essere considerato autosimile, deve poter essere misurata la sua dimensione frattale (D). Tale parametro è definito come:

$$D = \frac{\log(N(r))}{\log(r)} \quad (\text{Eq. 1})$$

dove:

- r è l'intervallo della classe di frequenza;
- N(r) è la frequenza di r.

Disponendo i dati sperimentali su un piano bilogaritmico e interpolandoli mediante una legge di potenza, la dimensione frattale corrisponde all'esponente dell'equazione di tale funzione, ossia la pendenza della retta interpolante. La legge di potenza assume, infatti, la forma:

$$N = r^{-D} \quad (\text{Eq. 2})$$

dove:

- $N$  è la frequenza relativa degli elementi aventi dimensione lineare maggiore di  $r$ ;
- $D$  è la dimensione frattale (Mandelbrot, 1983; Turcotte, 1997).

Nel 1994, Medley eseguì questo calcolo per circa 1900 aree di indagine del *Franciscan Mélange* californiano, verificandone la proprietà di autosomiglianza (v. Figura 2.6). Successivamente, sulla base di questi risultati e del fatto che l'autosomiglianza costituisce una condizione necessaria ma non sufficiente per dimostrare l'indipendenza di scala, lo stesso Medley approfondì gli studi. In particolare, vennero analizzate ulteriori aree di indagine, variabili tra il  $\text{cm}^2$  e i  $1000 \text{ km}^2$ , e per ogni area di indagine furono ottenute le frequenze relative  $N(d_{\text{mod}})$  di diverse classi dimensionali dei blocchi. Queste ultime furono normalizzate rispetto alla radice quadrata delle aree di indagine, al fine di poter riportare tutti i risultati sullo stesso grafico.

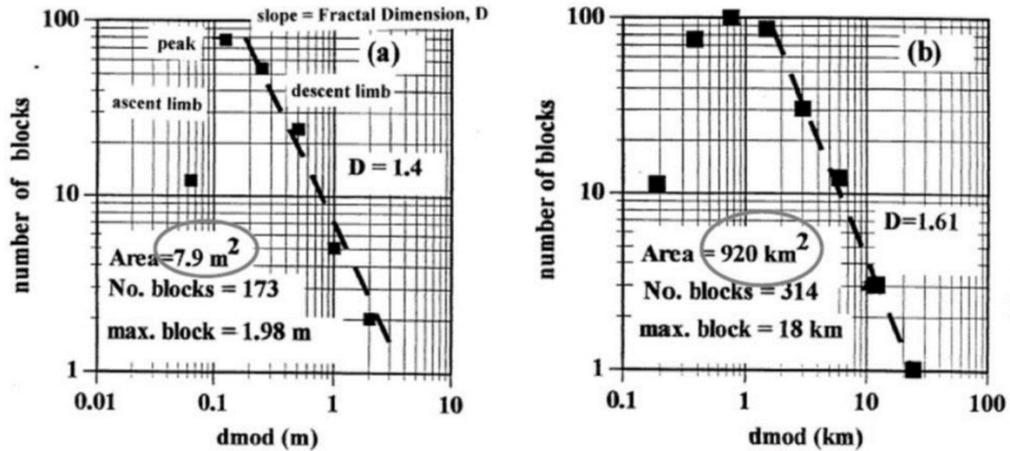


Figura 2.6: Distribuzione dimensionale dei blocchi nel Franciscan Mélange al variare dell'area di indagine (Medley, 1994).

Come mostrato in Figura 2.7, i risultati ottenuti mostrano andamenti simili indipendentemente dalla scala di indagine, a conferma dell'indipendenza di scala del materiale analizzato. Questa proprietà risulta molto importante ai fini ingegneristici, in quanto, qualora sia verificata, rende possibile considerare campioni di materiale di piccole dimensioni, quali quelli impiegati per le analisi di laboratorio, come modelli in scala dell'ammasso in sito. Di conseguenza, le caratteristiche studiate su tali campioni possono essere attribuite all'intero complesso. Inoltre, il picco delle curve corrisponde a valori di  $d_{\text{mod}}/\sqrt{A}$  pari a circa 0.05; tale valore venne quindi definito come soglia blocco/matrice di ogni indagine. Il ramo di curva associato a valori di  $d_{\text{mod}}/\sqrt{A}$  minori di 0.05 risulta crescente, a causa del fatto che le difficoltà di misurazione dei blocchi più piccoli, determinano una sottostima della loro frequenza. A causa di ciò, i blocchi di dimensione inferiore a tale limite vengono assimilati alla matrice. Il limite superiore dell'intervallo dimensionale dei blocchi alla scala di interesse, invece, è assunto pari a  $d_{\text{mod}}/\sqrt{A}$ , in quanto solo l'1% dei blocchi risulta di dimensioni maggiori.

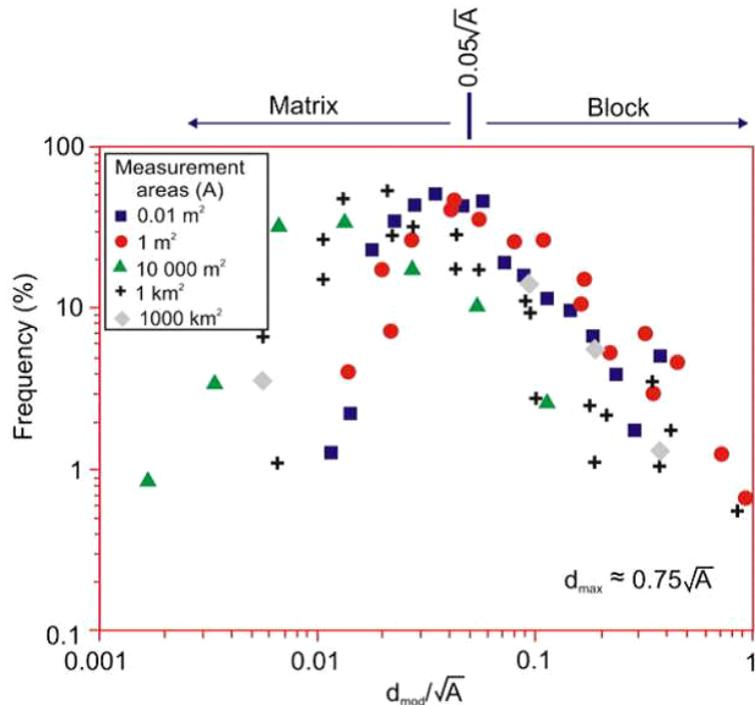


Figura 2.7: Invarianza della distribuzione dimensionale dei blocchi del Franciscan Mélange, al variare dell'area di indagine (Kalender et al., 2014, after Medley, 1994).

Per quanto riguarda il bimrock in esame, le proprietà di autosomiglianza e indipendenza di scala sono state verificate nell'ambito di progetti di tesi precedenti a quello descritto nel presente elaborato. Si consultino a tal proposito le tesi di laurea magistrale di Buemi (2019), Cerise (2019), Padula (2019).

## 2.2. Dimensione caratteristica del problema

In fase di definizione del modello ingegneristico, occorre definire la dimensione minima dei blocchi significativi. Per far ciò, è necessario determinare la dimensione caratteristica del problema in esame ( $L_c$ ), ossia la lunghezza di un elemento del modello ingegneristico che risulta essere rappresentativa della geometria complessiva (Medley, 1994). Infatti, solo i blocchi di dimensione superiore al 5% della lunghezza caratteristica possono ritenersi significativi per l'interesse geotecnico, mentre la presenza di blocchi con dimensioni superiori al 75% di  $L_c$  determina la necessità di considerare la formazione come un ammasso roccioso e non come un mélange (Medley, 1994; Lindquist, 1995).

Questo importante parametro viene generalmente determinato mediante considerazioni empiriche, che tengano conto della dimensione dell'opera e dell'interazione opera-terreno. Nel dettaglio, la lunghezza caratteristica dipende dalla scala di interesse e da tipologia e dimensione dell'opera ingegneristica. Ad esempio,  $L_c$  può essere assunta pari alla profondità media sulla lunghezza nel caso di un pendio (Medley and Sanz, 2004), al diametro nel caso di una galleria (Button et al., 2003), alla larghezza della fondazione nel caso di una diga (Goodman and Alghren, 2000), e all'altezza del campione di terreno sottoposto a prove meccaniche in sito (Xu et al., 2007). Per quanto riguarda le prove di laboratorio, invece,  $L_c$  coincide generalmente con il diametro del provino. Infine, durante lo studio di superfici mediante analisi di riprese fotografiche o carte tematiche, la lunghezza caratteristica corrisponde alla radice quadrata dell'area in esame.

Sulla base di queste indicazioni, è possibile osservare come il valore di  $L_c$  sia fortemente dipendente dalla scala del problema in esame: un blocco di fissate dimensioni può risultare influente per la realizzazione di un'opera, ma trascurabile per la realizzazione di un'altra.

Questo concetto è schematicamente descritto in Figura 2.8.

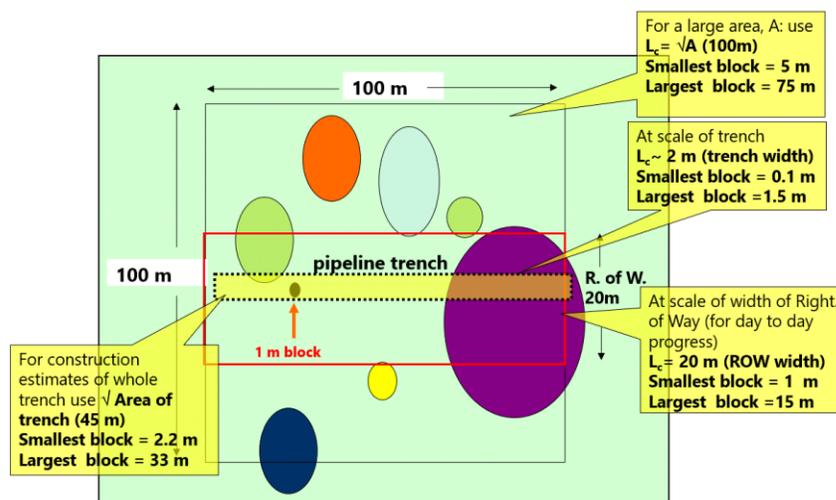


Figura 2.8: Influenza della scala di interesse sulla definizione di  $L_c$ : il blocco di dimensione pari a 1 m influenza fortemente la realizzazione di una condotta (linea tratteggiata), ma coincide con la soglia blocchi/matrice per la realizzazione di una strada larga 20 m (Medley, 2001).

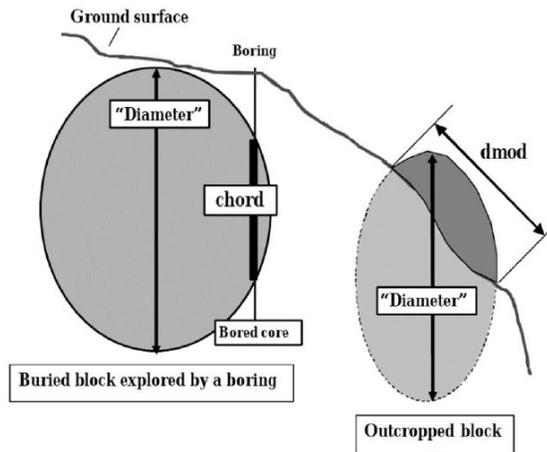
## 2.3. Caratterizzazione granulometrica dei bimrock

La definizione della distribuzione granulometrica degli ammassi in bimrock costituisce un'operazione estremamente importante per lo studio del comportamento meccanico del materiale, la cui anisotropia è fortemente influenzata da numero, dimensioni e forma dei blocchi.

In molti casi, la semplificazione progettuale consiste nell'assumere che gli ammassi di bimrock siano costituiti unicamente dalla matrice, con l'idea che tale scelta sia a favore di sicurezza. Si tratta, tuttavia, di un'assunzione spesso non cautelativa, che comporta significative complicazioni durante le fasi esecutive delle opere. A questo proposito, infatti, non è raro che, durante lo scavo di gallerie in formazioni complesse, si verificino inceppamenti della testa di frese meccaniche a piena sezione (TBM – Tunnel Boring Machine), che causano ritardi e dispendi economici. Inoltre, nel caso di utilizzo di escavatori per l'esecuzione degli scavi, l'eventuale instabilizzazione di grossi blocchi lapidei costituisce un rischio per la sicurezza degli operatori e un fattore di instabilizzazione dell'intero ammasso.

Come si è già detto, le dimensioni dei blocchi contenuti nei bimrock possono variare considerevolmente, e la loro determinazione in sito è affetta da elevate incertezze in quanto l'interpretazione di sondaggi lineari o bidimensionali e delle carte geologiche non consente di determinare i reali limiti dimensionali dei blocchi, soprattutto per quanto riguarda il limite superiore. Infatti, le probabilità di intersezione dei blocchi lungo il loro diametro massimo mediante fori di sondaggio e di individuazione delle reali dimensioni dei blocchi mediante osservazione degli affioramenti superficiali risultano estremamente ridotte (v. Figura 2.9).

A questo proposito, si riporta in Figura 2.10 uno spezzone del *mélange* in esame, che mostra come la dimensione massima dei blocchi osservabile su una faccia esposta sia significativamente differente dal valore reale.



*Figura 2.9: Rappresentazione schematica della ridotta probabilità di determinazione delle massime dimensioni dei blocchi mediante sondaggi geognostici lineari o osservazione degli affioramenti superficiali: le dimensioni individuate con questi metodi risultano spesso sottostimate (Medley, 2001).*



*Figura 2.10: Spezzone del mélange in esame. È possibile osservare come la dimensione massima dei blocchi osservabile su una faccia esposta sia significativamente differente dal valore reale.*

In generale, come mostrato in Figura 2.11, l'esecuzione di fori di sondaggio per la definizione della distribuzione granulometrica dei blocchi produce una sottostima della quantità dei blocchi di grandi dimensioni e una sovrastima di quella dei blocchi più piccoli.

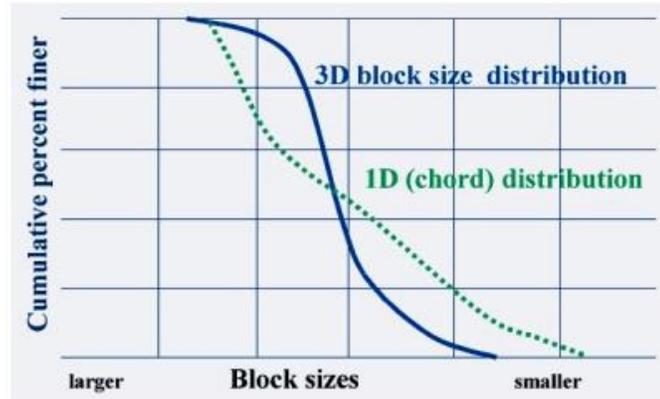


Figura 2.11: Differenze tra la distribuzione granulometrica dei blocchi in bimrock stimata mediante sondaggi monodimensionali e quella reale (Medley, 2001).

A questi problemi si aggiunge, poi, il rischio di un'errata interpretazione di sondaggi lineari, che può indurre a non identificare il materiale in sito come bimrock, ritenendo che si tratti di un deposito poco potente poggiato su un substrato roccioso. Questa condizione si verifica generalmente quando la profondità dei fori di sondaggio, il loro numero o la loro posizione non sono sufficienti, come mostrato in Figura 2.12.

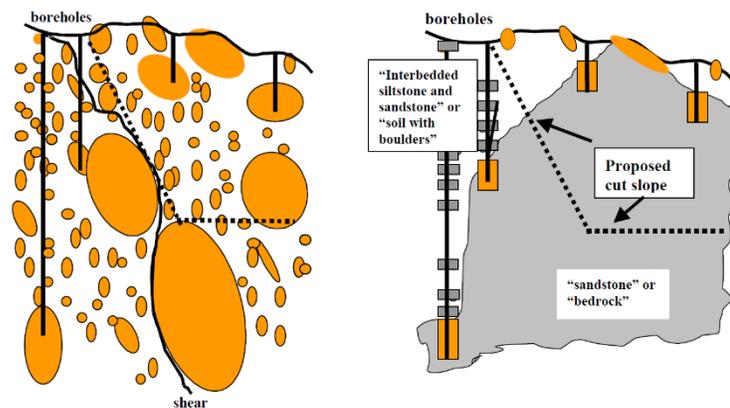


Figura 2.12: Errata definizione della distribuzione dei blocchi in sito: profondità, numero e posizione dei fori di sondaggio inducono a immaginare l'esistenza di un substrato roccioso compatto su cui poggia il deposito di terreno (Medley, 1999).

Per questi motivi, è necessario prestare particolare attenzione durante la definizione delle dimensioni dei blocchi del bimrock, considerando la scarsa attendibilità dei rilievi in sito.

## 2.4. Stima della percentuale volumetrica dei blocchi

La percentuale volumetrica dei blocchi (VBP), definita come il rapporto tra il volume dei blocchi ed il volume della massa totale, costituisce uno dei parametri che maggiormente influenzano il comportamento meccanico dei bimrock. Generalmente, infatti, la resistenza meccanica di questi materiali aumenta con la VBP, come descritto più nel dettaglio nel Paragrafo 2.5.

Il metodo più attendibile per la valutazione della VBP consiste nella vagliatura del materiale. Tuttavia questa operazione può essere eseguita unicamente su porzioni di materiale alla scala del laboratorio, mentre risulta impraticabile a scale maggiori. Per questo motivo, la prassi progettuale attualmente impiegata prevede la stima della VBP mediante interpretazione di sondaggi monodimensionali o bidimensionali.

### 2.4.1. Stima mediante sondaggi lineari

Nel caso dei sondaggi monodimensionali, l'analisi dei risultati di perforazioni geognostiche consente di valutare la percentuale lineare di blocchi (LBP), definita come rapporto tra la lunghezza cumulata dei blocchi lapidei intercettati e la lunghezza totale di campionamento. Questo risultato, però, rappresenta una buona stima di VBP solo nel caso in cui venga eseguito un elevato numero di perforazioni ed esse raggiungano elevate profondità.

Nel caso in cui queste condizioni non vengano soddisfatte, l'errore commesso assumendo  $LBP=VBP$  non è assolutamente trascurabile, come mostrato da Medley nel 1997. In particolare, egli studiò la variazione dell'incertezza nella stima della percentuale volumetrica dei blocchi con la lunghezza cumulata dei sondaggi geognostici, considerando quattro campioni di mélange artificiale caratterizzati da diverse VBP e realizzati inglobando inclusioni di plastilina, argilla e riso in una matrice di gesso. Ciascun campione fu poi sezionato mediante 10 piani di sezione paralleli ed equidistanti, e su ogni sezione vennero determinati dieci valori di LBP, simulando dieci fori di sondaggio equidistanti e paralleli (v. Figura 2.13). I 100 valori di LBP così determinati per ogni

campione risultarono estremamente variabili, sebbene la loro media fornisca un valore molto prossimo alla reale VBP.

34.7	25.9	6.3	0.0	27.0	13.3	22.5	26.8	31.1	41.7
40.0	33.3	44.0	29.6	18.5	39.7	42.5	25.3	19.1	40.3
31.3	24.5	25.3	21.1	27.8	41.3	53.6	23.4	41.4	23.4
34.0	33.8	10.1	22.9	56.6	39.0	34.0	23.2	52.6	27.0
27.2	34.2	21.9	17.0	57.0	51.3	42.4	54.8	51.3	42.0
26.3	28.1	16.3	26.0	46.7	54.3	45.1	46.1	60.9	48.3
44.2	28.0	29.9	34.2	57.0	58.8	37.5	41.2	46.9	29.6
31.3	36.7	41.3	39.5	32.6	30.3	21.9	30.7	33.5	32.7
50.0	41.5	40.7	26.5	28.0	23.8	27.6	13.0	35.9	36.4
58.9	45.5	30.5	11.1	28.1	23.3	17.6	30.3	32.4	47.6

*Figura 2.13: Vista in pianta di uno dei campioni di mélange artificiale analizzati da Medley, in cui sono riportati i 100 valori di LBP valutati (Medley, 1997).*

Successivamente, Medley aggiunse a questi risultati l'influenza sulla posizione di esecuzione dei sondaggi. Nella pratica progettuale, infatti, non è generalmente possibile eseguire molti fori di sondaggio, dunque la posizione e il numero dei fori influiscono considerevolmente sull'incertezza della determinazione di LBP. Per far ciò, simulò la realizzazione di 2, 4, 6, 8, 10, 15 e 20 fori di sondaggio, estraendo casualmente le loro posizioni, e diagrammò le percentuali lineari cumulate ottenute in funzione della lunghezza di campionamento. Quest'ultimo parametro fu definito come la dimensione del blocco più grande inserito nel modello. Si riporta in Figura 2.14 un esempio di tali grafici. Come è possibile osservare, l'errore commesso nella determinazione di VBP diminuisce all'aumentare della lunghezza cumulata di perforazione e, per valori di quest'ultima pari a circa  $10d_{max}$ , possono essere considerati trascurabili. Inoltre, al fine di definire il fattore di incertezza della stima di VBP mediante misure di LBP in funzione della lunghezza di campionamento e della percentuale lineare dei blocchi, i risultati ottenuti vennero interpolati su un piano semilogaritmico. In particolare, per ogni valore reale di VBP, il fattore di incertezza fu definito come il rapporto tra la deviazione standard dei valori di LBP forniti dai sondaggi lineari in funzione della lunghezza di perforazione e la reale percentuale volumetrica dei blocchi del campione analizzato. Come intuibile, i risultati

ottenuti, riportati in Figura 2.15, mostrarono che l'errore commesso diminuisce all'aumentare della lunghezza di indagine e che, a parità di tale valore, aumenta con VBP. Questa condizione trova spiegazione nel fatto che bassi valori di VBP determinano minori probabilità di intercettazione di blocchi, a parità di lunghezza di perforazione.

Il grafico così definito fu proposto come strumento progettuale di correzione delle misure di LBP in sito. Ipotizzando, ad esempio, una campagna di indagine con lunghezza totale di perforazione pari a  $5d_{max}$  che ha fornito un valore di LBP pari al 42%, il grafico fornisce un valore del fattore di incertezza (UF) pari a 0.22, dunque la reale percentuale volumetrica dei blocchi in sito può essere calcolata come:

$$VBP_{reale} = VBP_{misurata} + UF \cdot VBP_{misurata} = 42\% + 0.22 \cdot 42\% \approx 51\% \quad (Eq. 3)$$

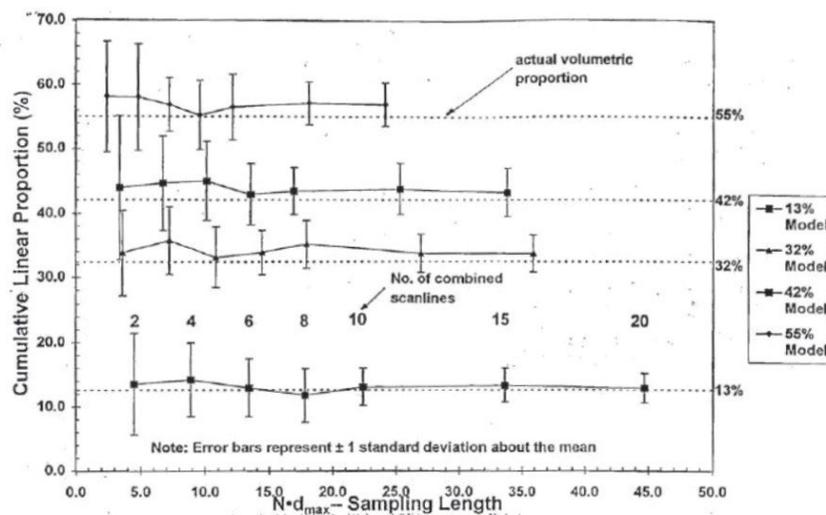


Figura 2.14: Variazione dell'errore commesso nella stima di VBP a partire da misure di LBP, in funzione della lunghezza cumulata di campionamento (Medley, 1997).

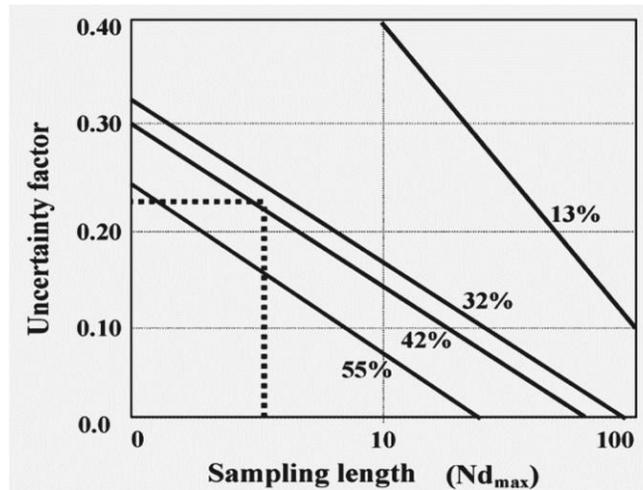


Figura 2.15: Incertezze nella stima della percentuale volumetrica dei blocchi in funzione della lunghezza di campionamento e percentuale lineare dei blocchi (Medley, 2001).

## 2.4.2. Stima mediante sondaggi bidimensionali

La determinazione di VBP mediante metodi bidimensionali consiste principalmente nell'analisi digitale di riprese fotografiche (Medley, 1994, Gokceoglu, 2002, Sonmez et al., 2004). Questo tipo di approccio, validato da Medley e Lindquist nel 1995, consente la valutazione di dimensioni, forma e distribuzione spaziale dei blocchi, permettendo il calcolo della percentuale areale dei blocchi (ABP). Tale valore viene quindi assunto pari a VBP. Gli errori generalmente commessi effettuando queste analisi raggiungono valori pari al 35% per le dimensioni medie dei blocchi e al 44% per la VBP (Haneberg, 2004). Durante l'esecuzione delle analisi risultano particolarmente efficaci i software che consentono la distinzione tra blocchi e matrice attraverso la conversione dei pixels in una scala di grigi.

## 2.5. Resistenza meccanica dei bimrock

Come si è detto, le proprietà meccaniche dei bimrock dipendono fortemente dalla loro struttura e composizione, in termini di resistenza della matrice, resistenza dei blocchi, VBP e geometria dei blocchi. Infatti, la presenza di blocchi lapidei non determina necessariamente una variazione significativa delle proprietà meccaniche del materiale rispetto a quelle della sola matrice. Affinché ciò accada, è necessario che esista un sufficiente contrasto di rigidità e deformabilità tra le due componenti del materiale. Per definire tale condizione, alcuni autori hanno proposto negli anni diversi criteri.

Innanzitutto, la VBP deve assumere valori compresi tra il 20% ed il 75% (Lindquist, 1994; Lindquist & Goodman, 1994; Kim et al., 2004; Sonmez et al., 2004; Pan et al., 2008). Per valori di VBP inferiori al 20%, infatti, il comportamento meccanico del materiale è assimilabile a quello della matrice, sia in termini di resistenza sia di deformabilità, mentre materiali con VBP superiori al 75% possono essere trattati come ammassi rocciosi molto fratturati.

In secondo luogo, la differenza di resistenza tra blocchi e matrice deve determinare lo sviluppo di superfici di rottura che si propagano unicamente all'interno della matrice, seguendo percorsi tortuosi. In particolare, in accordo con Lindquist (1994) e Lindquist & Goodman (1994), deve valere:

$$\frac{tg(\varphi_{blocco})}{tg(\varphi_{matrice})} \geq 2, \quad \text{con } \varphi = \text{angolo di resistenza al taglio} \quad (Eq. 4)$$

Nel caso in cui queste disuguaglianze non siano verificate, il comportamento meccanico del bimrock tende a quello di una formazione omogenea (Coli, 2010).

Inoltre, deve valere:

$$\frac{E_{blocco}}{E_{matrice}} \geq 2, \quad \text{con } E = \text{modulo di Young} \quad (Eq. 5)$$

Infine, in accordo con Sonmez et al. (2009), le resistenze a compressione monoassiale di blocchi e matrice devono essere tali che:

$$\frac{UCS_{blocco}}{UCS_{matrice}} \geq 2, \quad \text{con } UCS = \text{resistenza a compressione monoassiale} \quad (\text{Eq. 6})$$

### 2.5.1. Studio sulla resistenza condotto da Lindquist

Lindquist (1994) eseguì uno studio sul comportamento meccanico dei bimrock, utilizzando provini artificiali che replicavano le caratteristiche strutturali del Franciscan Mélange. In particolare, sottopose a prove triassiali provini cilindrici costituiti da blocchi di malta cementizia e bentonite inglobati all'interno di una matrice realizzata con una miscela di sabbia, acqua e cemento. La dimensione frattale delle distribuzioni dei blocchi venne fissata pari a 2 (valore tipico del Franciscan Mélange) e vennero analizzate tre diverse percentuali volumetriche dei blocchi: 30%, 50% e 70%.

I risultati delle prove mostrarono che i provini con percentuale volumetrica più alta presentavano una coesione dimezzata rispetto a quella della matrice, mentre l'angolo di resistenza al taglio interno risultava maggiore di circa 1.5 volte (vedi Figura 2.16). Questo comportamento trovò spiegazione nel fatto che la maggior quantità di blocchi determina da un lato un maggior numero di superfici di contatto blocco-matrice, i quali costituiscono punti di debolezza e innesco della rottura, e dall'altro una maggiore tortuosità della superficie di rottura, a cui è associato un incremento dell'angolo di resistenza al taglio.

Inoltre, i provini con percentuale volumetrica intorno al 25-30% presentarono valori di coesione e di angolo di resistenza al taglio pressoché uguali a quelli della matrice, mentre quelli con VBP superiori al 70% presentarono valori del tutto simili a quelli dei blocchi.

Sulla base di queste osservazioni, fu affermato che i blocchi non influenzano la resistenza meccanica del materiale eterogeneo per valori di VBP inferiori al 25-30%, mentre per valori di VBP superiori al 70%, il contributo alla resistenza offerto dalla matrice è trascurabile e il materiale può essere considerato come un unico blocco.

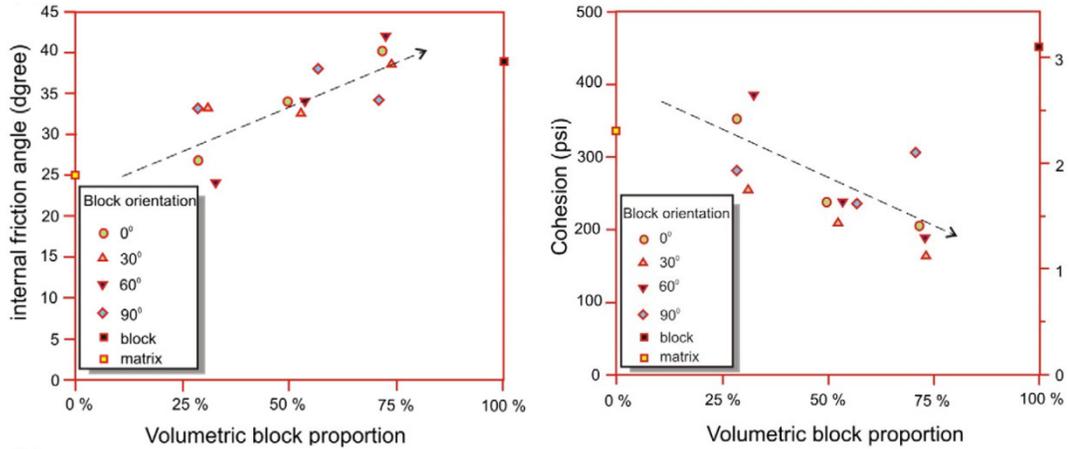


Figura 2.16: Andamento di angolo di resistenza al taglio e coesione in funzione di VBP e dell'orientazione dei blocchi rispetto alla direzione di applicazione della tensione principale massima (Kalender, 2014, after Lindquist, 1994).

Sulla base di tali risultati, Lindquist (1994) propose un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb generalizzato, caratterizzato da un valore di coesione decrescente all'aumentare di VBP e da un angolo di resistenza al taglio avente andamento opposto. Tale criterio di rottura ha equazione:

$$\tau_{bimrock} = c_{matrice} + \sigma \cdot tg(\varphi_{matrice} + \Delta\varphi(VBP)) \quad (Eq. 7)$$

In particolare, l'incremento dell'angolo di resistenza al taglio,  $\Delta\varphi$ , fu fissato a  $3^\circ$  ogni 10% di VBP, per valori di VBP superiori al 25%.

L'assunzione di tale criterio, come mostrato da studi successivi (v. Irfan e Tang, 1993), costituisce una scelta cautelativa.

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità dei bimrock, invece, Lindquist osservò un andamento crescente del modulo elastico all'aumentare di VBP. Tuttavia, come è possibile osservare in Figura 2.17, i valori da lui misurati risultarono compresi tra il modulo della matrice e la media ponderata dei moduli di matrice e blocchi; di conseguenza, l'Autore propose di assumere cautelativamente il modulo elastico della matrice, a prescindere da VBP.

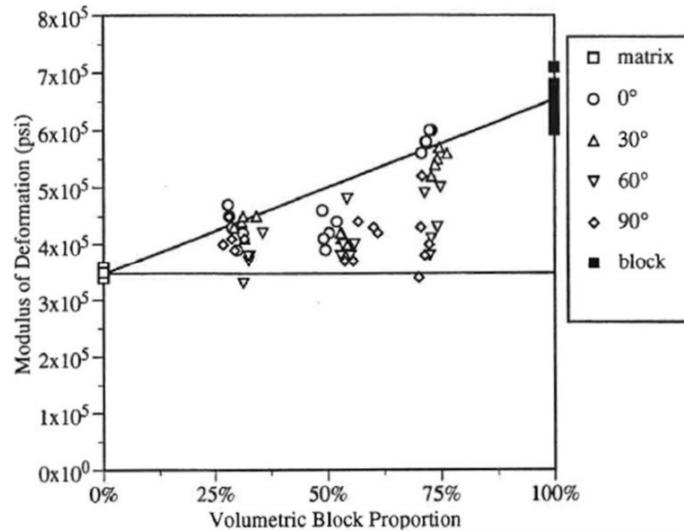


Figura 2.17: Variazione del modulo elastico dei bimrock con la percentuale volumetrica dei blocchi (Lindquist, 1994).

## 2.5.2. Studio sulla resistenza condotto da Coli et al.

Vista la notevole complessità delle operazioni di prelievo di campioni indisturbati di bimrock, da cui poter ottenere validi provini per eseguire prove di laboratorio, Coli et al. (2011) misero a punto un macchinario per l'esecuzione di prove di taglio in situ su tali materiali. Questo apparecchio, denominato *Bimtest*, fu utilizzato per caratterizzare un mélange presente nella miniera di Santa Barbara, in Toscana. Si tratta di un materiale già precedentemente analizzato da altri studiosi, quali D'Elia et al. (1991). Il *Bimtest*, schematicamente rappresentato in Figura 2.18, è costituito da una piastra in acciaio, che, sotto l'azione di un martinetto idraulico, imprime uno sforzo di compressione al materiale in situ, inducendo la formazione di una superficie di rottura al suo interno. Tale superficie, a causa della presenza dei blocchi, risulta tortuosa e può essere analizzata per definire la resistenza del materiale.

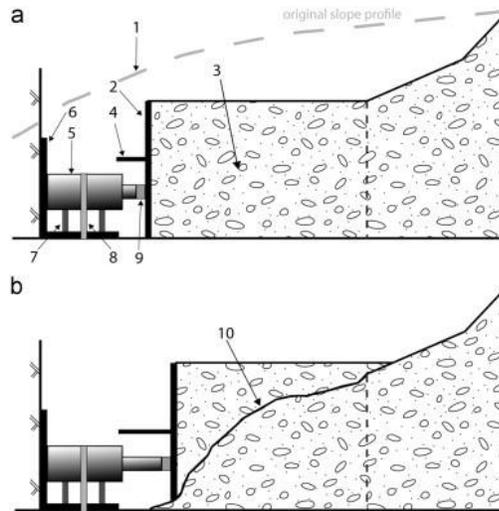


Figura 2.18: Funzionamento del Bimtest: la piastra metallica (2) viene spinta contro il bimrock dal martinetto (5), fino alla formazione di una superficie di rottura del materiale (10). Tratto da Coli et al., 2011.

Analizzando i risultati di sei prove eseguite su sei zone caratterizzate da diversi valori di VBP, furono ottenuti gli andamenti dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione del materiale, in funzione del contenuto di blocchi. Tali andamenti, rappresentati in Figura 2.19, mostrano una crescita pressoché lineare dell'angolo di resistenza al taglio con VBP, e un andamento più complesso della coesione. Quest'ultima, infatti, decade bruscamente per valori di VBP compresi tra il 20% e il 25%, per poi assestarsi su un valore basso e costante. I valori di VBP compresi tra il 20% e il 25% rappresentano il limite tra le strutture per cui il comportamento meccanico è governato dalla matrice e quelle per cui è influenzato dai blocchi.

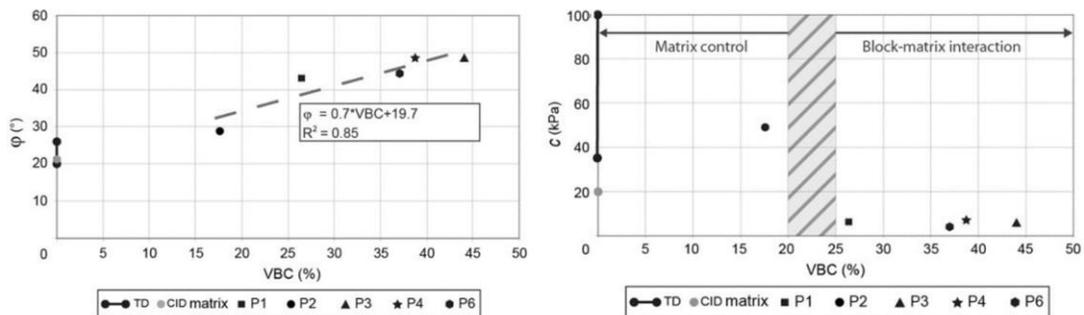


Figura 2.19: Variazione dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione dei bimrock in funzione della VBP, sulla base dei risultati del Bimtest (Coli et al., 2011).

### 2.5.3. Studio sulla resistenza condotto da Kalender

Raccogliendo i risultati di molti studi sul comportamento meccanico dei bimrock, tra i quali quelli descritti nei precedenti paragrafi, Kalender et al. (2014) proposero un metodo empirico per la previsione della resistenza meccanica di questi materiali, in funzione della VBP. In particolare, sono stati analizzati gli studi su campioni di laboratorio e materiali in situ eseguiti da Lindquist (1994), Altinsoy (2006), Sonmez (2009), Roadifer et al. (2009), Coskun (2010), Coli et al. (2011), e Afifipour e Moarefvand (2014). I risultati di questa operazione hanno consentito la definizione del legame generale che sussiste tra percentuale volumetrica dei blocchi e resistenza meccanica, e che può essere riassunto in tre principali osservazioni.

Innanzitutto, l'angolo di resistenza al taglio mostra un significativo incremento con la VBP, solo per valori di quest'ultima compresi tra il 10% e il 75%.

In secondo luogo, per valori di VBP almeno pari al 75% l'angolo di resistenza al taglio del bimrock può essere assunto pari all'angolo a riposo dei blocchi.

Infine, per valori di VBP superiori al 60%, la resistenza a compressione monoassiale del bimrock si riduce rispetto a quella della matrice, fino ad annullarsi per percentuali volumetriche prossime al 100%. Per alti valori di VBP, infatti, i contatti tra i blocchi si riducono molto.

Queste osservazioni furono tradotte nelle seguenti relazioni empiriche, utilizzabili per definire le principali proprietà meccaniche dei bimrock, assimilandoli, mediante un approccio del continuo equivalente, a mezzi omogenei e isotropi.

$$\varphi_{bimrock} = \varphi_{matrice} \left[ 1 + \frac{1000 \left( \frac{\alpha}{\varphi_{matrice}} - 1 \right)}{1000 + 5^{\frac{1000-VBP}{15}}} \cdot \frac{VBP}{VBP + 1} \right] \quad (Eq. 8)$$

$$c_{bimrock} = \frac{UCS_{bimrock} \cdot (1 - \sin(\varphi_{bimrock}))}{2 \cdot \cos(\varphi_{bimrock})} \quad (Eq. 9)$$

$$UCS_{bimrock} = \frac{A - A^{\frac{VBP}{100}}}{A - 1} \cdot UCS_{matrice} \quad (Eq. 10)$$

dove:

- $\varphi$  è l'angolo di resistenza al taglio del materiale;
- $\alpha$  è l'angolo a riposo dei blocchi;
- $A$  è un parametro associato alla forza di interfaccia blocco-matrice, che può essere determinato per via grafica in funzione di  $UCS_{matrice}$  (v. Figura 2.20), o assunto, come suggerito in via cautelativa da Kalender, pari a 0.1;
- $UCS$  è la resistenza a compressione monoassiale del materiale;

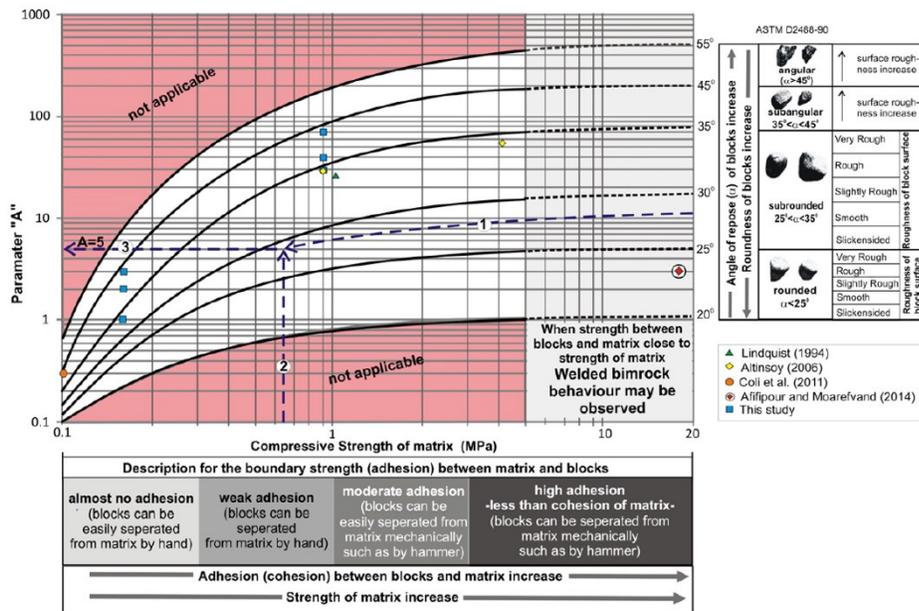


Figura 2.20: Abaco per la determinazione del parametro  $A$  (Kalender et al., 2014).

## 2.6. Criticità delle opere ingegneristiche nei mélanges

Durante la realizzazione di opere ingegneristiche che coinvolgono materiali classificabili come bimrock, diversi sono i fattori critici da considerare per definire le tecniche e modalità di scavo più appropriate. In particolare, giocano un ruolo fondamentale le caratteristiche dei blocchi lapidei, quali distribuzione dimensionale, percentuale volumetrica, litologia e resistenza.

Infatti, lo stato tensionale all'interno dei mélanges, da cui dipende il comportamento del materiale durante la costruzione di fondazioni di dighe, pendii (Medley e Sanz, 2004) e

scavi sotterranei (Button et al., 2003; Moritz et al., 2004; Riedmuller e Shubert, 2002), è influenzato da litologia, distribuzione granulometrica, orientazione e forma dei blocchi (v. Figura 2.21).

A ciò si aggiungono, poi, le caratteristiche della matrice, quali i parametri di resistenza e l'orientazione delle superfici di taglio, e la configurazione idrogeologica del sito. Spesso, infatti, le variazioni dei livelli di falda hanno una considerevole influenza sulle proprietà meccaniche della matrice. Inoltre, è da considerare la tendenza di questi materiali a generare, durante le operazioni di scavo di gallerie sottoposte ad elevati stati tensionali, problemi di "squeezing" (Hoek, 2001; Button et al., 2003).

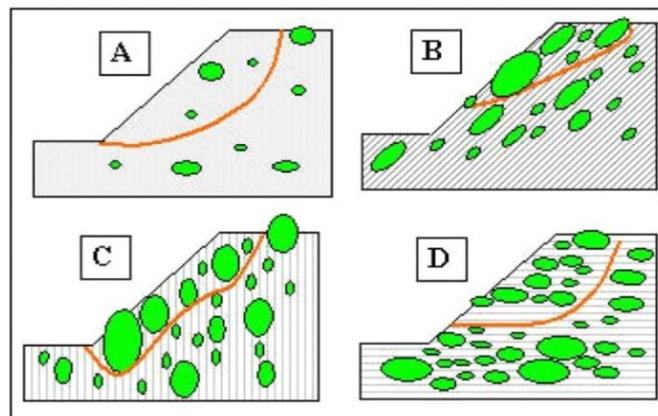


Figura 2.21: Influenza di posizione, numero e orientazione dei blocchi su forma e posizione della superficie di scivolamento in pendii in bimrock (Medley e Sanz, 2004).

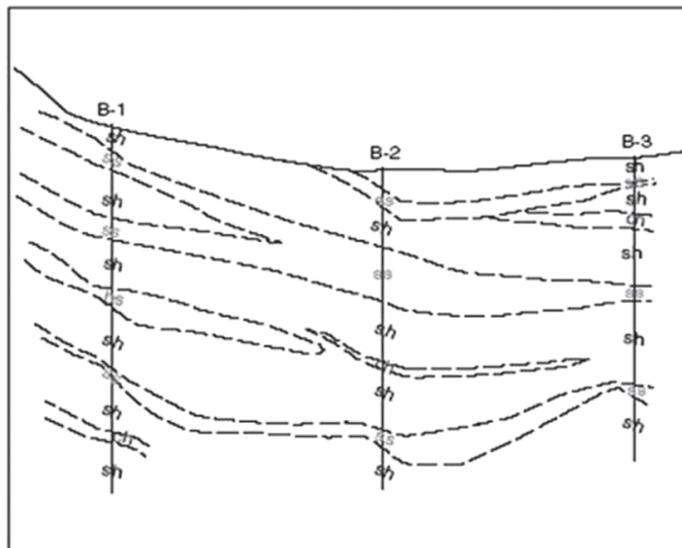
La costruzione di un accurato modello geotecnico per la progettazione di queste opere, quindi, presenta numerose problematiche e difficoltà. D'altra parte, la grande semplificazione generalmente fatta assimilando il materiale naturale a un terreno omogeneo costituito dalla sola matrice può determinare conseguenze negative in fase esecutiva.

Inoltre, anche qualora le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti i bimrocks risultino note, la definizione comportamento dell'interfaccia tra i due risulta estremamente complessa.

Infine, le difficoltà di progettazione sono ulteriormente incrementate dalle problematiche che questi materiali presentano durante la caratterizzazione meccanica mediante sperimentazione di laboratorio e l'interpretazione dei sondaggi in sito. In particolare, a

proposito di questi ultimi, il numero di indagini generalmente effettuate non è sufficiente alla definizione di numero, dimensioni e posizione dei blocchi lapidei, mentre i risultati delle indagini geofisiche risultano poco attendibili, in quanto la risposta geofisica dei blocchi di dimensioni più grandi è mascherata dai blocchi più piccoli (Medley and Zekkos, 2011).

La presenza di un bimrock è quindi difficilmente individuabile mediante classiche indagini in sito e risulta fondamentale l'esecuzione di un attento rilievo geologico (Wakabayashi and Medley, 2004). Si riporta in Figura 2.22 un esempio di ricostruzione erronea della stratigrafia di un sito a partire dai risultati di fori di sondaggio: il carattere di bimrock non è individuato e i blocchi lapidei sono interpretati come strati continui.



*Figura 2.22: Esempio di ricostruzione erronea della stratigrafia di un sito a partire dai risultati di fori di sondaggio (Medley et al., 2011).*

## 2.7. Approccio alla caratterizzazione meccanica

La caratterizzazione meccanica del *mélange* dell'Oltrepò Pavese descritta nel presente elaborato è stata svolta in due fasi. In primo luogo, è stata condotta una serie di prove di laboratorio sul materiale naturale, al fine di determinarne le proprietà meccaniche di maggior interesse. Come si vedrà, in questa prima fase le caratteristiche del materiale in esame hanno determinato numerose difficoltà operative e richiesto la soluzione di

problemi generalmente non riscontrati nella sperimentazione su terreni ordinari. A questo proposito, importanti criticità sono nate dal fatto che il bimrock analizzato si pone in una posizione intermedia tra i terreni e le rocce, dunque risultano difficilmente applicabili sia le teorie della meccanica dei terreni, sia quelle della meccanica delle rocce. Analogamente, nascono numerose difficoltà nell'esecuzione delle prove di laboratorio tipiche di queste due categorie di materiali.

Successivamente, è stato effettuato uno studio dell'influenza della percentuale volumetrica dei blocchi sul comportamento meccanico del materiale. In questa seconda fase, si è deciso di lavorare con prove triassiali e, vista l'impossibilità di ottenere provini cilindrici di materiale naturale indisturbato per la loro esecuzione, è stato utilizzato un materiale ricostituito, appositamente realizzato. Il mélange oggetto di studio, infatti, si presenta rigido e compatto, apparentemente come una roccia, ma si rivela fragile se sottoposto a sforzi di taglio, impatti o vibrazioni. Inoltre, la matrice marnosa di cui è composto è solubile in acqua. Queste problematiche impediscono l'estrazione di campioni con le tecniche più classiche.

Il materiale ricostituito impiegato, come si vedrà più nel dettaglio nel Paragrafo 5.3, è stato realizzato a partire dall'argilla che costituisce la matrice marnosa del materiale naturale.

### 3. Resistenza a compressione monoassiale

In questa sezione viene descritta la procedura utilizzata per studiare il comportamento a compressione del mélange in esame. A causa dell'impossibilità di campionare carote cilindriche di materiale indisturbato, non è stato possibile realizzare provini su cui eseguire prove triassiali. Per questi motivi, si è deciso di eseguire prove di compressione monoassiale e point load, che risultano meno restrittive per quanto riguarda la geometria dei provini. A partire dai campioni prelevati manualmente in sito, quindi, sono stati realizzati provini di forma parallelepipedica mediante segazione. In particolare, vista la necessità di ricorrere a una tecnica di taglio a secco poco invasiva in termini di vibrazioni e impatti sul materiale, è stata utilizzata una sega a nastro. Si tratta di un elettroutensile per il taglio del legno, modificato installando una lama diamantata e un sistema di aspirazione delle polveri più sofisticato (vedi Figura 3.1). Utilizzando tale strumentazione, è stato possibile ottenere provini validi. Durante questa operazione sono state comunque incontrate numerose difficoltà, legate principalmente alla fratturazione del materiale, a causa delle quali i provini ottenuti non sono risultati perfettamente regolari, presentando facce non perfettamente parallele e rapporti di snellezza diversi. Infine, i provini sono stati realizzati facendo sì che la direzione di applicazione del carico fosse il più possibile ortogonale alle discontinuità naturali del materiale.



*Figura 3.1: Sega a nastro utilizzata per la realizzazione dei provini.*

### 3.1. Prove di compressione monoassiale

La prova di compressione monoassiale, comunemente eseguita sulle rocce, permette la misura dei parametri di resistenza e deformabilità dei materiali. In particolare, consente di valutare la resistenza a compressione monoassiale, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson. Durante l'esecuzione di questa prova, un provino (generalmente di forma cilindrica e con rapporto di snellezza pari a 2) è posizionato all'interno di una pressa idraulica, tra due piastre generalmente in acciaio. Il provino è poi sottoposto a compressione imponendo l'avvicinamento delle piastre di applicazione del carico, in controllo di forza o di spostamento, fino a rottura. Durante questo processo, i valori di carico assiale applicati al provino sono misurati con una fissata frequenza di campionamento da una cella di carico.

La resistenza a compressione (UCS – Unconfined Compressive Strength) viene calcolata dividendo il carico a rottura del campione ( $F$ ) per l'area della sezione trasversale iniziale dello stesso ( $A$ ):

$$UCS = \frac{F}{A} \quad (Eq. 11)$$

Il modulo di Young e il rapporto di Poisson, invece, sono calcolati a partire dalle misure di deformazione locale assiale e radiale del provino. Tali misure sono generalmente effettuate applicando sul provino due estensimetri elettrici a resistenza (*strain gauge*) perpendicolari tra loro.

Il modulo di Young (E) è generalmente calcolato in tre modi diversi a partire dal grafico sforzo assiale-deformazione assiale:

- valutando la pendenza della curva nell'intorno del punto che corrisponde a metà del carico a rottura del campione (si tratta del metodo più utilizzato);
- valutando la pendenza della porzione lineare della curva sforzo - deformazione;
- valutando la pendenza della linea che congiunge l'origine degli assi e il punto corrispondente a metà del carico a rottura del campione, ottenendo così un modulo di Young secante.

Il rapporto di Poisson ( $\nu$ ) è in genere calcolato determinando la pendenza del grafico deformazione laterale - deformazione assiale, nell'intorno del punto corrispondente a metà del carico a rottura.

Le raccomandazioni ISRM (1994) e le norme ASTM (2014) impongono i seguenti tre criteri per la realizzazione dei provini:

- le basi superiore e inferiore del cilindro devono essere piane, parallele tra loro e perpendicolari all'asse verticale;
- secondo le raccomandazioni ISRM il rapporto tra il diametro dei provini e il diametro del granulo di dimensioni maggiori presente all'interno del materiale deve essere almeno pari a 10, mentre le norme ASTM riducono tale limite a 6, per le rocce tenere;

- il rapporto di snellezza, definito come il rapporto tra altezza e diametro dei provini deve essere compreso tra 2.5 e 3 (secondo ISRM), e tra 2 e 2.5 secondo (secondo ASTM).

Tuttavia, a causa delle notevoli difficoltà operative riscontrate durante le fasi di segazione dei campioni, non è stato possibile rispettare in pieno tali criteri. Questa considerazione sarà motivo di discussione in fase di analisi dei risultati ottenuti dalle prove.

Durante l'esecuzione delle prove, un'ulteriore problematica è emersa nella determinazione delle deformazioni interne. Infatti, sul materiale in esame non è stato possibile applicare estensimetri per la misura delle deformazioni locali. Questo perchè il fissaggio degli estensimetri ad infissione avrebbe innescato cricche all'interno delle facce dei provini e prodotto danneggiamenti sugli spigoli a causa degli sforzi esercitati dai sistemi di cerchiatura, mentre la superficie polverosa del materiale non ha consentito l'installazione di estensimetri adesivi. Per questi motivi, è stato utilizzato un trasduttore esterno LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) per la determinazione degli spostamenti verticali delle piastre di applicazione del carico, e, successivamente, delle deformazioni verticali globali. Tali dati sono stati associati ai corrispondenti valori di tensione assiale applicata al provino, calcolata a partire dai valori di forza assiale misurati dalla cella di carico, con una frequenza di campionamento pari a 100 Hz. Tuttavia, sebbene la curva sforzo - deformazione così ottenuta fornisca importanti informazioni sul comportamento meccanico dei provini, non fornisce valori attendibili del loro modulo di deformabilità. Infatti, in generale il modulo di deformazione valutato sulla base delle deformazioni globali differisce da quello valutato considerando le deformazioni locali, a causa di molteplici fattori. Innanzitutto, la differenza di deformabilità tra la piastra e il provino determina l'insorgenza di forze di taglio all'interfaccia tra i due materiali, le quali producono uno stato di sforzo triassiale, il cui effetto si attenua verso il centro del provino. A ciò si aggiungono, generalmente, gli effetti della non nulla deformabilità del macchinario utilizzato, dell'assestamento iniziale dello snodo di applicazione del carico, della non planarità delle basi superiore e inferiore del provino, del non parallelismo delle stesse, e dell'eterogeneità del materiale. Nel caso di prove triassiali su sabbie, ad esempio, l'errore commesso calcolando i moduli di deformazione nel campo di piccole e medie

deformazioni, a partire da misure alla cella di carico, può raggiungere valori pari al 60%, mentre si riduce a valori prossimi al 30%, utilizzando misure interne (Pallara, 1995).

Visti tali problemi e la necessità di valutare le deformazioni locali per poter ottenere una stima attendibile dei moduli di deformabilità, è stato impiegato un sistema di monitoraggio ottico della deformazione dei provini, che permettesse di eseguire, successivamente alle prove, un'analisi basata sulla tecnica DIC (*Digital Image Correlation*). Si tratta di una tecnica in fase di rapido sviluppo in molti settori dell'ingegneria, che permette di valutare, in modo non distruttivo e senza contatto, lo stato deformativo di una superficie (Gabielli et al., 2013). In particolare, durante l'esecuzione delle prove di compressione monoassiale n° 2 e 3, è stata scattata una fotografia di una dei provini ogni 5 secondi, per mezzo di una macchina fotografica reflex. Ogni fotografia è stata poi associata al corrispondente valore di sforzo assiale sui campioni.

Le prove sono state eseguite in controllo di deformazione verticale, imponendo alla piastra inferiore una velocità verticale di 0.025 mm/min.

### 3.1.1. Analisi DIC

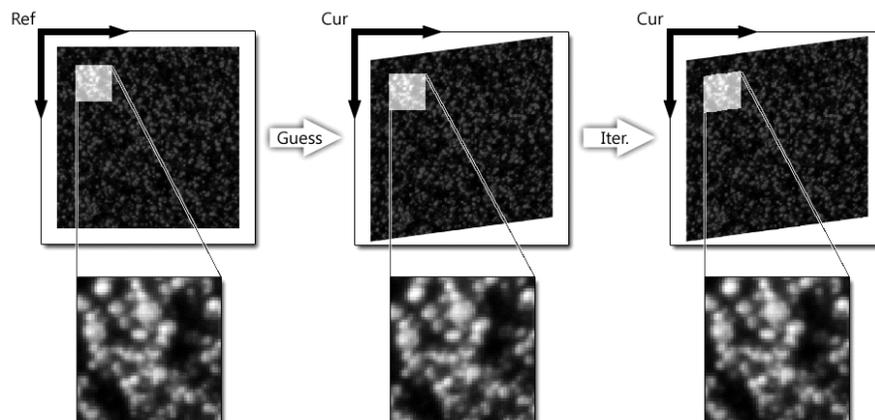
La correlazione digitale di immagini (DIC - *Digital Image Correlation*) è una tecnica che si basa sul confronto di immagini digitali, per determinare i campi di spostamento e deformazione all'interno di una regione di interesse (ROI) per un campione di materiale sottoposto a deformazione. In particolare, le fotografie di un campione, scattate a intervalli regolari di tempo mentre si deforma, sono analizzate ricercando la corrispondenza uno-a-uno tra i punti materiali nelle configurazioni di riferimento (immagine iniziale non deformata) e corrente (immagini deformate successive). Ciò viene fatto considerando piccole sottosezioni dell'immagine di riferimento e determinando le rispettive posizioni nella configurazione corrente. Il risultato finale è una griglia che contiene informazioni sulla deformazione rispetto alla configurazione di riferimento, nota anche come deformazione lagrangiana.

Nel caso in esame, l'analisi è stata condotta per mezzo del software *Ncorr*, un programma MATLAB di correlazione di immagini digitali 2D open source, il cui algoritmo di calcolo è ottimizzato mediante l'uso di un compilatore C ++/MEX.

Il programma richiede la definizione di una regione di interesse delle immagini, su cui individuare i sottoinsiemi e eseguire l'analisi. Durante questa operazione è consigliabile escludere i bordi del provino, al fine di evitare problemi nel calcolo degli spostamenti.

La somiglianza tra il sottoinsieme di riferimento e il sottoinsieme corrente viene definita confrontando i valori della scala di grigi nei punti del sottoinsieme di riferimento con i valori della scala di grigi nei punti del sottoinsieme corrente. Per fare ciò, viene utilizzato un algoritmo di correlazione incrociata basato sul criterio dei minimi quadrati non lineare in cui l'ottimizzazione è eseguita applicando il metodo iterativo di Gauss-Newton a partire da una soluzione di primo tentativo.

Si riporta in Figura 3.2 uno schema grafico di tale processo.



*Figura 3.2: Processo di ottimizzazione utilizzato nell'analisi DIC. Il processo di ottimizzazione iterativo è applicato alla soluzione di primo tentativo per ottenere risultati più accurati, come mostrato nell'ultima immagine. (Blaber, Adair e Antoniou, 2015).*

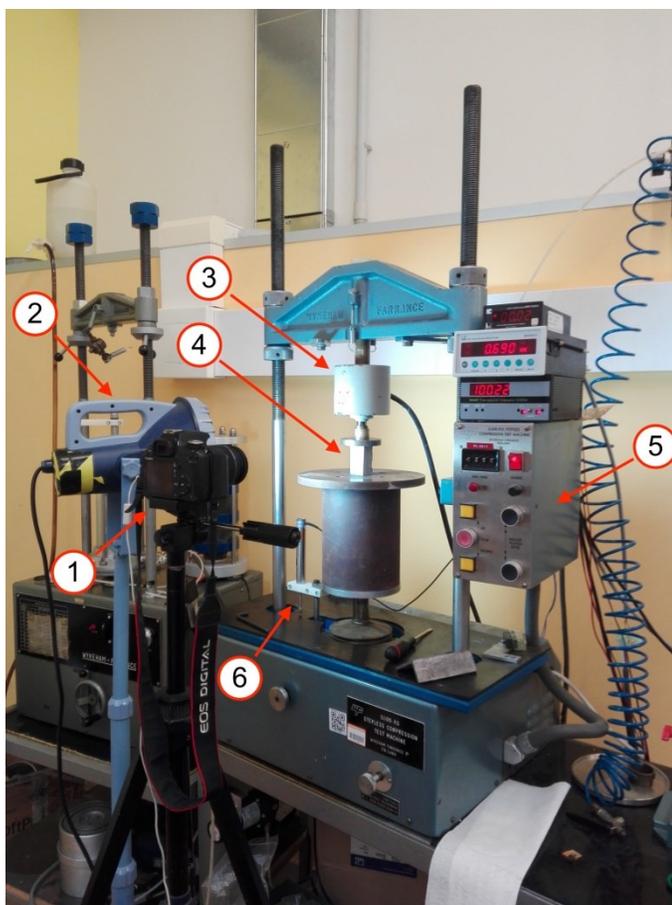
Durante due delle tre prove di compressione eseguite, quindi, sono state scattate due serie di fotografie per mezzo di una macchina fotografica reflex Canon EOS 550D, posizionata su un treppiede con la linea di mira perpendicolare a una faccia dei provini. Siccome la macchina fotografica utilizzata non presenta la funzione *timelapse*, è stata collegata a un computer ed è stato utilizzato un software proprietario di Canon per la definizione della frequenza di scatto e la memorizzazione delle fotografie. È stato

impostato un intervallo di scatto pari a 5 secondi, sufficientemente ampio da consentire la memorizzazione delle fotografie, ma al contempo sufficientemente piccolo da cogliere gli spostamenti durante la prova.

L'accuratezza dei risultati dipende, fra gli altri parametri, dall'uniformità della distribuzione della luce. Per questo motivo, i valori di durata dello scatto (il tempo durante il quale l'otturatore della macchina fotografica rimane aperto per permettere alla luce di raggiungere il sensore), ISO (sensibilità alla luce) e apertura del diaframma (che permette la regolazione del flusso luminoso che passa all'interno dell'obiettivo e della profondità di campo) della macchina fotografica sono stati impostati in modo tale da avere una corretta esposizione, senza compromettere la nitidezza dell'immagine. Nel dettaglio, il valore di ISO è stato settato a 200, l'apertura del diaframma è stata impostata su valori compresi fra  $f/7$  e  $f/11$ , mentre il tempo di scatto è stato impostato su valori inferiori a un centesimo di secondo. Quest'ultimo valore corrisponde, infatti, alla frequenza di acquisizione della centralina di raccolta dati (100Hz). Era infatti necessario poter associare il carico registrato a ciascun fotogramma.

Infine, è stata utilizzata una lampada esterna alogena per ottenere un'intensa e uniforme illuminazione dei provini e il bilanciamento del bianco della macchina fotografica è stato regolato di conseguenza.

Si riporta in Figura 3.3 uno schema della strumentazione impiegata presso il Laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino.



*Figura 3.3: Strumentazione impiegata durante le prove di compressione monoassiale. È possibile osservare la macchina fotografica (1), la lampada alogena (2), la cella di carico (3), il provino (4), il pannello di controllo della pressa (5), e il trasduttore LVDT (6).*

### 3.1.2. Provini impiegati per le prove

Nell'ambito della ricerca condotta sul comportamento in compressione del materiale in esame, sono stati analizzati in tutto sette provini. Di questi, tre sono stati sottoposti a prova di compressione monoassiale nell'ambito del presente progetto di tesi, mentre dei restanti quattro sono stati elaborati i dati acquisiti da prove eseguite precedentemente. Nel dettaglio, cinque provini risultano costituiti da materiale eterogeneo con diversi valori di VBP (1, 2, 3, A, B) e due sostanzialmente dalla sola matrice marnosa (M1 e M2). Per quanto riguarda i campioni realizzati e testati nell'ambito del presente progetto di tesi, a causa della loro irregolarità geometrica e della conseguente difficoltà di determinazione delle effettive dimensioni, sono stati costruiti tre accurati modelli tridimensionali utilizzando una tecnica fotogrammetrica, illustrata successivamente.

Analizzando tali modelli è stato possibile valutare l'effettiva superficie media di applicazione del carico e l'effettiva altezza media.

### 3.1.2.1. Analisi fotogrammetrica dei provini

Per creare i modelli 3D dei provini, è stato utilizzato il software ReCap Photo, prodotto da Autodesk. Si tratta di un programma per l'acquisizione di modelli tridimensionali di oggetti e ambienti, sotto forma di mesh con texture, tramite fotogrammetria. Questa tecnica consente una ricostruzione accurata, la cui precisione e risoluzione dipendono da alcune variabili di acquisizione dell'immagine, quali la distanza di campionamento, la qualità dell'apparecchio fotografico e del sistema focale, e l'effetto di tremolio dell'inquadratura. In condizioni ottimali, è possibile ottenere una precisione all'interno di  $\pm 1$  pixel delle immagini di input.

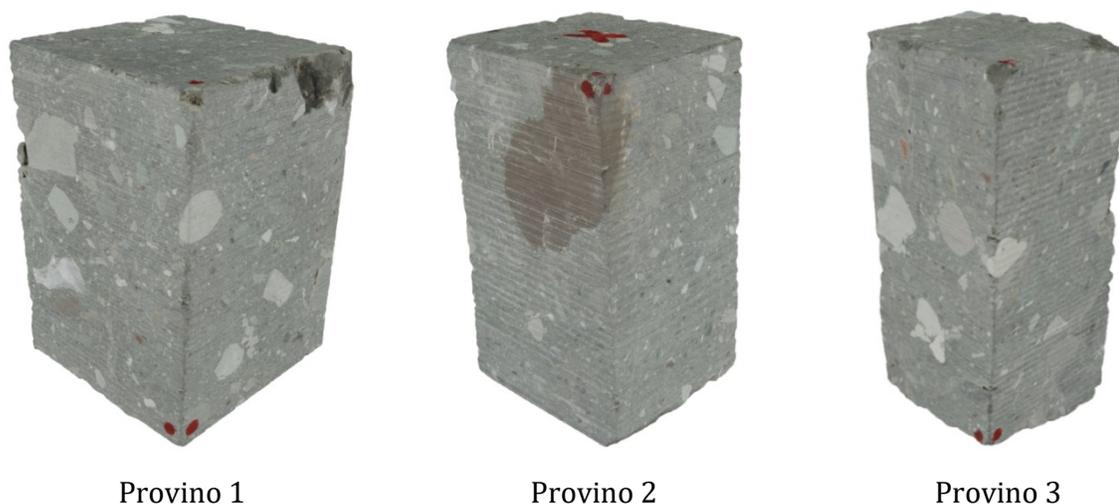
L'analisi fotogrammetrica esamina una serie di fotografie digitali e ricostruisce la posizione, l'orientamento, il tipo di obiettivo e la distorsione dell'obiettivo, confrontando e triangolando abbinando pixel omologhi dei diversi fotogrammi.

Per ciascun campione, quindi, è stata scattata una serie di fotografie, seguendo le linee guida messe a disposizione da Autodesk. In particolare, le fotografie sono state scattate presso il Laboratorio Fotografico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino, utilizzando:

- una fotocamera reflex ad alta definizione Canon EOS 500D;
- una lente con distanza focale pari a 55 mm e messa a fuoco puntuale al centro del provino;
- un sistema di illuminazione esterno che eliminasse il problema delle ombre ad alto contrasto;
- un treppiede per ridurre il tremolio dell'inquadratura, in modo da ottenere foto nitide anche con ampie profondità di campo e tempi di otturazione prolungati;
- un supporto girevole su cui posizionare i campioni, a distanza costante dall'obiettivo della macchina fotografica;
- un'elevata sovrapposizione tra fotogrammi successivi, per ottenere un modello 3D più stretto e accurato.

Infine, i modelli tridimensionali ottenuti sono stati elaborati mediante l'utilizzo combinato dei software *AutoCAD* e *3ds Max* (prodotti da Autodesk) per la valutazione delle dimensioni medie. Nel dettaglio, la superficie di compressione media è stata valutata a partire da 10 sezioni trasversali dei modelli equispaziate lungo il loro asse verticale.

Si riporta in Figura 3.4 una vista dei modelli così ottenuti.



*Figura 3.4: Modelli tridimensionali dei provini utilizzati per le prove di compressione monoassiale.*

### 3.1.2.2. Caratteristiche geometriche e composizionali

A seguito della conclusione delle prove, è stata valutata la percentuale volumetrica dei blocchi di ogni provino.

I valori di VBP dei provini testati nell'ambito del presente progetto di tesi sono stati valutati rapportando il volume dei blocchi lapidei al loro interno al volume totale dei provini. In particolare, a prove concluse, i provini sono stati immersi in acqua al fine di disciogliere completamente la matrice argillosa, quindi la miscela ottenuta è stata filtrata e i blocchi recuperati sono stati lavati e asciugati. Infine, è stata misurata, mediante bilancia di precisione, la massa di acqua distillata trascinata da un contenitore colmo fino all'orlo per effetto dell'inserimento al suo interno dei blocchi lapidei, e questa è stata poi

convertita in volume. Il volume totale dei provini, invece, è stato misurato utilizzando i modellini tridimensionali ottenuti mediante tecnica fotogrammetrica.

Per quanto riguarda i campioni testati precedentemente al presente progetto di tesi, si disponeva già delle dimensioni medie e delle percentuali volumetriche dei bocchi.

Si riporta in Tabella 3.1 la descrizione geometrica dei provini.

*Tabella 3.1: Caratteristiche geometriche e composizionali dei provini impiegati per le prove di compressione monoassiale. I provini A, B, M1 e M2 sono quelli testati precedentemente al presente progetto di tesi.*

Provino	VBP	A	H
-	[%]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]
1	5.17	1987.54	64.2
2	4.93	1039.26	68.9
3	2.56	935.08	59.3
A	5.13	2378.12	87.4
B	6.88	3331.90	92.6
M1	0.08	1175.71	53.9
M2	1.43	720.18	37.5

### 3.1.3. Analisi dei risultati

Le registrazioni delle misurazioni effettuate dalla cella di carico e dal trasduttore LVDT durante l'esecuzione delle prove sono state elaborate per analizzare il comportamento meccanico dei provini, la resistenza a compressione, l'influenza sulla risposta meccanica della percentuale volumetrica dei blocchi, e la deformabilità. Nel dettaglio, il sistema di acquisizione della pressa utilizzata ha fornito, per ogni prova, un file Excel contenente i valori di tempo in secondi, spostamento in millimetri e carico in kN relativi a ogni registrazione. Le registrazioni sono state effettuate con una frequenza di 100 Hz. A partire da questi dati, sono stati calcolati i valori di deformazione assiale e tensione assiale, utilizzando le dimensioni medie dei provini. Così facendo, è stato possibile costruire le curve sforzo-deformazione dei provini in termini di deformazioni globali, riportate in Allegato 1 e in Figura 3.5.

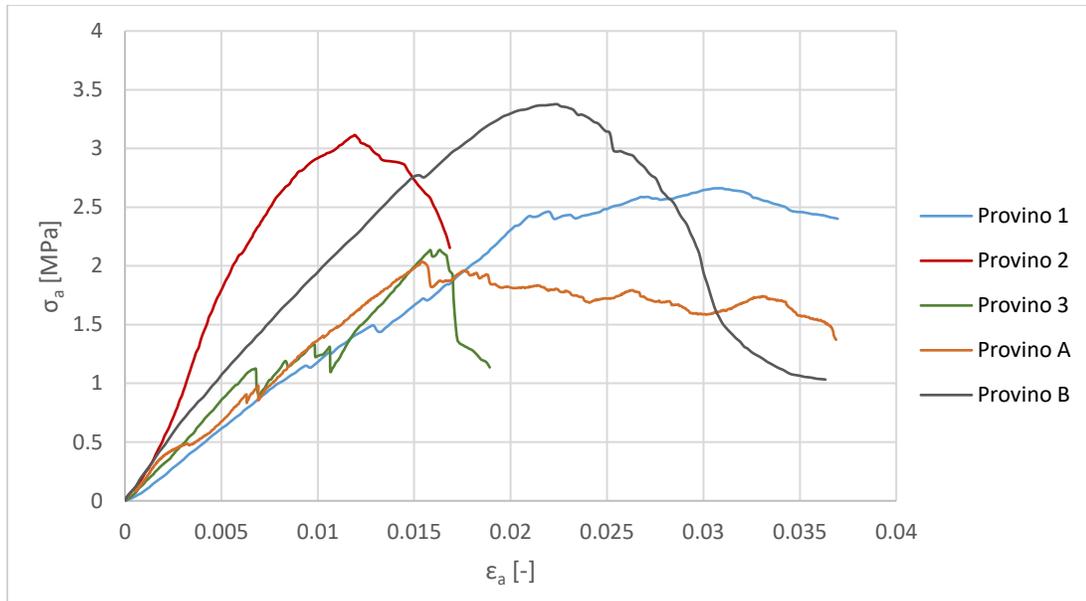


Figura 3.5: Curve sforzo assiale - deformazione assiale in termini di deformazioni globali ottenute dalle prove di compressione monoassiale.

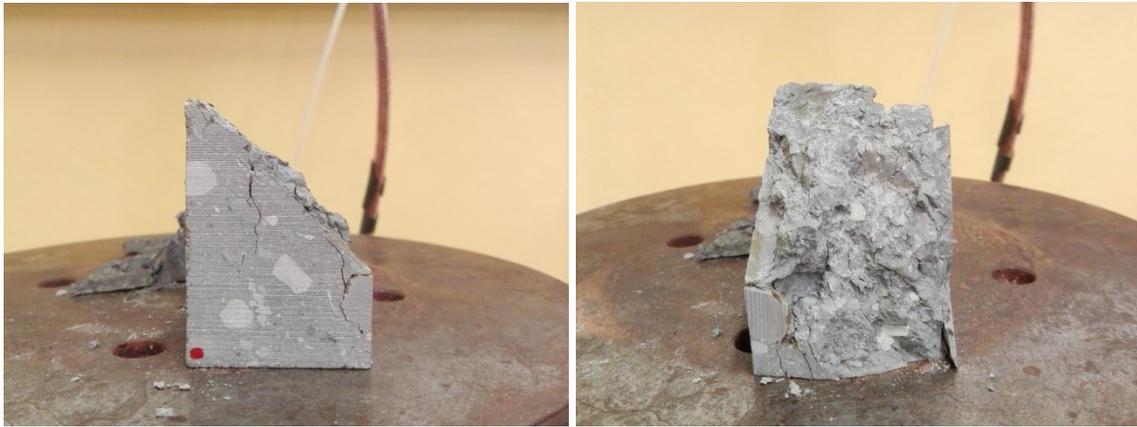
Analizzando tali curve, è possibile osservare una significativa variabilità del comportamento meccanico, in termini di rigidezza, resistenza, deformazione a rottura e decadimento della resistenza nella fase post-picco. Si tratta di una variabilità legata, con ogni probabilità, all'eterogeneità del campione di materiale di partenza, che ha determinato differenze composizionali e di anisotropia nei provini testati. Infatti, sebbene i valori estremamente ridotti di VBP che caratterizzano i provini abbiano permesso di assumere che il loro comportamento meccanico fosse governato prevalentemente dalla matrice, è stata osservata una certa influenza della presenza dei blocchi.

Inoltre, è possibile ipotizzare che i provini presentassero diversi gradi di micro e macro fratturazione, di tipo naturale e indotto dalle operazioni di taglio, che possono avere contribuito a determinare differenze nella risposta meccanica.

I provini hanno sviluppato una superficie di rottura inclinata di circa 45° rispetto all'orizzontale, che non si presentava piana, bensì tortuosa a causa della presenza dei blocchi lapidei, i quali ne hanno influenzato la direzione di propagazione. Sulla superficie esterna dei provini, inoltre, si sono create fratture di trazione parallele alla direzione di applicazione del carico, anch'esse caratterizzate da un andamento tortuoso per effetto dei blocchi.

Queste osservazioni sono risultate coerenti con i dati disponibili in letteratura, a conferma dell'ipotesi per cui le superfici di contatto blocchi-matrice costituiscono punti di debolezza che influenzano la risposta meccanica del materiale, ma al contempo rendono irregolare l'andamento delle fratture, aumentando la resistenza attritiva offerta dal materiale lungo di esse.

Si riportano in Figura 3.6 e Figura 3.7 alcune fotografie dei provini a rottura.



*Figura 3.6: Superficie di rottura del provino 1.*



*Figura 3.7: Provini 1 ( a sinistra) e 2 (a destra) a fine prova. È possibile osservare fratture longitudinali con andamento tortuoso che si sviluppano intorno ai blocchi; nel caso del campione 2 si nota un blocco di argilla molto sovraconsolidata che viene anche fratturato.*

Successivamente, sono stati valutati la resistenza a compressione e il modulo di deformazione dei provini (in termini di deformazioni globali). La resistenza a compressione monoassiale (UCS) corrisponde al massimo valore di tensione sopportato

dal materiale, che determina il picco nella curva sforzo-deformazione, mentre i valori del modulo di deformabilità sono stati valutati linearizzando i tratti pseudo-lineari delle curve. I risultati di questa operazione, riportati in Tabella 3.2, mostrano una notevole variabilità, ma forniscono chiaramente gli ordini di grandezza delle variabili di interesse. Come è possibile osservare, la resistenza a compressione media del materiale eterogeneo risulta pari a 2.3 MPa, mentre il modulo di deformabilità esterno medio è pari a 217 MPa. Per quanto riguarda la resistenza, i valori ottenuti risultano notevolmente superiori a quelli generalmente valutati sui terreni, e classificano il materiale in esame come roccia tenera.

Tabella 3.2: Caratteristiche dei provini sottoposti a prova di compressione monoassiale.

Provino	UCS	VBP	H/D	E <sub>glob</sub>	ε <sub>f</sub>
-	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[%]
1	2.66	5.17	1.4	129	3.1
2	3.12	4.93	2.1	447	1.2
3	2.15	2.56	1.9	178	1.6
A	2.04	5.13	1.8	131	1.5
B	3.37	6.88	1.6	172	2.2
M2	0.98	0.08	1.6	330	-
M3	1.56	1.43	1.4	43	-

I provini 3 e A mostrano rigidezze e resistenze confrontabili, così come deformazioni assiali a rottura confrontabili, che risultano pari a circa l'1.5%. In particolare, tali provini presentano la resistenza a compressione minima.

Per quanto riguarda gli altri provini, invece, le resistenze, rigidezze e le deformazioni a rottura risultano notevolmente variabili ed in maniera indipendente. Il provino 2 si è, infatti, rilevato il più rigido, mentre il provino B è risultato il più resistente.

Infine, per quanto riguarda il *softening* dei provini, rappresentato dalla velocità di decadimento della resistenza dopo la rottura, i provini 1 e A si mostrano meno rammollenti degli altri, i quali rivelano una notevole fragilità.

Al fine di valutare l'influenza dei rapporti di snellezza dei provini sulle resistenze ottenute, è stato fatto riferimento agli studi disponibili in letteratura, generalmente

condotti su rocce intatte di buona qualità, come il marmo, che permettano la realizzazione di provini con diversi rapporti di snellezza. Sulla base di tali studi, è stato possibile assumere che, nell'intervallo dei rapporti di snellezza dei provini utilizzati, l'effetto della loro variazione sul valore della resistenza a compressione fosse trascurabile (v. Figura 3.8)

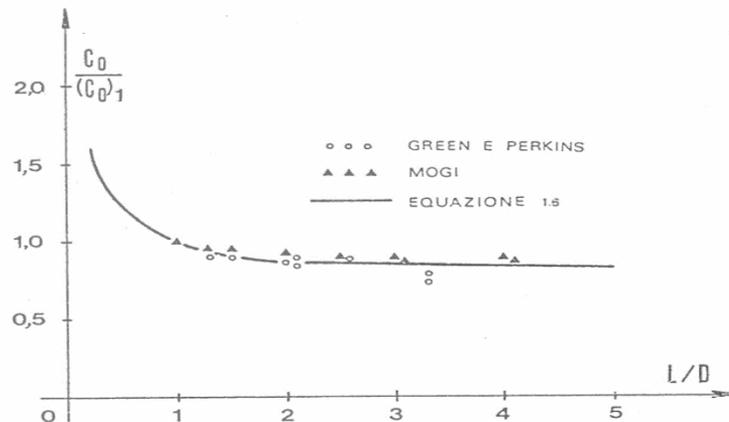


Figura 3.8: Influenza del rapporto di snellezza sulla resistenza a compressione monoassiale;  $(C_0)_1$  rappresenta la resistenza reale del materiale, corrispondente al valore di stabilizzazione sul grafico (Green e Perkins, 1968; Mogi, 1966).

Per i motivi già descritti in precedenza, i valori del modulo di deformabilità ottenuti analizzando le deformazioni globali non possono essere considerati attendibili, quindi sono stati analizzati i risultati ottenuti dall'analisi DIC ed è stato effettuato un confronto. Inizialmente, sono stati definiti 9 punti interni alla regione di interesse utilizzata per l'analisi, disposti in una zona sufficientemente distante dai bordi e dalle piastre (v. Figura 3.9), e sono state valutate le deformazioni fornite dal software *Ncorr*. Utilizzando un codice MATLAB, tali valori sono stati associati ai corrispondenti valori di tensione assiale, identificati osservando l'orario di scatto delle fotografie.

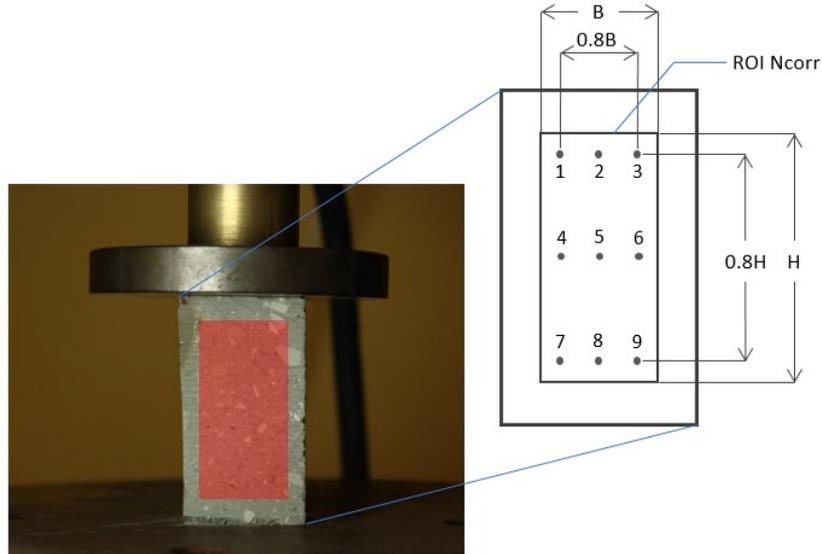


Figura 3.9: Matrice dei punti di controllo impiegati per la valutazione delle deformazioni locali.

I punti delle curve sforzo-deformazione così ottenute, però, si sono rivelati estremamente dispersi e privi di un andamento ben definito, come è possibile osservare, ad esempio, in Figura 3.10. Inoltre, tali curve definirebbero valori puntuali della deformabilità del materiale in esame, i quali non potrebbero essere assegnati all'intero provino, vista la sua eterogeneità. Per questi motivi, non è stato possibile utilizzare i risultati ottenuti per calcolare i moduli di deformabilità.

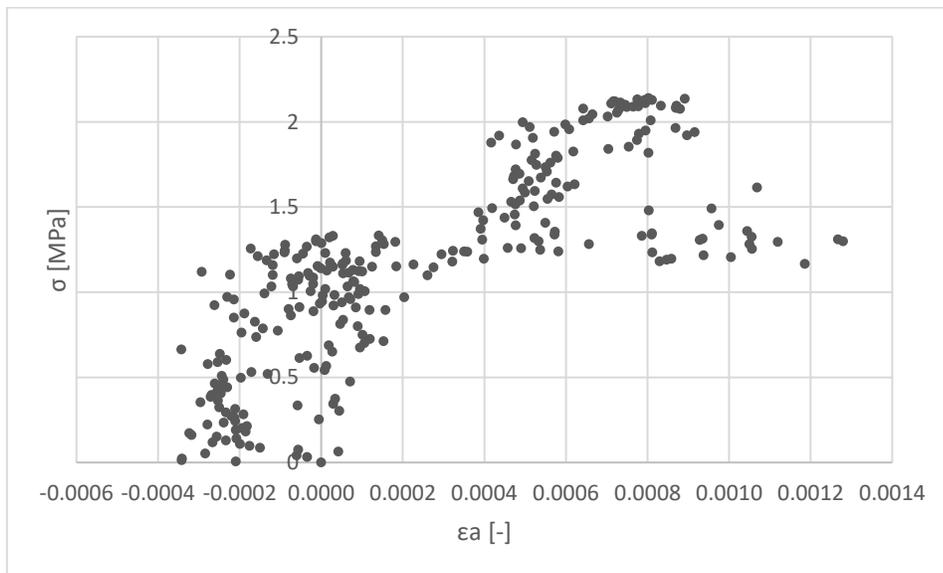
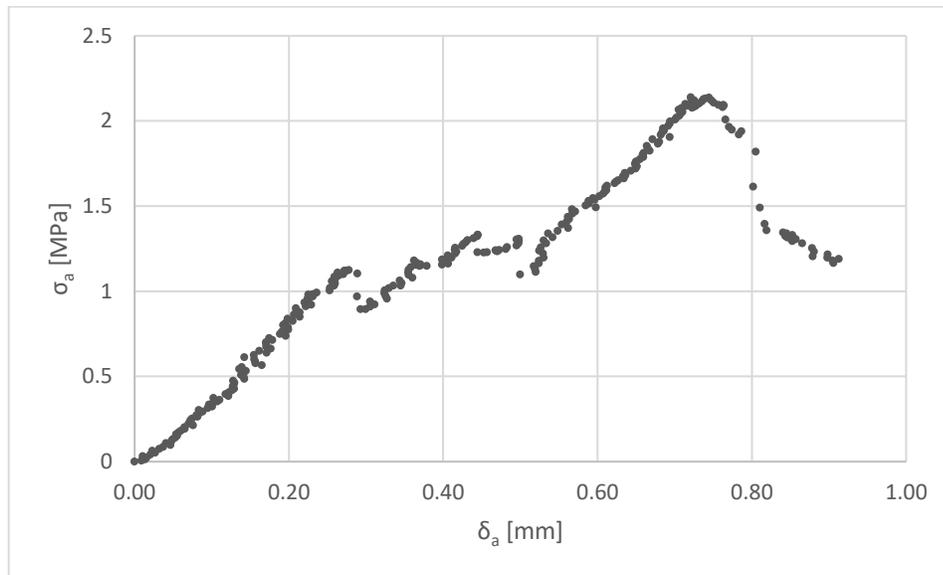


Figura 3.10: Grafico sforzo-deformazioni del punto 5 del provino 3, ottenuto mediante Analisi DIC

Costruendo, invece, le curve sforzo-spostamento per gli stessi punti di controllo, a partire dagli spostamenti verticali forniti dal software, si è osservato che esse mostravano un andamento del tutto simile a quello precedentemente ricavato in termini di spostamenti globali. Si riporta in Figura 3.11, a titolo di esempio, la curva sforzo-spostamenti del punto 5 del provino 3.



*Figura 3.11: Grafico sforzo-spostamenti del punto 5 del provino 3, ottenuto mediante Analisi DIC*

Sulla base di queste osservazioni, si è ritenuto che i valori di spostamento verticali forniti dalle analisi DIC fossero affidabili e potessero essere utilizzati per calcolare le deformazioni verticali dei provini. Per far ciò, vista la variabilità del valore di tali deformazioni in funzione del materiale all'interno del quali ricadono i punti di controllo (blocchi lapidei o matrice), si è scelto di valutare le deformazioni di una più estesa porzione del materiale eterogeneo. In particolare, sono state valutate le deformazioni delle linee verticali che congiungono i punti 1-7, 2-8 e 3-9, che comprendono porzioni di blocchi e di matrice. Così facendo, sono stati ottenuti tre valori di deformazione associati al comportamento complessivo del materiale eterogeneo, ma depurati dall'influenza degli assestamenti del carico, delle zone di contatto piastra-provino e della deformabilità della pressa.

Le deformazioni sono state calcolate, nota la distanza iniziale dei due punti di controllo considerati, utilizzando la formula:

$$\varepsilon_{y01,i} = \frac{\delta_{y1,i} - \delta_{y0,i}}{l_{01,in}} \quad (Eq. 12)$$

dove:

- $\varepsilon_{y01,i}$  è la deformazione verticale assiale all'istante  $i$ ;
- $\delta_{y1,i}$  e  $\delta_{y0,i}$  sono gli spostamenti verticali dei punti 0 e 1 all'istante  $i$ ;
- $l_{01,in}$  è la distanza iniziale tra i punti 0 e 1, valutata in direzione verticale.

Successivamente, come si è fatto per la determinazione dei moduli di deformazione esterni, sono stati individuati e linearizzati i tratti pseudo-lineari delle curve sforzo-deformazione ottenute.

Il risultato di queste operazioni è riportato in Allegato 2 e riassunto in Tabella 3.3.

*Tabella 3.3: Moduli di deformabilità interni valutati mediante analisi DIC.*

Provino	VBP	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>m</sub>
-	[%]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
2	4.93	1.27	1.10	1.32	1.23
3	2.56	1.15	1.09	0.99	1.08
A	5.13	0.22	0.16	0.23	0.20
B	6.88	0.38	0.39	0.38	0.38

Come è possibile osservare, per ciascun provino analizzato mediante tecnica DIC, le tre curve sforzo-deformazione ottenute sono risultate del tutto simili e hanno fornito valori del modulo di deformazione tra loro confrontabili. Si nota, infatti, una leggera variabilità, causata con ogni probabilità dall'eterogeneità del provino e dalle differenze strutturali e composizionali delle aree interessate dalle tre linee verticali. Questa osservazione conferma la consistenza e l'affidabilità dei risultati ottenuti.

Inoltre, i moduli di deformazione medi di ciascun provino risultano significativamente superiori rispetto a quelli valutati in termini di deformazioni globali, ad indicare una notevole rigidità del materiale in esame, tipica delle rocce tenere, e l'impossibilità della sua corretta valutazione mediante analisi degli spostamenti misurati da LVDT esterno. È quindi possibile confermare l'importanza della differenza tra le misure di deformazione

interne ed esterne al provino, che risulta fortemente influenzata dai fenomeni descritti in precedenza.

Considerando i risultati ottenuti è stato valutato un modulo di deformabilità interno medio del bimrock in esame pari a 0.9 GPa. A questo proposito, si ritiene importante osservare che i provini A e B, testati precedentemente al presente progetto di tesi, hanno fornito valori di rigidezza simili tra loro, ma significativamente inferiori a quelli dei provini 1 e 2. A causa della mancanza di informazioni dettagliate sullo stato di integrità di tali provini, risulta difficile stabilire se questa differenza sia imputabile unicamente all'eterogeneità del materiale in esame o se la presenza di fratture possa aver influenzato i risultati delle prove. Ad ogni modo, il provino A è stato escluso dal calcolo in quanto ha mostrato valori di deformabilità e, come si vedrà nel seguito, della resistenza in funzione di VBP, che si discostano significativamente da quelle degli altri provini, tra loro del tutto confrontabili.

Infine, sono stati analizzati i risultati di tutte le prove a disposizione, unendo quelli ottenuti nell'ambito del presente progetto di tesi a quelli ottenuti precedentemente, ed è stata valutata l'influenza della VBP sulla resistenza e deformabilità del materiale in compressione monoassiale.

Come è possibile osservare in Figura 3.12, è stato ottenuto un andamento complessivo di UCS crescente con VBP. Fa eccezione il provino 4, che, come si è visto, ha anche mostrato valori del modulo di deformabilità interno che si discostano significativamente da quelli degli altri provini. Di conseguenza, non disponendo di dettagliate informazioni circa lo stato di integrità del provino o di altre sue caratteristiche che possano averne influenzato il comportamento meccanico, si è scelto di escluderlo dall'analisi dell'effetto di VBP sulla risposta meccanica.

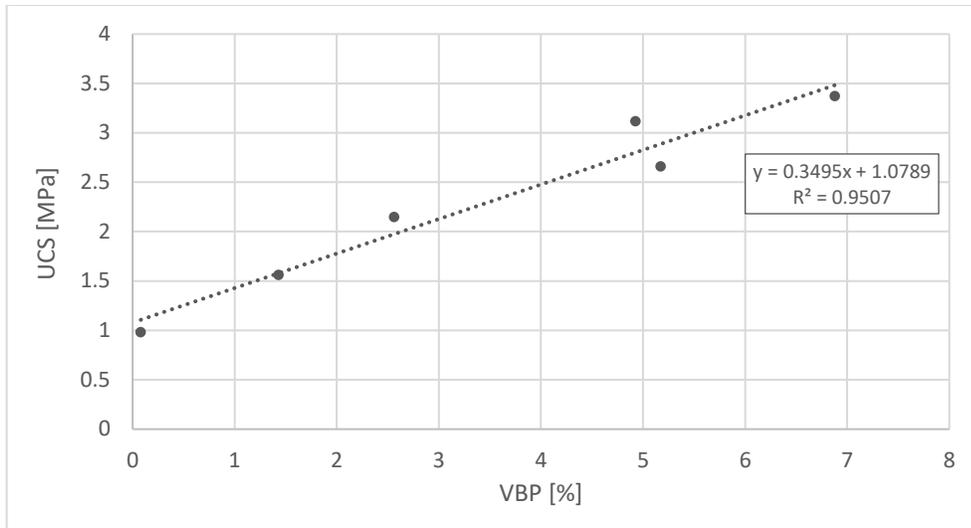


Figura 3.12: Andamento della resistenza a compressione monoassiale in funzione di VBP.

Assumendo una proporzionalità diretta tra resistenza a compressione monoassiale e VBP, i punti rappresentati in Figura 3.12 sono stati linearizzati, ottenendo un legame descritto dall'equazione:

$$UCS [MPa] = 0.3495 \cdot VBP[\%] + 1.0789 \quad (Eq. 13)$$

Tale retta presenta un coefficiente di correlazione pari a circa 0.95, ad indicare la buona approssimazione dei dati sperimentali, e un'intercetta pari a circa 1.1 MPa, che rappresenta la resistenza a compressione monoassiale della sola matrice marnosa.

Il legame ottenuto risulta coerente con le osservazioni sul comportamento dei bimrock disponibili in letteratura (v. Lindquist, 1994), ma si differenzia da essi in quanto l'incremento di resistenza indotto dalla presenza dei blocchi si manifesta anche per bassi valori di VBP.

Per quanto riguarda i moduli di deformabilità, invece, non è stata rilevata una particolare relazione con VBP. Infatti, i valori ottenuti, a meno del campione A, risultano del tutto confrontabili, in quanto mostrano una variabilità molto ridotta, e non presentano un andamento crescente o decrescente al variare della percentuale volumetrica dei blocchi (v. Figura 3.13). Si ritiene, quindi, che le variazioni della deformabilità del materiale in esame

si manifestino unicamente per valori di quest'ultima superiori a quelli che caratterizzano i provini analizzati.

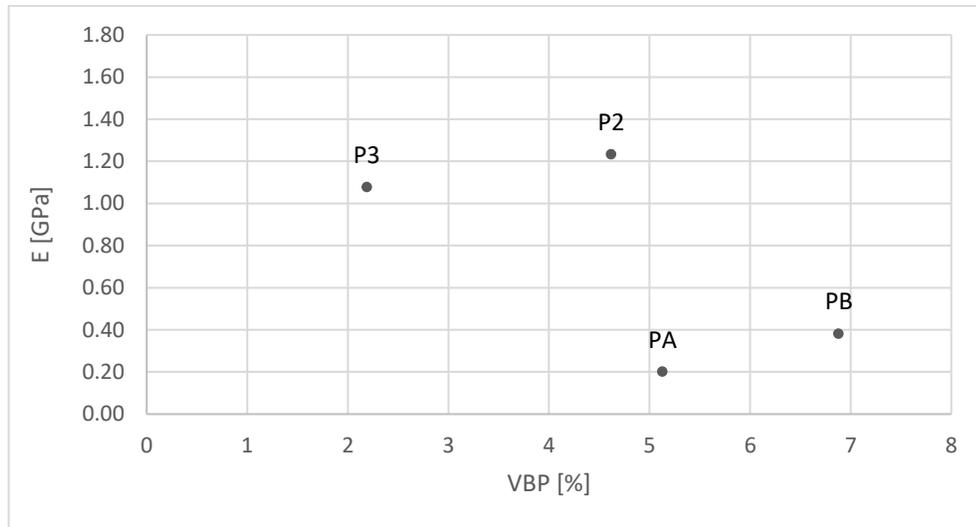


Figura 3.13: Andamento del modulo di deformabilità in funzione di VBP.

## 3.2. Prove point load

La prova *point load*, generalmente eseguita sulle rocce, consente una stima della resistenza a compressione monoassiale (UCS - *Unconfined compressive strength*) per mezzo di un approccio empirico speditivo. Il risultato della prova è un indice di resistenza, chiamato  $I_{50}$  (*point load strength index*), che viene ricavato da un altro indice, detto  $I_s$  (*point load strength*), il quale è valutato a partire dalle misure dirette della prova.

La prova, che può essere eseguita anche in sito, viene eseguita posizionando i campioni, di forma anche irregolare, tra due punte coniche in acciaio. Le punte vengono avvicinate tra loro per mezzo di un martinetto idraulico, imponendo un carico di compressione puntuale sui campioni. La prova termina alla rottura del materiale, la quale è considerata valida se avviene a causa della propagazione di una frattura verticale che congiunge le punte di applicazione del carico. Si riporta in Figura 3.14 una fotografia del macchinario utilizzato presso il Laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino.

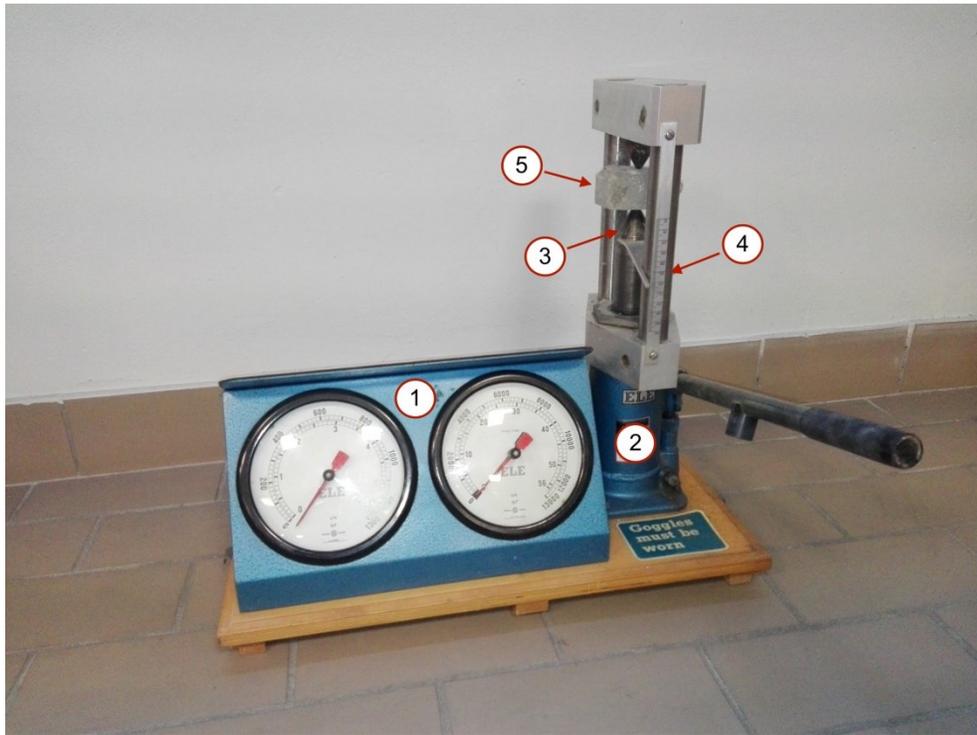


Figura 3.14: Macchinario per l'esecuzione della prova point load. È possibile osservare i manometri per la lettura del carico applicato (1), il martinetto (2), le punte in acciaio per l'applicazione del carico (3), il righello per la misura della distanza tra le punte (4), il campione sottoposto a prova (5).

L'indice  $I_S$  (*point load strength*) viene calcolato con la seguente formula:

$$I_S = \frac{P}{D_e^2} \text{ [MPa]} \quad ; \quad D_e = \frac{4}{\pi} \cdot W \cdot D \quad (\text{Eq. 14})$$

Dove:

- $P$  = carico a rottura in N;
- $D_e$  = diametro equivalente del campione in mm;
- $D$  = distanza tra le punte coniche al momento della rottura, in mm.

Il carico a rottura è misurato per mezzo di un manometro, mentre la distanza  $D$  è misurata da un righello posto sul macchinario.

Poiché i valori di  $I_S$  sono dipendenti dalle dimensioni del campione, per valutare la resistenza del materiale, si fa riferimento all' $I_{50}$  (*point load strength index*), che assume il

significato di *point load strength* riferita a campioni cilindrici di diametro 50 mm. Per ottenere il valore di  $I_{50}$  da quello di  $I_s$ , viene generalmente utilizzato un coefficiente detto *size correction factor* (F), calcolato in funzione di  $D_e$ :

$$I_{50} = I_s \cdot F ; F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \quad (Eq. 15)$$

Il fattore correttivo F è stato calcolato come descritto in quanto la metodologia di determinazione per via grafica proposta dalle raccomandazioni ISRM non è risultata applicabile. Secondo tale metodologia, i valori di P in funzione di  $D_e^2$  ottenuti sperimentalmente dovrebbero disporsi linearmente su un piano bilogarithmico, consentendo di valutare il valore di  $P_{50}$  (corrispondente a  $D_e = 50mm$ ) per interpolazione o estrapolazione. Tuttavia, nel caso in esame, i risultati ottenuti risultavano fortemente dispersi e non correlati da una relazione lineare.

Infine, la resistenza a compressione della roccia viene calcolata attraverso la formula:

$$UCS = C \cdot I_{50} \quad (Eq. 16)$$

dove C rappresenta un fattore di correlazione variabile in funzione del litotipo della roccia e del suo stato di integrità. Nel caso in esame si è assunto  $C=14$ , in accordo con uno studio sulla resistenza a compressione monoassiale di rocce di origine argillosa alterate presentato da Agustawijaya nel 2007.

Secondo le raccomandazioni ISRM (1985) le prove *point load* vanno eseguite su campioni di spessore compreso tra 15 e 85 mm, aventi rapporto altezza/larghezza (D/W con riferimento alla Figura 3.15) compreso tra 0.3 e 1. Inoltre, per ottenere un valore di  $I_{50}$  rappresentativo della roccia in esame nel caso siano utilizzati campioni irregolari, è suggerito di eseguire almeno 10 prove. I valori di  $I_s$  calcolati a seguito delle prove devono essere convertiti in  $I_{50}$  e il calcolo di UCS deve essere eseguito considerando il valore di  $I_{50}$  medio valutato sull'intera serie, sottraendo i due valori più bassi e i due più alti.

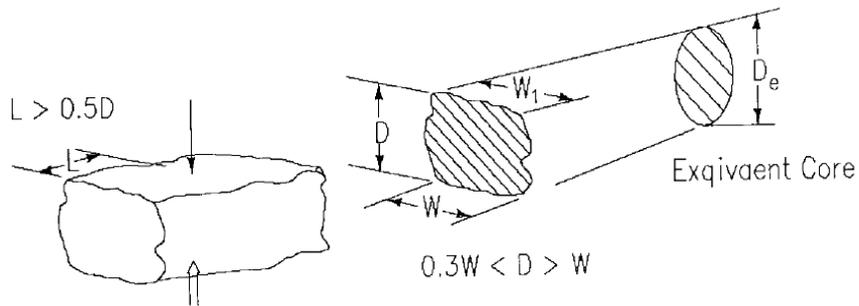


Figura 3.15: Caratteristiche di dimensione e forma per prove point load su blocchi irregolari (ASTM, 1995).

### 3.2.1. Provini impiegati per le prove

Sono stati testati 32 provini, ottenuti per segazione a partire dai campioni prelevati in sito, utilizzando la stessa strumentazione impiegata per la produzione dei provini per le prove di compressione monoassiale. Come si è detto in precedenza, i provini sono stati realizzati facendo sì che le restrizioni geometriche imposte dalle raccomandazioni ISRM fossero rispettate e che la direzione di applicazione del carico fosse perpendicolare alle discontinuità naturali del materiale. I provini così ottenuti sono stati divisi in due gruppi: 20 provini sono stati sottoposti a prova conservando il contenuto d'acqua naturale, mentre i rimanenti 16 sono stati sottoposti ad asciugatura forzata in forno prima di eseguire le prove. Tale scelta è stata dettata dalla volontà di verificare quanto osservato in alcuni studi disponibili in letteratura e relativi a rocce tenere, ossia che, a parità di frazione volumetrica dei blocchi, la compattezza e la resistenza delle formazioni complesse diminuiscono all'aumentare del contenuto d'acqua, in quanto diminuisce la suzione interna esercitata dalla pressione negativa dell'acqua adsorbita e la matrice si intenerisce (Erguler & Ulusay, 2008; v. Figura 3.16).

Si riportano in Figura 3.17 due fotografie di alcuni dei campioni sottoposti a prova point load.

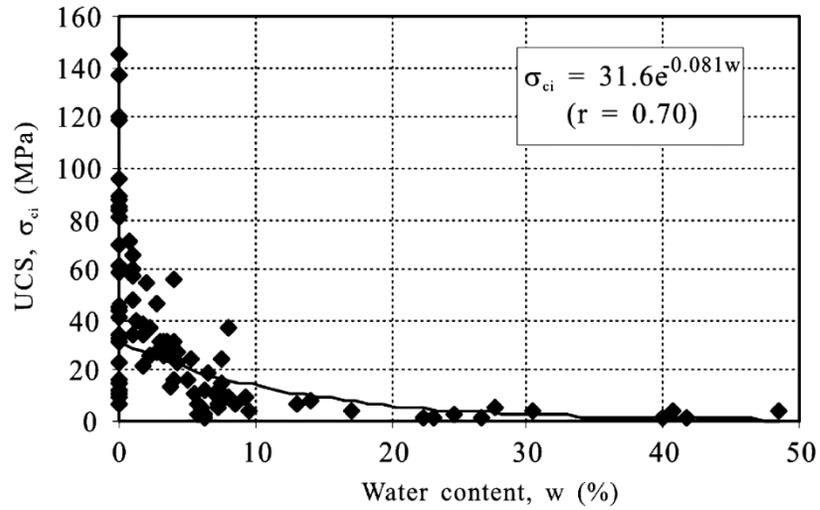


Figura 3.16: Diminuzione della resistenza a compressione monoassiale di provini di marna, all'aumentare del contenuto d'acqua (Erguler & Ulusay, 2008).



Figura 3.17: Alcuni dei campioni di mélange sottoposti a prova point-load: campioni con contenuto d'acqua naturale a sinistra e campioni secchi a destra.

### 3.2.2. Analisi dei risultati

Si riporta in Tabella 3.4 la sintesi dei risultati delle prove eseguite.

*Tabella 3.4: Risultati delle prove point-load condotte sul bimrock in esame.*

	Provini umidi		Provini secchi	
	I <sub>S50</sub> [kPa]		I <sub>S50</sub> [kPa]	
	Misure valide	Misure considerate	Misure valide	Misure considerate
1	14.86	-	143.5	-
2	56.46	-	212.0	-
3	76.27	76.27	256.6	256.6
4	76.29	76.29	259.6	259.6
5	91.94	91.94	269.9	269.9
6	130.57	130.57	299.9	299.9
7	132.80	132.80	301.7	301.7
8	139.13	139.13	315.6	315.6
9	139.43	139.43	354.1	354.1
10	155.71	155.71	379.4	379.4
11	159.16	159.16	403.7	403.7
12	159.45	159.45	410.1	410.1
13	165.61	165.61	414.1	414.1
14	169.53	169.53	545.2	545.2
15	187.40	187.40	763.3	-
16	212.07	212.07	800.1	-
17	296.01	296.01	/	/
18	374.36	374.36	/	/
19	378.54	-	/	/
20	464.89	-	/	/

UCS [MPa]	UCS [MPa]
2.3	4.9

Come è possibile osservare, i risultati delle prove mostrano una notevole variabilità, legata con ogni probabilità all'eterogeneità e anisotropia del materiale, e alle differenze di

integrità dei campioni analizzati. Considerando i campioni con contenuto d'acqua naturale, mediamente pari al 4.2%, è stata ottenuta una resistenza a compressione media pari a 2.3 MPa: si tratta di un valore confrontabile con i risultati delle prove di compressione monoassiale, a conferma della validità del fattore C adottato per il calcolo. Inoltre, i campioni sottoposti al processo di asciugatura in forno prima di eseguire le prove hanno fornito una resistenza a compressione media più elevata, pari a 4.9 MPa. Questo risultato conferma l'incremento di resistenza del materiale ad opera di bassi contenuti d'acqua ipotizzato prima di eseguire le prove. A questo proposito, infatti, è importante osservare che i campioni asciugati in forno non sono da considerarsi perfettamente secchi, in quanto presentano al loro interno un quantitativo di acqua adsorbita non quantificabile. Tale acqua esercita una suzione interna in grado di aumentare la compattezza e la resistenza del materiale.

In conclusione, considerando i risultati ottenuti sia dalle prove di compressione monoassiale sia dalle prove point load, i valori medi di resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità che caratterizzano il materiale in esame sono riportati in Tabella 3.5.

*Tabella 3.5: Valori medi di resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità del bimrock in esame.*

UCS	E
[MPa]	[GPa]
2.5	0.9

## 4. Resistenza a taglio

In questo capitolo, si descrive l'attività sperimentale condotta al fine di determinare il criterio di rottura e i parametri di resistenza che descrivono il comportamento a taglio della matrice del materiale in esame. La scelta di considerare unicamente la matrice marnosa e non il materiale eterogeneo è stata dettata da tre fattori principali.

Innanzitutto, lo scopo del presente studio non è la definizione dei parametri di resistenza del materiale eterogeneo nell'ambito di un approccio dell'omogeneo equivalente, bensì la caratterizzazione meccanica delle sue due componenti. Infatti, la modellazione delle formazioni complesse basata sull'ipotesi di omogeneo equivalente determina spesso notevoli problematiche in fase progettuale e ad essa è preferito un approccio del continuo eterogeneo, in cui la matrice e i blocchi sono discretizzati separatamente assegnando loro le rispettive proprietà meccaniche. Ad esempio, trascurare la presenza dei blocchi lapidei nelle analisi di stabilità di un pendio in formazioni complesse determina importanti errori nella definizione di posizione e forma della potenziale superficie di scivolamento, che si traducono in errori nella progettazione dei sistemi di mitigazione del rischio.

A questo proposito, la caratterizzazione meccanica della matrice presenta generalmente un maggior grado di difficoltà, legato alla maggiore variabilità del suo comportamento meccanico rispetto a quello dei blocchi lapidei. Infatti, i parametri di resistenza di questi ultimi possono essere assunti, senza commettere errori significativi, sulla base dei suggerimenti disponibili in letteratura dopo averne identificato il litotipo.

Inoltre, l'esecuzione di prove su campioni eterogenei per la determinazione di parametri di resistenza equivalenti avrebbe comunque presentato importanti incertezze legate alla realizzazione di provini rappresentativi del materiale complessivo, a causa della

variabilità di dimensioni, numero e forma dei blocchi, e alla difficoltà di valutazione degli effetti di scala che, con ogni probabilità, rendono il comportamento del provino di laboratorio differente da quello del materiale in sito. Infatti, nell'ambito di un approccio dell'omogeneo equivalente, risulta poco corretto assumere che l'elemento di volume rappresentativo del materiale abbia le dimensioni di un provino standard.

Ad ogni modo, come si è già detto, le caratteristiche del mélange dell'Oltrepò Pavese non consentono la realizzazione di provini cilindrici di materiale indisturbato, su cui poter eseguire prove triassiali. Di conseguenza, al fine di caratterizzare la matrice del materiale in esame, sono state eseguite 7 prove di taglio diretto.

Nell'interpretazione dei risultati delle prove, si è fatto riferimento al criterio di rottura di Coulomb, secondo cui gli stati tensionali associati alle condizioni di rottura del terreno sono quelli ai quali corrispondono cerchi di Mohr tangenti all'involuppo di rottura sul Piano di Mohr. In virtù delle osservazioni sperimentali disponibili in letteratura a proposito delle argille fortemente sovraconsolidate, è lecito aspettarsi una marcata non linearità dell'involuppo di rottura del materiale in esame. Tuttavia, è possibile semplificare l'andamento considerando un'interpolazione lineare dei punti sul piano di Mohr, che determina un involuppo espresso dalla relazione:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot tg(\varphi') \quad (Eq. 17)$$

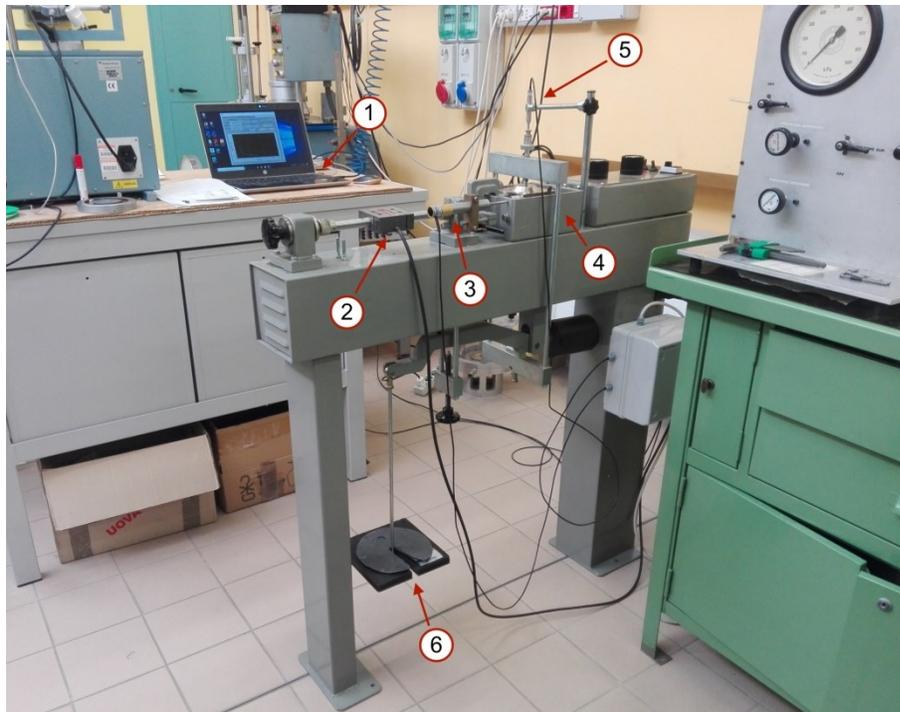
Tale equazione definisce una retta e stabilisce che, affinché possa prodursi la rottura, la tensione tangenziale deve superare un contributo attritivo, rappresentato dal termine  $\sigma' \cdot tg(\varphi')$ , e un contributo che esprime la resistenza in assenza di tensioni efficaci normali, rappresentato da  $c'$ . Questo secondo contributo è solitamente indicato con il termine "coesione", e rappresenta semplicemente l'intercetta dell'involuppo di rottura linearizzato.

## 4.1. Prove di taglio diretto

Durante l'esecuzione delle prove di taglio diretto, un provino di terreno è sottoposto a sforzo di taglio crescente e uno sforzo di compressione costante fino a rottura. Il provino è inserito all'interno di una scatola di taglio (detta anche scatola di Casagrande), costituita da due semiscatole in acciaio poste una sopra l'altra, che presentano un alloggiamento cilindrico per il provino e sono libere di scorrere reciprocamente lungo la loro linea di giunzione. Tale linea definisce un piano orizzontale lungo il quale avverrà la rottura del provino. La semiscatola inferiore è infatti vincolata ad un motore che le impone una velocità orizzontale costante, mentre la semiscatola superiore è vincolata ed è collegata a una cella di carico, la quale misura la resistenza che il terreno offre allo sforzo di taglio. Durante lo scorrimento reciproco delle due semiscatole, viene imposto un carico costante di compressione al provino e vengono misurati sia gli spostamenti orizzontali della semiscatola inferiore sia quelli verticali del provino, mediante due trasduttori LVDT.

La prova di taglio diretto si compone di due fasi: una prima fase di consolidazione a carico verticale costante e sforzo di taglio nullo, e una seconda fase di applicazione dello sforzo di taglio, a carico verticale costante, fino a rottura.

Si riporta in Figura 4.1 una fotografia della strumentazione impiegata presso il Laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino.



*Figura 4.1: Macchinario per l'esecuzione delle prove di taglio diretto. è possibile osservare il sistema di acquisizione (1), la cella di carico (2), il trasduttore LVD orizzontale (3), la scatola di Casagrande (4), il traduttore LVDT verticale (5), il sistema di applicazione dello sforzo normale (6).*

Per evitare l'insorgere di sovrappressioni interstiziali, la prova deve essere condotta in condizioni drenate, dunque le estremità superiore e inferiore del provino sono messe a contatto con pietre porose e la velocità di scorrimento della semiscatola inferiore viene definita in funzione della grana dei terreni testati, e quindi della loro conducibilità idraulica. Per quanto riguarda prove su campioni di argilla, si utilizzano in genere velocità dell'ordine di 0.001 mm/min, che possono essere calcolate seguendo una metodologia proposta dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI,1994). Secondo tale approccio, durante la fase iniziale di consolidazione, il provino risulta sottoposto alle condizioni di carico generalmente applicate da un edometro, quindi, analizzando l'andamento degli spostamenti verticali del provino in funzione della radice quadrata del tempo, è possibile stimare il tempo di fine consolidazione ( $t_{100}$ ). Tale valore è valutato individuando l'intersezione tra la retta tangente al primo tratto della curva e il suo asintoto orizzontale, e può essere utilizzato per calcolare il tempo necessario alla rottura del provino in condizioni drenate. Quest'ultimo valore, infine, stimando lo spostamento massimo a

rottura del provino (in genere tra 1 e 5 mm per le argille), può essere utilizzato per calcolare la massima velocità imponibile alla prova.

Nel caso in esame, tuttavia, non è stato possibile seguire il procedimento descritto, in quanto le curve di consolidazione dei provini non mostravano il classico andamento edometrico, né la presenza di un asintoto. Il motivo di questa differenza è stato individuato in tre fattori principali: la ridotta conducibilità idraulica del materiale, l'assenza di pietre porose, il mancato riempimento dello spazio disponibile nell'alloggiamento del provino. Inoltre, come si vedrà più nel dettaglio nel Paragrafo 4.2, le estremità superiore ed inferiore dei provini sono state inglobate in due getti di miscela cementizia per garantirne il corretto inserimento nella scatola di taglio e si ritiene che la maggior deformabilità delle porzioni di miscela cementizia rispetto al campione abbia costituito una causa importante dei risultati ottenuti.

Di conseguenza, è stata definita una velocità di deformazione pari a 0.1666 mm/min. Si tratta di un valore alto, ma accettabile in quanto è possibile assumere che, visto il ridotto contenuto d'acqua naturale del materiale in esame, le sovrappressioni che nascono all'interno del campione siano trascurabili.

La prova di taglio diretto consente quindi la determinazione della resistenza attritiva del materiale in funzione del carico normale alla superficie di taglio. Tale resistenza assume, a livello teorico, un valore di picco e uno residuo, che corrisponde alla stabilizzazione sul grafico resistenza-spostamenti e la cui differenza dal primo dipende dal grado di sovraconsolidazione del materiale. Tuttavia, la prova non è indicata per la valutazione della resistenza residua, quindi sono stati analizzati unicamente i valori di tensione di picco.

In termini di risultati, ogni prova di taglio fornisce un punto sul piano di Mohr, corrispondente alla coppia tensione assiale - tensione tangenziale a rottura, dunque lo stato tensionale del provino è completamente determinato. Di conseguenza, non è possibile costruire il cerchio di Mohr a rottura, né il percorso di carico. I risultati della prova vengono quindi interpretati interpolando i punti a rottura ottenuti sul piano di Mohr e determinando un involucro di rottura.

## 4.2. Realizzazione dei provini

Viste le problematiche di sagomatura dei provini a partire dai campioni di mélange prelevati in sito, già descritte nel Capitolo 3, e l'impossibilità di ottenere provini cilindrici di mélange da inserire all'interno della scatola di taglio, è stato seguito un procedimento alternativo per la realizzazione dei provini stessi. A questo proposito, utilizzando la sega a nastro già citata in precedenza, sono stati prodotti 7 campioni di forma parallelepipedica irregolare, di dimensioni tali da permettere il loro inserimento all'interno dell'alloggiamento cilindrico della scatola di Casagrande. Successivamente, i campioni sono stati inseriti all'interno di un cassero in materiale polimerico avente le esatte dimensioni dell'alloggiamento della scatola di Casagrande, appositamente progettato e stampato in 3D precedentemente al presente progetto di tesi. Quindi, è stata iniettata all'interno del cassero una miscela cementizia di riempimento, in modo da ottenere un cilindro che ingloba il campione di mélange, sul quale fosse possibile eseguire la prova di taglio. Il provino ottenuto presenta infatti una fessura tra i dischi di boiaccia cementizia, lungo la quale, durante la prova di taglio, si forma la superficie di scorrimento, in modo che la resistenza al taglio sia offerta unicamente dal materiale naturale. La miscela cementizia è stata ottenuta miscelando acqua e cemento Portland 32.5 con un rapporto acqua/cemento di 0.3, in modo da ottenere una miscela abbastanza fluida da riempire tutti i vuoti tra i campioni e il cassero, ma al contempo con buone proprietà meccaniche a indurimento completato, che la rendessero perfettamente rigida durante l'esecuzione della prova.

Durante il taglio dei campioni di forma parallelepipedica, si è cercato di orientare la direzione di formazione della superficie di scorrimento con le stratificazioni naturali del materiale, legate alla sua storia geologica, che costituiscono dei piani di debolezza.

Inoltre, vista la notevole quantità d'acqua presente nella miscela cementizia, la superficie esterna dei campioni di mélange è stata impermeabilizzata mediante l'applicazione di uno strato di smalto per unghie, al fine di scongiurare la possibilità che essa fosse danneggiata a contatto con la miscela stessa. Tale prodotto è stato scelto in virtù della sua facile reperibilità e della sua capacità di impermeabilizzare il materiale naturale senza danneggiarlo. L'alcol contenuto al suo interno, infatti, ha permesso una veloce evaporazione dei liquidi.

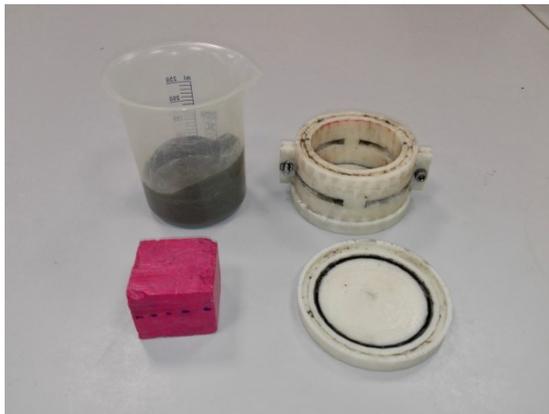
Si riporta in Figura 4.2 un riassunto delle operazioni di realizzazione dei provini.



Campione di materiale tagliato a mano



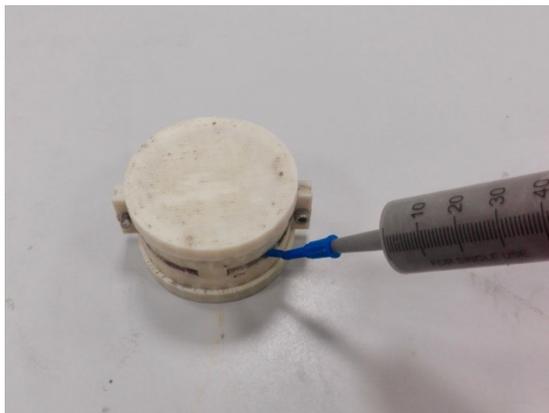
Impermeabilizzazione del campione



Preparazione della miscela cementizia e del  
cassero



Iniezione del getto di base



Iniezione del getto superiore



Scasseratura

*Figura 4.2: Fasi di realizzazione dei campioni per l'esecuzione delle prove di taglio diretto.*

### 4.3. Analisi dei risultati

I valori di sforzo normale applicato ai provini sono stati definiti in modo tale che i risultati delle prove fornissero la posizione dell'involuppo di rottura per intervalli tensionali associati a diversi gradi di non linearità. Successivamente, tali valori di tensione sono stati convertiti in forza peso da applicare ai provini, nota la loro area trasversale. Quest'ultima è stata calcolata a partire da misurazioni dei provini effettuate mediante calibro di precisione.

I risultati delle prove sono stati elaborati diagrammando la resistenza a taglio in funzione degli spostamenti orizzontali misurati dal trasduttore LVDT.

Gli andamenti della resistenza al taglio tangenziale in funzione dello scorrimento relativo delle semiscatole ottenuti dalle prove, riportati in Figura 4.3, hanno evidenziato un comportamento a taglio del materiale tipico delle argille sovraconsolidate. Infatti, l'andamento della resistenza a taglio in funzione dello spostamento orizzontale mostra un picco raggiunto in condizioni di elasticità del materiale, seguito da un brusco decadimento e, infine, da una stabilizzazione. Il superamento della resistenza massima corrisponde alla rottura a taglio del materiale e gli spostamenti orizzontali misurati successivamente corrispondono a un moto rigido tra le porzioni superiore e inferiore del provino. A tale moto il provino oppone una resistenza di tipo attritivo.

Come è possibile osservare, inoltre, le curve relative ai campioni 1, 2 e 4 hanno mostrato l'esistenza di un secondo picco, a seguito di una prima stabilizzazione. Tale comportamento, però, non descrive la reale resistenza al taglio del materiale, bensì è imputabile alla mobilitazione della resistenza della boiaccia cementizia che ingloba i provini alle estremità. Come si vedrà, infatti, le superfici di rottura dei provini hanno intersecato spesso tali zone in quanto si sono sviluppate lungo piani di debolezza naturali del materiale, non sempre paralleli alla direzione di scorrimento. Per questo motivo, gli incrementi di resistenza misurati per elevati valori dello scorrimento orizzontale non sono stati considerati nell'elaborazione dei risultati.

Inoltre, la curva del provino 6 non è stata considerata in quanto la corrispondente prova di taglio è fallita a causa di un errore nel posizionamento del bilanciere di applicazione dello sforzo normale.

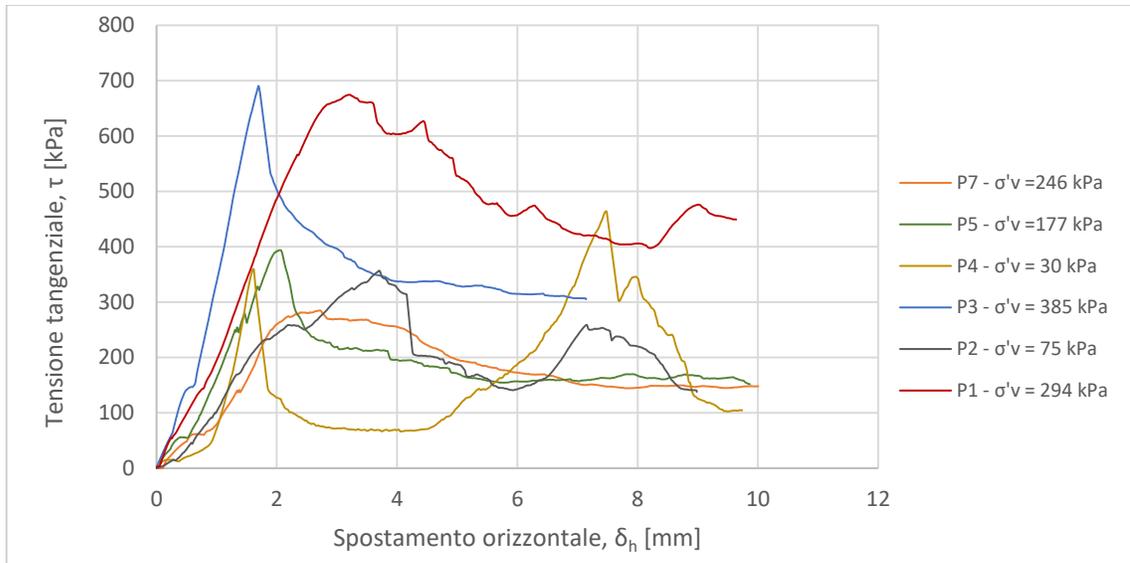


Figura 4.3: Andamenti della resistenza al taglio della matrice marnosa ottenuti dalle prove di taglio diretto.

Analizzando le superfici di rottura dei provini, di cui si riportano tre esempi in Figura 4.4 e tutte le fotografie in Allegato 3, è stato osservato che esse si sono formate sempre lungo discontinuità naturali del materiale, rappresentate dai piani di deposizione sedimentaria. Tali superfici risultavano facilmente riconoscibili in quanto del tutto simili a quelle osservate a seguito della rottura accidentale del materiale in fase di realizzazione dei provini. Inoltre, la rottura a taglio ha prodotto residui di frizione in quantità estremamente ridotte, ad indicare che non si è verificata una vera e propria rottura del materiale, bensì uno slittamento lungo un piano di discontinuità.

Queste condizioni hanno evidenziato l'estrema difficoltà di identificazione dei piani di debolezza mediante analisi del materiale compatto e dunque di posizionamento dei campioni nella scatola di taglio in modo che non si verifichi una loro intersezione con la miscela cementizia.



*Figura 4.4: Superfici di rottura dei provini 3, 4 e 5 ottenute dalle prove di taglio diretto.*

Il tipo di rottura osservato, inoltre, ha prodotto superfici di taglio non perfettamente planari e quasi mai parallele alla direzione di scorrimento delle semiscatole, rendendo particolarmente complessa l'analisi dei risultati. Fa eccezione unicamente il provino 3.

Sulla base di ciò, è necessario osservare che in queste condizioni la resistenza a taglio offerta dal materiale dipende fortemente dalla direzione di immersione del piano di rottura, dall'esistenza di un'intersezione della stessa con la le porzioni di malta, e dall'eventuale presenza di grandi asperità locali. Di conseguenza, i risultati sperimentali si sono rivelati dispersi e non hanno mostrato la marcata non linearità dell'involuppo di rottura che ci si aspettava per il materiale in esame.

Si riporta in Tabella 4.1 e Figura 4.5 un resoconto dei risultati ottenuti. Le osservazioni ivi riportate consentono di spiegare l'elevata resistenza mostrata dai provini 1 e 4, e la scarsa resistenza del provino 7. Questi tre dati risultano, infatti, i più anomali. Il provino 3, invece, sembra aver fornito i risultati più attendibili.

Tabella 4.1: Risultati delle prove di taglio diretto eseguite.

Provino	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau_p$ [kPa]	Osservazioni
1	294	675	Discontinuità naturali ortogonali alla direzione di scorrimento, superficie di rottura molto scabra ma complessivamente orizzontale
2	75	357	Rottura lungo discontinuità naturale, superficie planare molto inclinata, presenza di un'intersezione con la boiaccia cementizia
3	385	690	Rottura lungo discontinuità naturale, superficie poco scabra e orizzontale
4	30	464	Rottura lungo discontinuità naturale, superficie planare liscia molto inclinata, presenza di un'intersezione con la boiaccia cementizia
5	177	394	Rottura lungo discontinuità naturale, superficie molto scabra e variamente inclinata
6	-	-	Prova fallita
7	246	285	Rottura lungo discontinuità naturale, superficie liscia marcatamente non planare ma non influente sulla resistenza

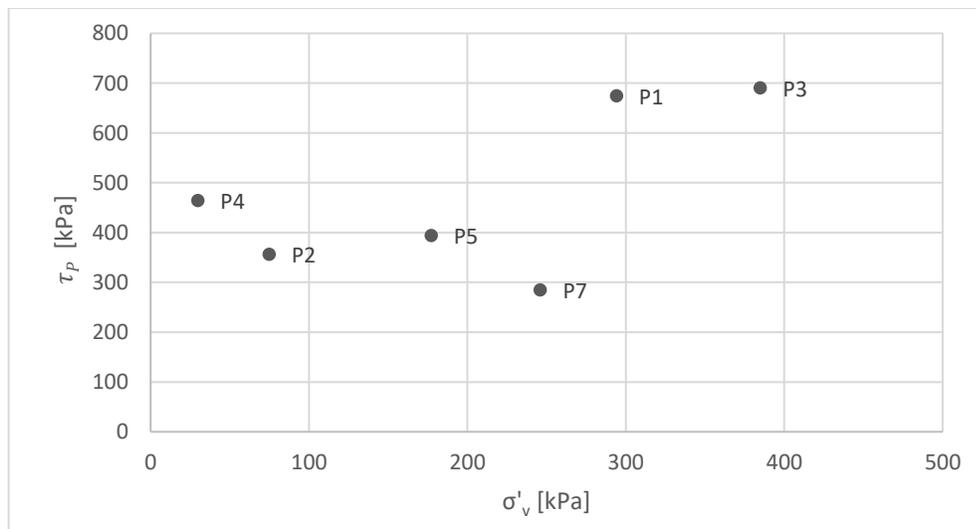


Figura 4.5: Risultati delle prove di taglio diretto sui campioni di matrice.

Sulla base dei risultati ottenuti, sono stati ricavati i parametri di resistenza al taglio del materiale, riassunti in Tabella 4.2. Come è possibile osservare, si tratta di valori notevolmente elevati, che non si ritiene forniscano una valida descrizione della resistenza del materiale. Infatti, sia l'angolo di resistenza al taglio sia la coesione risultano

significativamente superiori a quelli suggeriti in letteratura per materiali analoghi; ad esempio, Coli et al. hanno ottenuto nel 2011  $\varphi'=20^{\circ}\div 25^{\circ}$  e  $c'=50\div 100$  kPa per un mélange della Toscana.

*Tabella 4.2: Parametri di resistenza della matrice ottenuti dalle prove di taglio diretto.*

$c'$ [kPa]	290
$\varphi'$ [°]	37

Per ovviare ai problemi sopra descritti, se è pensato inizialmente di ripetere le prove di taglio su provini con superficie di taglio artificiale, ottenuta mediante segazione, al fine di determinare il valore dell'angolo di resistenza al taglio residuo del materiale. Si tratta della prassi usualmente impiegata per lo studio della resistenza residua delle discontinuità rocciose, che consente di considerare le condizioni di completa rottura delle asperità delle discontinuità. Tuttavia, tali analisi non sono state effettuate in quanto le superfici ottenute mediante segazione si presentavano perfettamente lisce e non erano rappresentative della reale rottura del materiale.

Sulla base di quanto osservato, quindi, si ritiene che i parametri di resistenza al taglio di picco del materiale in esame possano essere determinati unicamente eseguendo un elevato numero di prove e scartando i risultati associati a superfici di rottura non parallele alla direzione di scorrimento indotta dalla prova. Come si è visto, infatti, la definizione a priori dell'orientazione dei piani di debolezza del materiale risulta pressoché impossibile, a causa della natura dello stesso.

Per quanto riguarda la determinazione della resistenza residua, invece, si ritiene che potrebbero essere eseguite delle prove su provini già rotti lungo un piano di discontinuità naturale, riposizionati all'interno della scatola di Casagrande, in modo che la superficie di taglio naturale sia allineata con la direzione di scorrimento.

## 5. Prove triassiali sul materiale ricostituito

Al fine di valutare l'effetto della percentuale volumetrica dei blocchi sul comportamento meccanico di un materiale, sono state eseguite due batterie di prove triassiali: una sul materiale omogeneo e una su quello eterogeneo.

Vista l'impossibilità di creare campioni indisturbati e rappresentativi del materiale naturale in esame per eseguire prove triassiali, già discussa nei paragrafi precedenti, si è deciso di realizzare dei provini di materiale ricostituito, contenenti diverse percentuali volumetriche di blocchi lapidei, e analizzare le differenze tra le loro risposte meccaniche.

### 5.1. Cenni sulle prove triassiali

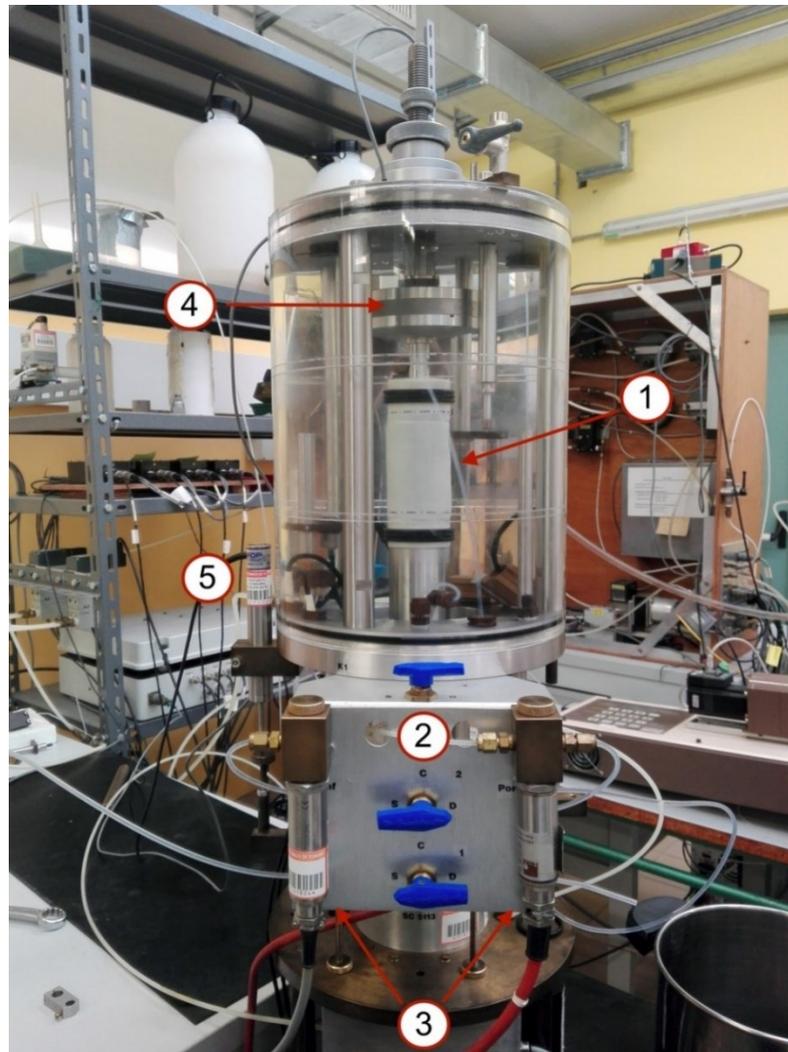
Lo scopo delle prove triassiali è la determinazione dell'evoluzione dello stato tensionale e deformativo all'interno di un provino caricato fino a rottura, in modo da poter valutare la resistenza al taglio dei terreni o delle rocce.

Durante le prove triassiali, un provino cilindrico di terreno di dimensioni standard, protetto da una sottile membrana di lattice, viene sistemato tra due basi rigide dotate di dischi porosi. Il tutto è quindi inserito in una cella cilindrica contenente un fluido in pressione (per prove su terreni si utilizza in genere acqua). Lo scopo della membrana di lattice è isolare il provino dal fluido di cella, in modo da poter valutare l'evoluzione delle pressioni interstiziali nel tempo. Il provino è quindi sottoposto a uno stato tensionale triassiale variabile nel tempo, ottenuto imponendo una pressione al fluido di cella e una velocità di avvicinamento alle sue basi, che determina l'applicazione di un carico assiale. In particolare, le prove si compongono di una prima fase di saturazione del provino,

seguita da una una fase di consolidazione a carico costante, che può avvenire in maniera isotropa o imponendo una differenza tra la pressione di cella (tensione radiale) e la tensione assiale, e successivamente da una terza fase di incremento del carico assiale fino a determinare la rottura del provino.

Quest'ultima fase viene solitamente realizzata a velocità costante di deformazione verticale.

Si riporta in Figura 5.1 una fotografia della strumentazione utilizzata presso il Laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino.



*Figura 5.1: Apparecchio per l'esecuzione delle prove triassiali. È possibile osservare il provino avvolto dalla membrana (1), i rubinetti per il controllo del drenaggio (2), i misuratori della pressione interstiziale nel provino (3), la cella di carico (4), il trasduttore LVDT (5).*

La rottura del materiale avviene, in accordo con il criterio di Mohr – Coulomb, per scorrimento lungo un piano, quando la tensione tangenziale agente all'interno del materiale supera la resistenza al taglio. Tale resistenza è definita come:

$$\tau_R = c' + \sigma' \cdot tg(\varphi') \quad (Eq.18)$$

dove:

- $\tau_R$  è la tensione tangenziale resistente;
- $c'$  è la coesione efficace del materiale;
- $\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del materiale;
- $\sigma'$  è la tensione efficace normale al piano di scorrimento.

L'equazione descritta rappresenta un involuppo degli stati tensionali a rottura lineare sul piano di Mohr, definito dai parametri  $c'$  e  $\varphi'$ , che variano in funzione del materiale in esame. La rottura si verifica nella condizione in cui lo stato tensionale efficace applicato al provino corrisponde ad un cerchio di Mohr tangente all'involuppo stesso. Tale condizione può essere raggiunta mediante prove triassiali in due diversi modi, che fanno riferimento alle condizioni estreme di drenaggio dell'acqua interstiziale contenuta all'interno del materiale:

1. condizioni drenate, con annullamento delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'applicazione dei carichi esterni, in cui si verificano sia deformazioni di volume che deformazioni di taglio;
2. condizioni non drenate, in cui la variazione di volume del provino è impedita, impedendo completamente il drenaggio dell'acqua interstiziale: le variazioni di tensioni efficaci dipendono dalle sovrappressioni interstiziali generate e sono accompagnate unicamente da deformazioni di taglio.

Come si è detto, l'applicazione dei carichi nelle prove triassiali si compone di due fasi successive: la consolidazione del provino a carico costante e la rottura del provino mediante incremento dei carichi. A seconda delle condizioni di drenaggio imposte durante l'esecuzione delle due fasi, le prove triassiali si dividono in:

- prove non consolidate-non drenate (prove UU), durante le quali viene impedito il drenaggio sia nella fase di consolidazione che in quella di applicazione del carico assiale;
- prove consolidate-non drenate (prove CU), durante le quali il drenaggio è totalmente consentito nella fase di consolidazione, ma impedito in quella di applicazione del carico assiale;
- prove consolidate-drenate (prove CD), durante le quali il drenaggio è totalmente consentito in entrambe le fasi di esecuzione.

Le tre tipologie di prova differiscono per le informazioni che sono in grado di fornire circa il comportamento meccanico dei terreni e per costi di esecuzione, dettati soprattutto dalle tempistiche richieste per la loro esecuzione. Le prove CU e CD, infatti, richiedono velocità di applicazione dei carichi inferiori a quelle consentite dalle prove UU, in quanto è necessario rispettare la velocità di filtrazione dell'acqua all'interno del materiale per evitare l'insorgenza di sovrappressioni interstiziali. Naturalmente, tale fenomeno si rivela più importante per le prove CD e per terreni a grana fine, quali le argille, che presentano valori di conducibilità idraulica estremamente bassi.

### 5.1.1. Prove TX CIU

Nel caso in esame, sono state condotte prove consolidate non drenate (CU), in quanto, vista la ridotta conducibilità idraulica del materiale analizzato, avrebbero costituito un buon compromesso tra qualità delle informazioni ottenibili circa il comportamento meccanico dei provini e tempistiche di esecuzione.

In particolare, la fase di consolidazione è stata eseguita in maniera isotropica, motivo per cui la sigla di riferimento presenta anche la lettera "I".

Durante l'esecuzione di questo tipo di prove, la fase di rottura viene condotta con i drenaggi chiusi, quindi non si ha variazione di volume e vengono misurate le pressioni interstiziali generate. Ripetendo le prove su diversi provini, consolidati a carichi diversi, è possibile determinare l'involuppo di rottura di Mohr-Coulomb e ricavarne i parametri di resistenza  $c'$  e  $\phi'$ .

L'analisi delle variazioni di pressione interstiziale misurate nel corso della fase di rottura, inoltre, permette di determinare il parametro A di Skempton. Infatti, tali variazioni sono espresse dalla relazione di Skempton (1954):

$$\delta U = B \cdot [\delta \sigma_3 + A(\delta \sigma_1 - \delta \sigma_3)] \quad (Eq. 19)$$

dove:

- $\delta U$  = variazione di pressione interstiziale causata dall'incremento di pressione totale di confinamento  $\delta \sigma_3$  e dalla tensione deviatorica ( $\delta \sigma_1 - \delta \sigma_3$ );
- A, B = parametri delle pressioni interstiziali, misurabili direttamente.

Considerando, infatti, un provino saturo, caratterizzato dalla situazione di equilibrio data da una pressione efficace isotropa  $\sigma'_0$  e da una pressione interstiziale  $U_0$  e supponendo di applicare un incremento isotropo di tensione totale pari a  $\delta \sigma_3$  si ottiene:

$$\delta U = B \cdot \delta \sigma_3 \quad ; \quad \delta \sigma_3 = \delta \sigma_1 \quad (Eq. 20)$$

Dalla misura delle pressioni interstiziali è quindi possibile calcolare il grado di saturazione del provino, che è considerata completa se il parametro B è compreso tra 0.95 e 1.

Successivamente, il parametro A è calcolabile incrementando la sola tensione assiale totale  $\delta \sigma_3$ :

$$\delta U = A \cdot \delta \sigma_1 \quad (Eq. 21)$$

Il valore assunto da tale parametro è correlato al grado di sovraconsolidazione del materiale in esame (v. Figura 5.2)

TIPO DI TERRENO	A
Argilla normalmente consolidata	0.5 ÷ 1.0
Argilla leggermente sovraconsolidata	0 ÷ 0.5
Argilla fortemente sovraconsolidata	-0.5 ÷ 0

Figura 5.2: Valori medi del coefficiente A di Skempton per alcune argille (Burghignoli, 1991).

Il tracciamento dell'involuppo di rottura può essere eseguito, assumendo che sia lineare, interpolando gli stati tensionali a rottura relativi alle prove condotte. Questa operazione può essere effettuata considerando diversi piani di riferimento. Quelli comunemente utilizzati sono il piano delle tensioni efficaci principali medie ( $s-t$ ), il piano delle tensioni efficaci principali ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e il piano degli invarianti del tensore degli sforzi ( $p'-q$ ).

### 5.1.2. Procedura operativa

Come si è detto, la prova triassiale CU si compone di tre fasi successive: saturazione, consolidazione e rottura.

La fase di saturazione viene eseguita aumentando la pressione interstiziale, così da dissolvere l'aria presente nei vuoti intergranulari. La verifica dell'avvenuta saturazione viene eseguita misurando il valore del parametro B di Skempton: valori pari a circa 0.97 indicano una saturazione pressoché totale.

In genere, la procedura operativa consiste nell'applicazione di successivi incrementi della pressione di cella e della pressione interstiziale a drenaggi aperti, intervallati da misure del parametro B a drenaggi chiusi. L'operazione di saturazione, quindi, viene generalmente eseguita in maniera ciclica fino al raggiungimento di un opportuno valore del parametro B.

Durante ogni incremento delle pressioni, la tensione efficace applicata al provino viene generalmente mantenuta costante e viene definita in funzione del materiale in esame. Nel caso di argille sovraconsolidate bassi valori della tensione efficace possono provocare rigonfiamenti che disturbano la struttura del provino, mentre nel caso di materiali teneri

elevati valori della tensione efficace possono indurre una prima consolidazione del provino. Nel caso in esame, è stata imposta una tensione efficace pari a 20 kPa.

La pressione interstiziale interna al provino viene variata mediante l'applicazione di una *back pressure*. L'utilizzo di tale pressione fa sì che lo stesso valore di tensione efficace applicato al provino possa essere ottenuto impostando diversi valori di tensione totale dall'esterno e offre alcuni vantaggi durante l'esecuzione della prova.

Innanzitutto risulta fondamentale per dissolvere l'aria presente nei vuoti interni al provino e ottenere una reale saturazione dello stesso: generalmente questa condizione richiede valori di pressione pari ad almeno 150-200 kPa.

Inoltre, consente di saturare anche i circuiti idraulici dell'apparecchiatura utilizzata per la prova, dissolvendo eventuali bolle d'aria contenute al loro interno e incrementando l'affidabilità delle misure dei trasduttori.

Infine, consente la misura delle pressioni interstiziali anche nel caso in cui queste diventino inferiori al valore iniziale durante il corso della prova: in assenza della *back pressure*, infatti, si avrebbero pressioni negative.

Naturalmente, al fine di mantenere costante la tensione efficace durante la fase di saturazione, la *back pressure* applicata viene bilanciata da opportuni valori delle tensioni totali assiale e radiale.

La consolidazione, invece, viene eseguita al fine di indurre nel provino lo stato tensionale efficace di partenza per la successiva fase di rottura. Ciò può essere fatto sia in condizioni isotrope sia anisotrope: le condizioni anisotrope descrivono in maniera più accurata lo stato tensionale in sito del terreno, ma la quasi totalità delle prove triassiali viene eseguita impiegando una consolidazione isotropa.

La procedura di consolidazione prevede l'incremento delle sole tensioni di cella rispetto all'ultimo valore applicato in fase di saturazione, mentre la *back pressure* viene generalmente mantenuta costante. L'operazione viene eseguita a drenaggi aperti.

La differenza tra la *back pressure* e la tensione totale applicata rappresenta la tensione efficace di consolidazione del provino, che viene definita caso per caso in funzione dei risultati a rottura desiderati.

La durata della fase di consolidazione dipende dalla conducibilità idraulica del materiale in esame e dalla tipologia di acceleratori di drenaggio impiegati (ad esempio, le strisce di

carta da filtro lungo la superficie laterale del provino). L'avvenuta consolidazione coincide con la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nate a seguito dell'incremento delle pressioni totali e coincide, quindi, con la stabilizzazione delle variazioni volumetriche e della pressione interstiziale. Generalmente gli andamenti di questi parametri sono valutati in funzione della radice quadrata del tempo.

Infine, la fase di rottura consiste nell'applicazione di uno sforzo deviatorico variabile nel tempo, fino a rottura. In genere la rottura viene raggiunta in condizioni di compressione per carico, aumentando la tensione assiale e mantenendo costante quella radiale. Gli incrementi di tensione assiale vengono determinati imponendo ad una delle basi del provino una velocità di deformazione verticale costante. Come si è già detto, nel caso delle prove CU, durante questa fase i drenaggi vengono mantenuti chiusi, così che le variazioni di volume del provino risultano impedito.

L'esecuzione della prova in controllo di deformazione consente lo studio del comportamento meccanico del materiale anche in condizioni post-rottura.

La deformazione assiale a termine prova viene definita sulla base dei risultati a cui si è interessati e la velocità di deformazione può essere determinata, in funzione del materiale in esame, seguendo le norme AGI.

## 5.2. Caratteristiche delle prove eseguite

Si riportano in Tabella 5.1 le caratteristiche delle prove condotte.

*Tabella 5.1: Caratteristiche delle prove TX condotte sul materiale ricostituito.*

Provino	VBP	H	D	Velocità di deformazione	Confinamento
-	[%]	[mm]	[mm]	[mm/min]	[kPa]
1	0	76.2	38.1	0.016	50
2	0	76.2	38.1	0.016	100
3	0	76.2	38.1	0.016	200
4	24.5	76.2	38.1	0.016	50
5	48.3	76.2	38.1	0.016	50

I valori di confinamento dei provini omogenei sono stati definiti in modo tale da poter ottenere tre punti a rottura sul piano degli invarianti che coprissero un intervallo tensionale sufficientemente ampio. Tali punti rappresentano infatti gli stati tensionali a rottura del materiale in tre zone con differenti non linearità dell'involuppo di rottura e l'equazione di quest'ultimo, ottenuta interpolando linearmente i punti, avrebbe permesso di valutare i parametri di resistenza sufficientemente rappresentativi del materiale. Tali parametri risultavano di particolare importanza per la calibrazione del modello numerico atto a simulare le prove triassiali condotte e sviluppato nell'ambito di un progetto di tesi parallelo a quello descritto nel presente elaborato, al fine di implementare in un codice l'influenza di VBP sul comportamento meccanico dei bimsoil.

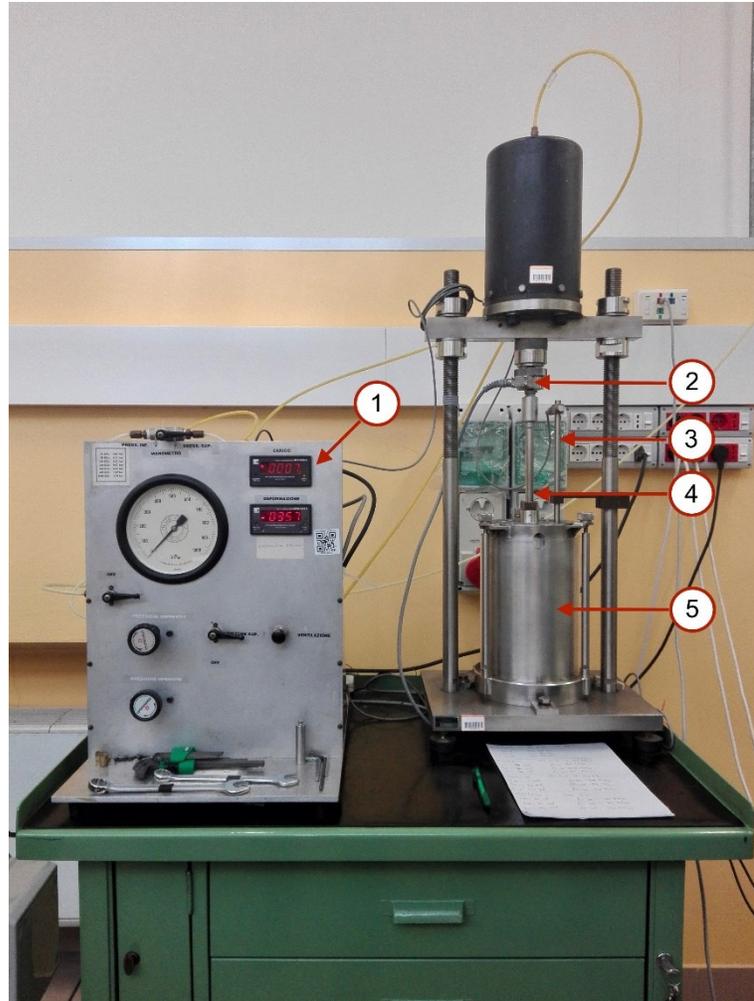
Per quanto riguarda i provini di materiale eterogeneo, invece, i valori di confinamento sono stati definiti dopo aver analizzato i risultati delle prove sul materiale omogeneo. In particolare, come verrà descritto più approfonditamente nel Paragrafo 5.4.1, si è osservato che il confinamento di 50 kPa comportava, più degli altri, lo sviluppo di una banda di taglio ben localizzata all'interno del materiale, associata a un comportamento dilatante e ad un marcato decadimento della resistenza (*softening*) nella fase post-rottura. Questi parametri sarebbero stati utili oggetti di confronto per valutare l'influenza della variazione di VBP.

### 5.3. Realizzazione dei provini

La realizzazione dei provini si è suddivisa in due fasi. La prima fase è consistita nella produzione dei provini di materiale omogeneo; nel caso in esame si è deciso di utilizzare la stessa argilla che compone la matrice del materiale naturale. A partire dai campioni di materiale eterogeneo prelevati in sito, quindi, sono stati ottenuti degli spezzoni più piccoli e questi ultimi sono stati disciolti in acqua per separare i blocchi lapidei. La fase liquida della miscela così ottenuta è stata filtrata al setaccio con apertura 75  $\mu\text{m}$  (ASTM E11) e sottoposta a cicli di asciugatura in forno e miscelatura a spatola fino all'ottenimento di una miscela argillosa omogenea con contenuto d'acqua pari all'80% circa. Tale consistenza era quella necessaria per l'inserimento del materiale in un consolidometro. Le operazioni sopra descritte, infatti, hanno eliminato del tutto la

memoria tensionale del materiale naturale e annullato l'elevata sovraconsolidazione che lo caratterizzava. Per questo motivo, la matrice argillosa è stata sottoposta a un processo di consolidazione all'interno di un consolidometro, fino ad una tensione verticale efficace di 500 kPa. La consolidazione così ottenuta non uguaglia quella subita dal materiale naturale in sito, ma rappresenta il limite massimo raggiungibile dalla strumentazione di laboratorio utilizzata.

Il consolidometro utilizzato, mostrato in Figura 5.3, consente di indurre la consolidazione di un terreno saturo mediante l'applicazione di una serie di gradini di carico. Il terreno è inserito all'interno di un cilindro cavo in acciaio (diametro = 155 mm, altezza = 235 mm), alle estremità del quale sono poste due pietre porose. La base superiore del cilindro è libera di muoversi nella direzione verticale per effetto di un carico applicato da un pistone ad aria e tutto il sistema è costantemente immerso in acqua distillata. Determinando la durata dei gradini di carico in modo tale da consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e il completo trasferimento degli sforzi alla fase solida del terreno, quest'ultimo subisce un cedimento verticale indotto dal drenaggio dell'acqua interstiziale. La definizione della durata di ciascun gradino di carico viene eseguita analizzando il grafico spostamenti verticali-tempo e assicurandosi che il comportamento mostri un andamento asintotico (corrispondente alla completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali), prima dell'applicazione del successivo incremento di carico.



*Figura 5.3: Strumentazione utilizzata per consolidare il materiale. È possibile osservare il display della cella di carico (1), la cella di carico (2), il trasduttore LVDT per la misura degli spostamenti verticali (3), il pistone di applicazione del carico (4) e il cilindro contenente il materiale (5).*

Al termine della fase di consolidazione, avvenuta imponendo al materiale 6 gradini di carico verticale (25, 50, 100, 200, 300 e 500 kPa) per una durata di 44 giorni, il materiale è stato estratto dal consolidometro per mezzo di un estrusore e da esso sono stati ricavati sei spicchi. Gli spicchi sono quindi stati paraffinati per poterli conservare mantenendone l'umidità e da tre di essi sono state ricavate, in momenti successivi, tre carote di dimensioni standard (diametro=38.1 mm, altezza=76.2 mm), poi utilizzate come provini per le prove triassiali.

Si riporta in Figura 5.4 un riassunto delle operazioni sopra descritte.



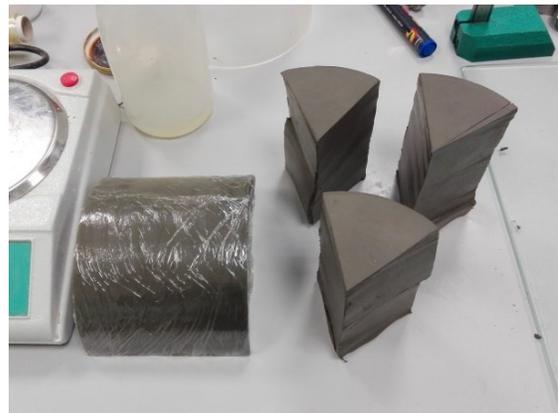
Miscela filtrata al setaccio 75  $\mu\text{m}$



Miscela asciugata in forno



Materiale consolidato estruso



Creazione degli spicchi da cui ottenere i provini



Paraffinatura degli spicchi di materiale



Creazione dei provini dagli spicchi paraffinati

*Figura 5.4: Realizzazione di provini di materiale omogeneo per le prove TX.*

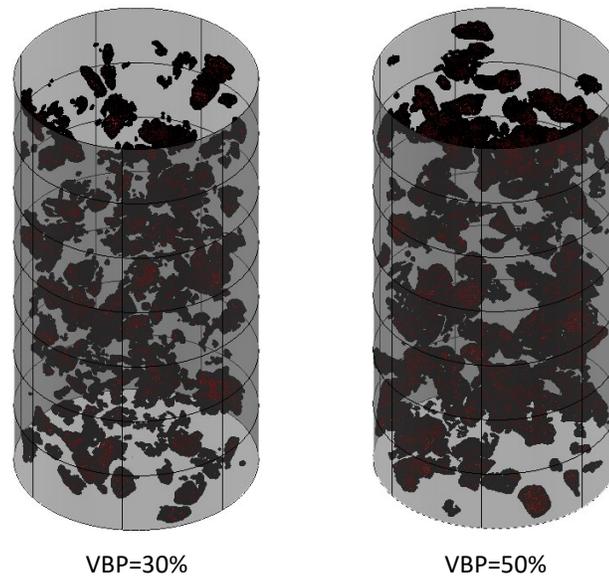
La seconda fase consiste nella produzione dei provini di materiale eterogeneo, durante la quale sono state eseguite le medesime operazioni descritte per la realizzazione dei provini di materiale omogeneo, eccezion fatta per due importanti passaggi. Innanzitutto, la miscela argillosa è stata addizionata con blocchi lapidei prima della consolidazione nel consolidometro, impiegando ghiaia da aggregato per calcestruzzo, con dimensioni comprese tra i 2 mm e i 4.75 mm mediante setacciatura ai setacci con tali aperture (ASTM E11). Per far ciò, è stata calcolata la quantità di ghiaia necessaria al raggiungimento delle percentuali volumetriche desiderate all'interno dei provini finali. Tali percentuali sono state definite a priori pari al 30% e al 50%, in modo tale da poter valutare l'effetto della presenza di blocchi per quantità appena superiori e notevolmente superiori al limite minimo di significatività della loro presenza proposto in letteratura. Tale limite è rappresentato da una percentuale volumetrica pari circa il 20%.

La percentuale volumetrica di blocchi è stata valutata sul volume finale del materiale a fine consolidazione, seguendo per tale operazione gli stessi gradini di carico e le stesse tempistiche adottati per la prima miscela, e assumendo che il cedimento dovuto alla consolidazione sarebbe stato lo stesso per le due miscele.

Al fine di ottenere dal materiale eterogeneo consolidato tre provini con VBP pari al 30% e tre con VBP pari al 50%, è stata seguita la seguente procedura:

- a) è stata creata una miscela iniziale con VBP pari al 30%, impiegata poi per riempire il cilindro del consolidometro procedendo a strati dal basso verso l'alto;
- b) è stato definito lo spessore di ciascuno strato e il numero di strati necessari al completo riempimento del consolidometro;
- c) il cilindro del consolidometro è stato diviso virtualmente in due semicilindri, contenenti ciascuno le due diverse VBP;
- d) è stata calcolata la quantità di ghiaia necessaria al raggiungimento di una VBP pari al 50% in metà cilindro e, da essa, la quantità di ghiaia da aggiungere nel semicilindro relativo a VBP=50%, per ogni strato di riempimento;
- e) è stata aggiunta la ghiaia, nelle quantità calcolate al punto precedente, per ogni strato di riempimento.

Infine, a partire dal materiale eterogeneo consolidato sono state ricavate sei carote di dimensioni idonee per le prove triassiali, successivamente paraffinate e sottoposte a tomografia a raggi x per conoscere l'esatta quantità, forma e posizione dei blocchi al loro interno. Queste informazioni sono state utili per la calibrazione del modello numerico sopra citato, atto a simulare le prove triassiali condotte. Si riporta in Figura 5.5 una vista delle mesh dei blocchi ottenute dalla tomografia.



*Figura 5.5: Viste delle mesh dei blocchi ottenute dalla tomografia. Le percentuali sono indicative e verranno verificate nel paragrafo successivo.*

Durante le operazioni di carotaggio per ottenere i provini cilindrici, sono state incontrate numerose difficoltà, dovute alla creazione di solchi nella matrice da parte dei blocchi lapidei presenti nella zona più esterna dei provini, che venivano trascinati dal carotiere. I provini ottenuti presentavano, quindi una superficie esterna irregolare, con numerose cavità. Sebbene tali cavità superficiali non compromettessero la solidità dei provini, si è deciso di colmarle a mano utilizzando porzioni di matrice derivanti dagli sfridi delle operazioni di carotaggio. Il motivo di tale scelta risiede nel fatto che le cavità avrebbero potuto alterare i risultati delle prove triassiali determinando zone preferenziali di concentrazione degli sforzi e innesco della rottura o zone di lacerazione della membrana di lattice impiegata durante le prove stesse.

Si riporta in Figura 5.6 un riassunto delle operazioni sopra descritte.



Scelta dei blocchi lapidei per la setacciatura



Pesatura dei blocchi lapidei setacciati



Riempimento del cilindro del consolidometro



Materiale eterogeneo consolidato



Risultato del carotaggio di un provino



Provino finale di materiale eterogeneo

*Figura 5.6: Fasi della realizzazione di provini di materiale eterogeneo per le prove TX.*

## 5.4. Analisi dei risultati

In questa sezione si riporta l'elaborazione dei risultati sperimentali relativi alle prove condotte. L'analisi di tali risultati ha permesso di descrivere il comportamento meccanico del materiale esaminato e l'influenza della presenza dei blocchi lapidei.

### 5.4.1. Prove TX sul materiale omogeneo

Le prove triassiali condotte sul materiale omogeneo hanno fornito risultati del tutto simili a quelli attesi. In Figura 5.7 sono mostrati i risultati, in termini di percorsi tensionali sul piano degli invarianti tensionali, delle fasi di rottura delle tre prove. Come si può osservare, i percorsi tensionali totali ed efficaci sono riportati a meno della pressione interstiziale iniziale  $u_0$ , dunque la distanza tra l'effective stress path e il total stress path di una stessa prova, valutata in direzione orizzontale, rappresenta il valore delle sovrappressioni interstiziali generatesi durante la prova stessa, in virtù del fatto che essa è stata condotta in condizioni non drenate.

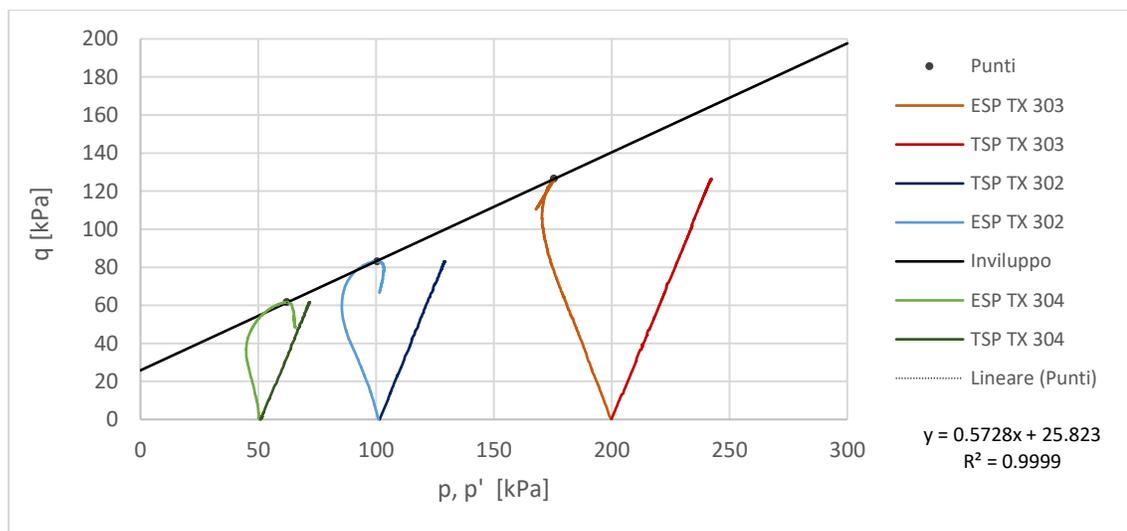


Figura 5.7: Percorsi tensionali delle tre prove triassiali sul materiale omogeneo ricostituito.

Analizzando i punti relativi agli stati tensionali a rottura dei tre provini, che corrispondono ai picchi degli effective stress path, è stato osservato che essi si dispongono quasi perfettamente su una linea retta. Determinando una retta interpolante

di tali punti, infatti, è stato ottenuto un coefficiente di determinazione ( $R^2$ ) pressoché unitario. Questa condizione ha permesso di giustificare la definizione di un criterio di rottura alla Mohr – Coulomb, che presenta una forma lineare sul piano di Mohr, delle tensioni principali e degli invarianti tensionali. A partire dall'equazione della retta interpolante, sono stati determinati i parametri di resistenza del criterio, utilizzando le relazioni che legano le equazioni dell'involuppo di rottura tracciato sul piano di Mohr e sul piano degli invarianti tensionali, riportate in Tabella 5.2. Il risultato di questa operazione è mostrato in Tabella 5.3.

Tali parametri sono risultati fondamentali per la calibrazione del citato modello numerico finalizzato a implementare in un codice l'influenza di VBP sul comportamento meccanico dei bimsoil.

Inoltre, mediante l'esecuzione di prove triassiali aggiuntive a quelle descritte nel presente elaborato, sarà possibile determinare gli involuppi di rottura del materiale eterogeneo, in funzione di VBP; il confronto dei parametri di resistenza relativi a tali involuppi consentirà di trarre importanti conclusioni sulle variazioni di resistenza indotte da variazioni di VBP.

*Tabella 5.2: Relazioni che legano le equazioni dell'involuppo di rottura tracciato sul piano di Mohr e sul piano degli invarianti tensionali.*

Equazione dell'involuppo di rottura di Mohr – Coulomb sul piano di Mohr	$\tau = c' + \sigma' \cdot tg(\varphi')$
Equazione dell'involuppo di rottura di Mohr – Coulomb sul piano degli invarianti	$q = \bar{q} + m \cdot p'$
Legame tra m e $\varphi'$	$m = \frac{6 \cdot \sin(\varphi')}{3 - \sin(\varphi')}$
Legame tra $\bar{q}$ e $c'$	$\bar{q} = \frac{6 \cdot c' \cdot \cos(\varphi')}{3 - \sin(\varphi')}$

*Tabella 5.3: Parametri di resistenza del criterio di rottura assunto per il materiale omogeneo ricostituito.*

$\varphi'$ [°]	15
$c'$ [kPa]	12

Come è possibile osservare in Figura 5.8, i provini consolidati a 50 e 100 kPa hanno mostrato un'evidente superficie di taglio, lungo la quale è avvenuta la rottura e il moto

relativo delle porzioni superiore ed inferiore del provino. Tale superficie, in accordo con il criterio di rottura di Mohr – Coulomb, rappresenta il piano di massima ubiquità dello sforzo, lungo il quale, cioè, il materiale è sottoposto a uno stato tensionale che, se rappresentato su piano di Mohr, risulta tangente all’inviluppo di rottura lineare. È possibile dimostrare che l’inclinazione teorica di questo piano rispetto all’orizzontale è pari a  $45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$ , ossia, nel caso in esame,  $52.5^\circ$ . Analizzando i provini, si è osservato che la superficie di taglio ha assunto una forma pressoché lineare, con un’inclinazione molto prossima a quella teorica, a conferma della validità dei risultati delle prove e dell’inviluppo di rottura assunto per il materiale.

Il campione 3, invece, consolidato alla tensione di 200 kPa, ha mostrato una rottura con deformazione “a botte”, in cui la superficie di rottura non risulta ben definita nella forma di una banda di taglio. Questa differenza trova spiegazione nel fatto che elevati confinamenti radiali non consentono l’unione delle microfratture che si formano all’interno del materiale, dunque la localizzazione della banda di taglio è impedita e il provino subisce una rottura diffusa.

Nel caso di bassi confinamenti, invece, la banda di taglio risulta ben localizzata e divide il provino in due porzioni, le quali, dopo la rottura, si muovono di moto relativo. Durante questa fase, lungo la superficie di rottura si innescano un drenaggio dell’acqua interstiziale, per cui localmente il materiale non si trova in condizioni perfettamente non drenate, ed il decadimento della resistenza del materiale, che ne induce un comportamento di tipo rammollente.

La mancata localizzazione della banda di taglio, quindi, si associa generalmente all’assenza della dissipazione locale delle sovrappressioni interstiziali e del decadimento della resistenza nella fase post-rottura. I provini sottoposti a prove con elevati confinamenti, infatti, mostrano in genere un comportamento elastico - perfettamente plastico, come confermato dai risultati delle prove condotte.



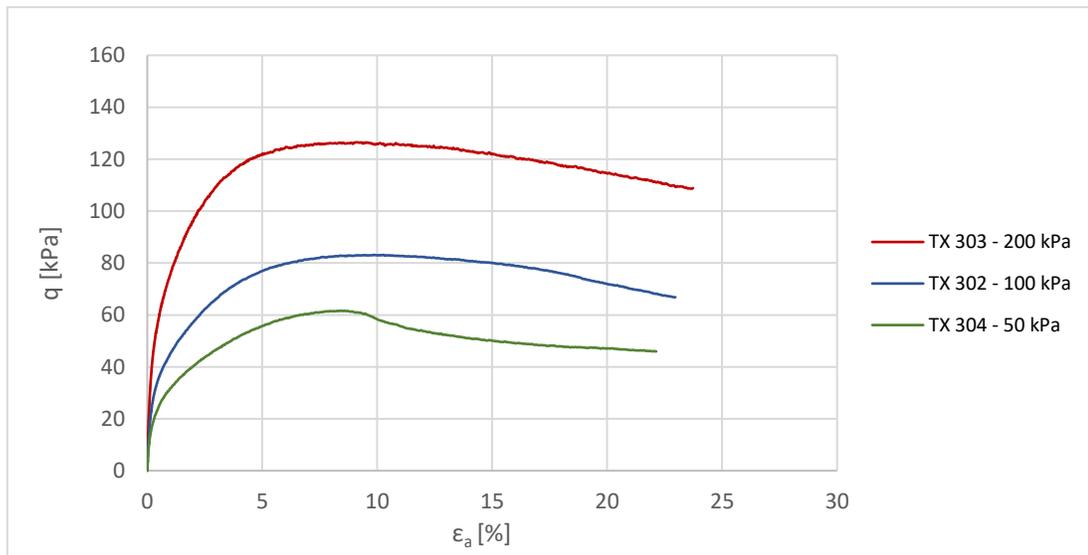
$\sigma_r = 50 \text{ kPa} - \alpha = 53^\circ$

$\sigma_r = 100 \text{ kPa} - \alpha = 54^\circ$

$\sigma_r = 200 \text{ kPa}$

*Figura 5.8: Aspetto dei provini alla fine delle prove triassiali. È indicata la pendenza media della superficie di rottura dei provini confinati a 50 e 100 kPa.*

Si riportano in Figura 5.9 e Figura 5.10 gli andamenti dello sforzo deviatorico ( $q$ ) e della sovrappressione interstiziale ( $\Delta u$ ) in funzione della deformazione assiale per le tre prove.



*Figura 5.9: Andamento dello sforzo deviatorico in funzione della deformazione assiale durante le tre prove triassiali.*

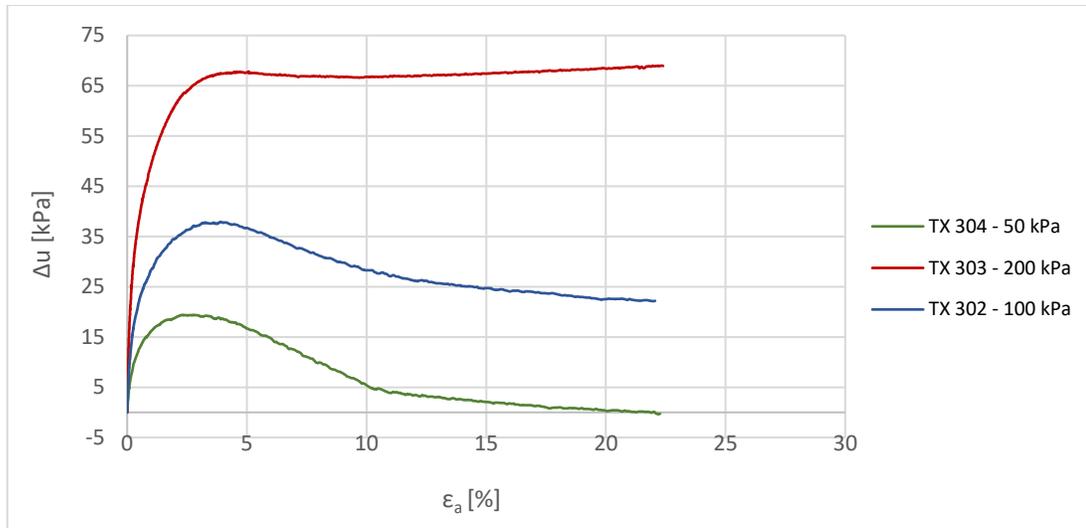


Figura 5.10: Andamento della sovrappressione interstiziale in funzione della deformazione assiale durante le tre prove triassiali.

Analizzando tali grafici, è possibile osservare gli effetti della variazione di confinamento radiale su resistenza, deformabilità e dilatanza dei provini. In particolare, quest'ultimo parametro è descritto dall'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali interne al provino. Come era lecito aspettarsi, il provino consolidato a 50 kPa ha mostrato un comportamento maggiormente dilatante rispetto agli altri due, sebbene non marcato quanto ci si aspettava in relazione al suo grado di sovraconsolidazione (OCR), che risulta pari a 10. Infatti, i provini molto sovraconsolidati, caratterizzati da un OCR maggiore o uguale a 4, mostrano generalmente l'insorgenza di sovrappressioni elevate e quasi esclusivamente negative.

Si ritiene che la differenza tra questo comportamento e quello mostrato dai provini sia legata al ridotto valore dell'angolo di resistenza al taglio del materiale, pari a 15°, che potrebbe averne attenuato la dilatanza. Infatti, si ritiene che la bassa resistenza allo scorrimento offerta dal materiale abbia limitato la tendenza delle particelle interne allo scavalcameto reciproco, riducendo le deformazioni volumetriche di espansione.

Durante l'elaborazione dei risultati, è necessario osservare che le misurazioni corrispondenti ad elevati livelli deformativi devono essere trattate in modo critico, in quanto il loro valore può essere influenzato da fenomeni difficilmente valutabili che si

verificano all'interno dei provini, violando le principali ipotesi alla base dell'interpretazione dei risultati delle prove.

In primo luogo, infatti, i valori di tensione assiale sul provino vengono valutati dall'apparecchiatura di acquisizione dati in funzione del tempo, dividendo la forza registrata dalla cella di carico per la superficie della sezione trasversale corrente. Tuttavia, tale superficie viene valutata immaginando che la forma del provino rimanga perfettamente cilindrica durante la prova e imponendo la condizione di conservazione del volume per valutare il raggio equivalente al variare della deformazione assiale. Questa assunzione può produrre significativi errori a seguito della localizzazione della superficie di taglio o di una deformazione "a botte" del provino.

In secondo luogo, inoltre, occorre osservare che successivamente alla localizzazione della banda di taglio lo stato tensionale interno al provino non può essere supposto come uniforme.

Infine, risulta importante considerare che generalmente la netta localizzazione della superficie di taglio induce un drenaggio locale all'interno del provino, rendendo, di fatto, la prova localmente drenata; per questo motivo non è corretto assumere che le sovrappressioni interstiziali valutate dal macchinario siano esattamente corrette e rappresentative dell'intero provino.

Considerando le criticità descritte, è stato possibile osservare che il decadimento della resistenza dopo la rottura mostrato dai provini confinati a 100 e 200 kPa non è realmente descrittivo del comportamento meccanico del materiale. Valutando, infatti, l'andamento delle forze registrate dalla cella di carico in funzione della deformazione assiale dei provini, si è osservato un decadimento significativamente meno marcato e confrontabile con la precisione di misura della cella stessa. In particolare, l'apparecchiatura impiegata per l'esecuzione delle prove è dotata di una cella di carico ad immersione, in grado di misurare una forza deviatorica esercitata dal provino tramite la misura della variazione di un segnale elettrico indotta dalla deformazione di un suo componente interno. Sulla base dei risultati ottenuti, si ritiene che il comportamento di tali provini sia di tipo elastico - perfettamente plastico. Si riportano in Figura 5.11 gli andamenti descritti.

Per quanto riguarda il provino confinato a 50 kPa, invece, è stato possibile confermarne un comportamento rammollente, che però si ritiene sia meno marcato di quello descritto dall'andamento dello sforzo deviatorico.

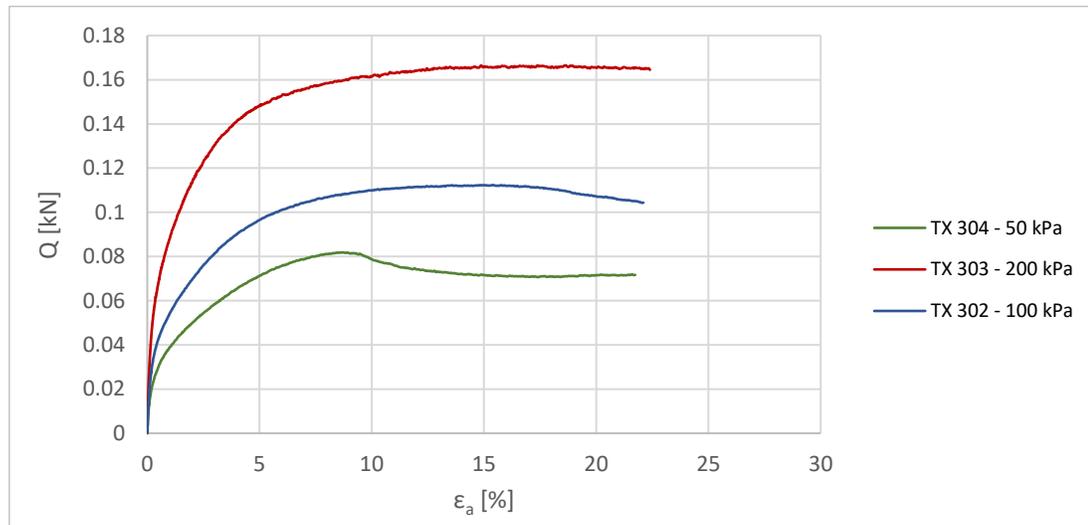


Figura 5.11: Andamento della forza deviatorica durante le prove triassiali sul materiale omogeneo.

L'andamento delle sovrappressioni interstiziali durante una prova consolidata non drenata risulta del tutto simile a quello che si otterrebbe in termini di deformazioni volumetriche nella medesima prova, eseguita in condizioni drenate. Per questo motivo, tale andamento descrive il grado di dilatanza del materiale e, quindi, la sua sovraconsolidazione rispetto al confinamento applicato.

Nel caso in esame, in particolare, nessun provino ha mostrato un comportamento marcatamente dilatante, infatti le sovrappressioni interstiziali non assumono valori negativi. Cionondimeno, i provini confinati a 50 e 100 kPa mostrano una tendenza alla dilatazione volumetrica a seguito dello snervamento, rappresentata dalla diminuzione delle sovrappressioni per deformazioni assiali superiori al 4%. Al contrario, il campione consolidato a 200 kPa mostra un comportamento prettamente contraente, per cui le sovrappressioni crescono fino a stabilizzarsi su un valore asintotico; la leggera crescita mostrata dai grafici per elevati livelli deformativi è da considerarsi una deriva strumentale.

Sulla base di queste considerazioni, nonostante il valore di consolidazione applicata ai provini mediante il consolidometro sia notevolmente maggiore dei confinamenti impiegati nelle prove triassiali, i provini confinati a 100 e 200 kPa hanno mostrato un comportamento simile a quello che generalmente caratterizza i materiali normal-consolidati, mentre quello confinato a 50 kPa sembrerebbe essersi rivelato leggermente sovraconsolidato.

Questa osservazione trova conferma nei valori del parametro A di Skempton valutato per le tre prove, riportati in Tabella 5.4.

*Tabella 5.4: Valori di A misurati per le prove triassiali sul materiale omogeneo.*

Provino	$\sigma_r$ [kPa]	A [-]
TX_302	100	0.335
TX_303	200	0.527
Tx_304	50	0.147

In realtà, si ritiene che queste considerazioni non siano propriamente corrette e che il grado di sovraconsolidazione dei provini sia maggiore di quello apparente. Come si è già detto, infatti, si ritiene che il ridotto valore dell'angolo di resistenza al taglio del materiale ne abbia attenuato la dilatanza e che, come testimoniato anche dalla marcata decrescita delle sovrappressioni interstiziali, i valori del grado di sovraconsolidazione dei provini possano essere assunti, in prima battuta, come riportato in Tabella 5.5. I valori sono ottenuti dividendo la tensione di consolidazione applicata dal consolidometro per la tensione di confinamento imposta durante le prove TX.

*Tabella 5.5: Valori del grado di sovraconsolidazione dei provini di materiale omogeneo*

Provino	$\sigma_r$ [kPa]	OCR [-]	Descrizione
TX_302	100	2.5	Sovraconsolidato
TX_303	200	5	Molto sovraconsolidato
Tx_304	50	10	Fortemente sovraconsolidato

Per quanto riguarda la deformabilità del materiale, poi, si osserva che essa diminuisce all'aumentare del confinamento radiale, come è lecito aspettarsi.

Analizzando gli stessi grafici, inoltre, è possibile osservare che le deformazioni assiali a rottura dei tre provini assumono valori del tutto confrontabili, pari a circa il 9%, e le curve  $q-\varepsilon_a$  mostrano un andamento marcatamente non lineare nel ramo pre-picco. Quest'ultima osservazione, che indica la variabilità della rigidità elastica del materiale in funzione dello stato deformativo, assume particolare importanza nell'analisi dei risultati delle prove.

Innanzitutto, infatti, è risultata fondamentale per la calibrazione del modello numerico atto a simulare le prove triassiali condotte, dimostrando l'esigenza di impiegare un legame costitutivo elastico non lineare per descrivere il comportamento meccanico della matrice argillosa nella fase pre-rottura. Nel dettaglio, è stato impiegato il modello iperbolico di Duncan & Chang (1970), i cui parametri possono essere stimati a partire dai dati sperimentali delle prove triassiali.

In secondo luogo, ha costituito un importante parametro di confronto tra i comportamenti meccanici del materiale omogeneo e di quello eterogeneo, come si vedrà nel paragrafo successivo.

Le prove TX CIU consentono la determinazione del modulo di deformabilità non drenato come pendenza della curva sforzo deviatorico - deformazione assiale ( $q-\varepsilon_a$ ); questo parametro poi, può essere convertito nel modulo di deformabilità in condizioni drenate in funzione del coefficiente di Poisson, sfruttando la teoria dell'elasticità. Risulta infatti:

$$E_u = \frac{q}{\varepsilon_a} \quad ; \quad E = \frac{2}{3} \cdot E_u \cdot (1 + \nu) \quad (Eq. 22)$$

Come si è detto, il modulo di deformabilità dei tre provini risulta variabile in funzione dello stato deformativo; sono stati valutati i valori del modulo tangente iniziale, relativo all'intervallo di deformazione assiale [0%; 0.1%], secante in corrispondenza di uno sforzo deviatorico pari a metà dello sforzo deviatorico a rottura e secante in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 9% (resistenza massima). Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.25. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5.6.

Come è possibile osservare, a causa della marcata non linearità del comportamento tenso-deformativo mostrato dai provini e della difficoltà di individuazione di un tratto perfettamente elastico dello stesso, i moduli di deformabilità ottenuti non sono da considerarsi proprietà del materiale in esame, bensì verranno utilizzati come termini di confronto per l'analisi dell'influenza dei blocchi lapidei sul comportamento meccanico descritta nel paragrafo successivo. Risulta evidente, infatti, che le curve riportate in Figura 5.9 non mostrano l'andamento teorico atteso, in cui i rami elastici si sovrappongono, ma rigidezza del materiale è influenzata dal confinamento.

*Tabella 5.6: Moduli di deformabilità ottenuti dalle prove triassiali sul materiale omogeneo.*

Prova	$\sigma'_{rad}$	$E_{0.1\%}$	$E_{0.5}$	$E_{9\%}$
-	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
TX 302	100	14.5	4.4	0.7
TX 303	200	22.4	8.8	1.2
TX 304	50	9.8	2.8	0.6

#### 5.4.2. Prove TX sul materiale eterogeneo

Al fine di poter analizzare correttamente i risultati delle prove sul materiale eterogeneo, sono state valutate innanzitutto le reali percentuali volumetriche dei blocchi dei provini testati. Per far ciò, i provini sono stati distrutti ed è stato misurato il volume dei blocchi lapidei al loro interno. In particolare, a prove concluse, i provini sono stati immersi in acqua al fine di disciogliere completamente la matrice argillosa, quindi, la miscela ottenuta è stata filtrata e i blocchi recuperati sono stati lavati e asciugati. Infine, è stata misurata, mediante bilancia di precisione, la massa di acqua distillata trascinata da un contenitore colmo fino all'orlo, per effetto dell'inserimento al suo interno dei blocchi lapidei; la massa misurata è stata poi convertita in volume.

Questa procedura è stata utilizzata in quanto le misurazioni effettuate sulle mesh ottenute tramite tomografia non sono risultate attendibili, a causa di alcuni errori di discretizzazione. Alcune zone delle mesh, infatti, presentavano compenetrazioni tra

blocchi vicini e superfici non chiuse; si ritiene che questi errori siano dovuti a una non uniforme distribuzione delle densità dei blocchi.

I risultati di queste operazioni sono riportati in Tabella 5.7.

Tabella 5.7: Valori reali di VBP misurati per i provini di materiale eterogeneo.

Provino	VBP
-	[%]
4	24.5
5	47.2

Nel seguito, le percentuali volumetriche ottenute verranno indicate come 25% e 50%.

Le prove eseguite hanno fornito gli *stress path* riportati in Figura 5.12. Confrontando tali risultati con quelli forniti dalle prove sul materiale omogeneo, in particolar modo dalla prova con confinamento pari a 50 kPa, è stato possibile avanzare importanti considerazioni circa l'influenza dei blocchi sul comportamento meccanico del bimsoil.

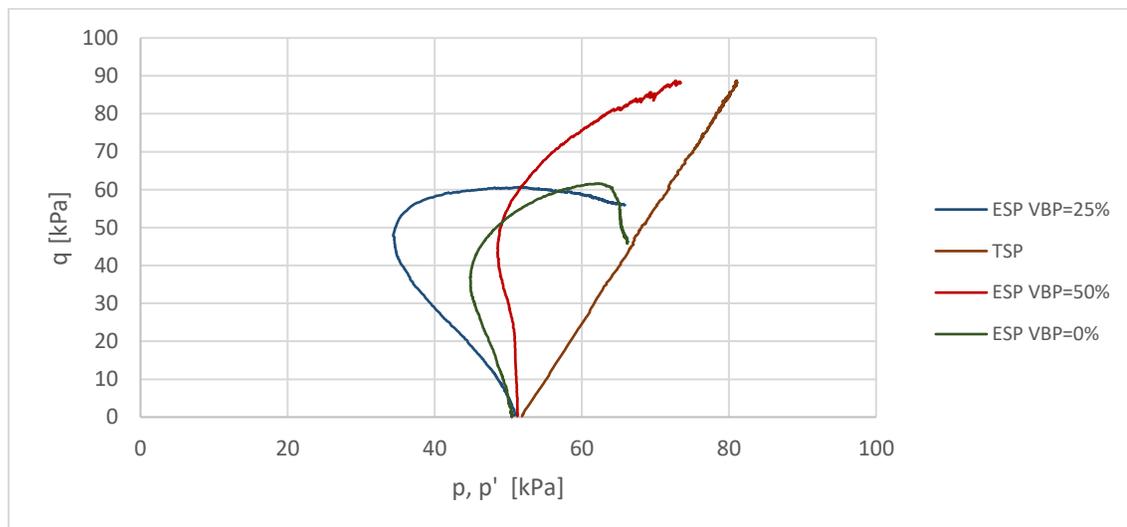


Figura 5.12: Variazione degli effective stress path delle prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP.

Come è possibile osservare in Figura 5.12, la presenza dei blocchi lapidei nella percentuale volumetrica del 25% non ha determinato incrementi della resistenza ultima rispetto al materiale omogeneo, mentre ha indotto significative differenze nello sviluppo

delle sovrappressioni interstiziali. Infatti, tali sovrappressioni, che coincidono, a meno della pressione interstiziale iniziale, con la distanza in direzione orizzontale tra il *total stress path* e l'*effective stress path*, risultano notevolmente maggiori nel caso del provino eterogeneo e caratterizzate da un decadimento meno brusco dopo lo snervamento.

Al contrario, il provino con VBP pari al 50% ha mostrato significativi incrementi di resistenza e una riduzione delle sovrappressioni interstiziali.

Si riportano in Figura 5.13 gli andamenti delle sovrappressioni interstiziali all'interno dei tre provini sottoposti a prova con confinamento pari a 50 kPa.

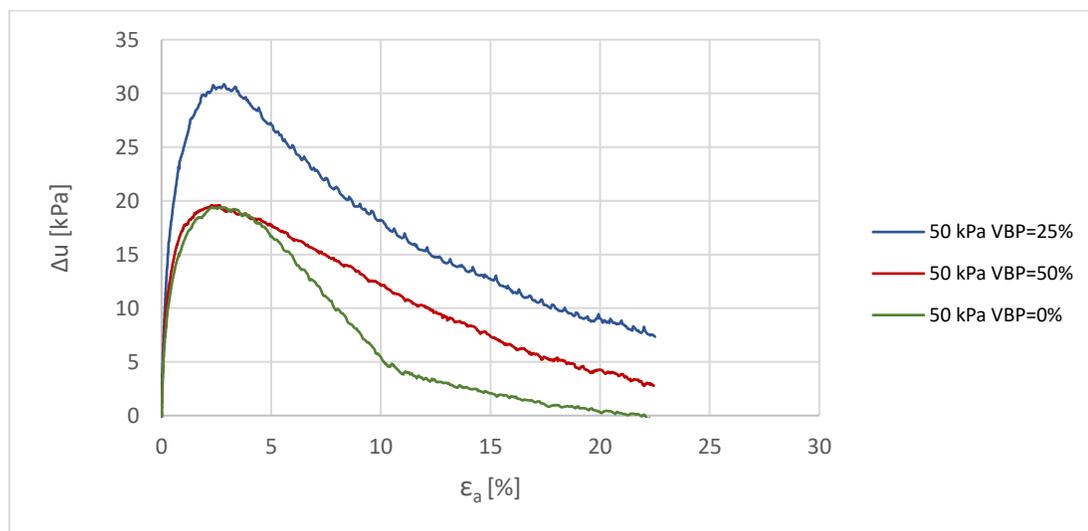


Figura 5.13: Variazione delle sovrappressioni interstiziali durante le prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP.

Si ritiene che le differenze descritte siano causate da una differenza nel grado di sovraconsolidazione della matrice argillosa tra i due provini di materiale eterogeneo. Infatti, sebbene la consolidazione del materiale eterogeneo sia stata indotta ugualmente al caso omogeneo, è possibile che il posizionamento asimmetrico dei blocchi all'interno del cilindro del consolidometro abbia causato una differenza di rigidità del materiale ivi contenuto, che ha portato una metà del cilindro a consolidarsi maggiormente dell'altra. In particolare, il semi-cilindro con VBP pari al 50% si sarebbe caricato maggiormente e avrebbe subito una consolidazione leggermente maggiore.

Si tratta di un'ipotesi difficilmente verificabile, che però risulta coerente con la risposta meccanica dei provini. Il provino con VBP=25%, infatti, ha mostrato un comportamento

più simile a quello dei terreni leggermente sovraconsolidati, caratterizzato da più elevate sovrappressioni interstiziali positive.

Analizzando i risultati ottenuti, inoltre, è possibile osservare che i provini di materiale eterogeneo hanno mostrato velocità di diminuzione delle sovrappressioni interstiziali inferiori rispetto al caso omogeneo. Questa differenza si ripercuote sull'andamento del grafico sforzo deviatorico – deformazione assiale, riportato in Figura 5.14. Tale grafico evidenzia, infatti, sostanziali differenze tra i comportamenti meccanici dei tre provini.

In particolare, il provino con VBP pari al 25% è giunto a rottura in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 9% e uno sforzo deviatorico pari a 60.7 kPa: si tratta di risultati del tutto confrontabili con quelli registrati dalla prova sul provino omogeneo. Le principali differenze nella risposta meccanica sono rappresentate dalla maggiore rigidità in condizioni pre-rottura e dalla pressoché nulla diminuzione della resistenza dopo la rottura. Il grafico, infatti, descrive un comportamento elastico-perfettamente plastico. La presenza dei blocchi lapidei, quindi, ha determinato una riduzione del carattere dilatante e rammollente della matrice argillosa, rendendo il suo comportamento meccanico più simile a quello delle argille normal-consolidate. Questa condizione risulta coerente con le osservazioni circa l'influenza di VBP sullo sviluppo delle superfici di rottura nei provini di materiale eterogeneo.

Il provino con VBP pari al 25%, infatti, ha mostrato una banda di taglio meno netta rispetto al caso omogeneo e non perfettamente planare (v. Figura 5.15): la presenza dei blocchi lapidei ne ha indotto la curvatura e ha aumentato la resistenza allo scorrimento lungo di essa, consentendo al materiale di conservare una resistenza residua post-rottura pressoché uguale a quella di picco. La deformazione complessiva del provino, infatti, non risulta caratterizzata da un moto rigido delle sue porzioni superiore ed inferiore a seguito della rottura, come si era osservato nel caso del materiale omogeneo.

Il provino con VBP pari al 50%, invece, ha mostrato un significativo incremento della resistenza ultima, che ha raggiunto i 91 kPa in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 21% circa. L'andamento della resistenza è quindi risultato crescente quasi per tutta la durata della prova, similmente a quanto avviene per i materiali incrudenti.

Tale comportamento risulta coerente con la rottura osservata, che non è stata caratterizzata dalla localizzazione di una superficie di taglio, bensì è avvenuta in maniera diffusa all'interno del provino (v. Figura 5.16). Coerentemente con quanto osservato per il provino di materiale omogeneo confinato a 200 kPa, questa condizione ha permesso lo sviluppo di una maggiore resistenza e duttilità.

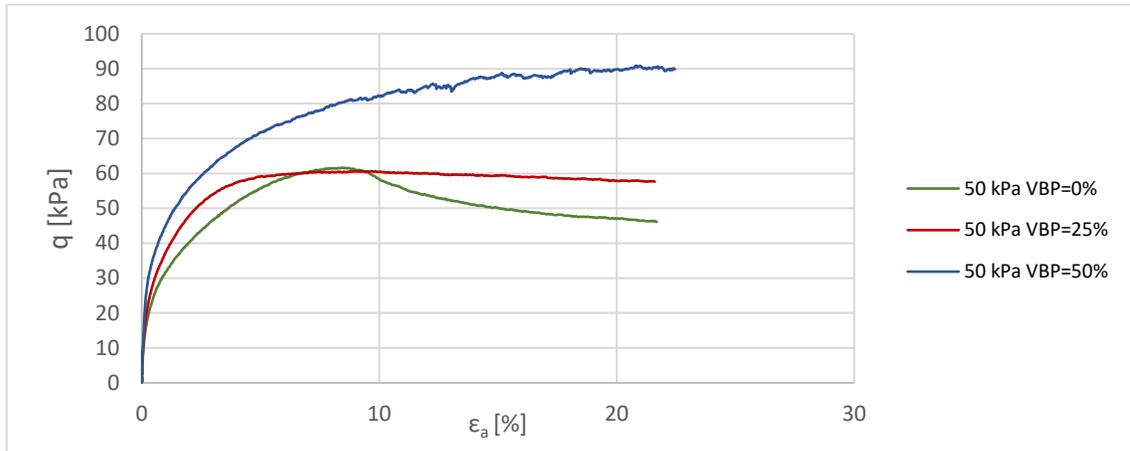


Figura 5.14: Variazione dello sforzo deviatorico durante le prove triassiali consolidate a 50 kPa in funzione di VBP.



Figura 5.15: Aspetto del provino con VBP=25% alla fine della prova triassiale. È possibile osservare la deviazione della superficie di rottura per effetto della presenza dei blocchi.



*Figura 5.16: Aspetto del provino con VBP=50% alla fine della prova triassiale. Non si rileva una localizzazione della superficie di taglio in quanto la rottura è avvenuta in maniera diffusa.*

Per quanto riguarda la rigidità, la presenza dei blocchi lapidei ha determinato significativi incrementi per entrambi i provini, descritti dalla maggior pendenza del grafico  $q-\epsilon_a$ , rispetto al caso omogeneo. In particolare, l'irrigidimento è osservabile a parità di livello deformativo, mentre valutando il modulo di deformabilità in corrispondenza di un fissato livello tensionale si osserva un andamento inverso. La presenza dei blocchi, infatti, ha determinato un incremento della deformazione a rottura. Si riportano in Tabella 5.8 i valori del modulo tangente iniziale, relativo all'intervallo di deformazione assiale [0%; 0.1%], secante in corrispondenza di uno sforzo deviatorico pari a metà dello sforzo deviatorico a rottura e secante in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 9% (deformazione a rottura del materiale omogeneo). Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.25.

Come per il materiale omogeneo, si ritiene importante osservare che i moduli di deformabilità ottenuti non sono da considerarsi proprietà del materiale in esame, bensì sono utilizzati unicamente come termini di confronto per l'analisi dell'influenza dei blocchi lapidei sul comportamento meccanico.

Tabella 5.8: Moduli di deformabilità ottenuti dalle prove triassiali sul materiale omogeneo.

Prova	VBP	$\sigma'_{rad}$	$E_{0.1\%}$	$E_{0.5}$	$E_{9\%}$
-	[%]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
TX 304	0	50	9.8	2.8	0.6
TX 306	25	50	11.6	4.4	0.6
TX 310	50	50	14.3	3.7	0.8

Infine, è stato osservato un particolare effetto della presenza dei blocchi legato all'isotropia del materiale. Infatti, un provino di materiale omogeneo elastico e isotropo sottoposto a prova TX CIU mostrerebbe un *effective stress path* verticale sul piano degli invarianti fino a rottura, che coincide con l'intersezione con l'involuppo di rottura. Nella realtà, però, i materiali non sono perfettamente isotropi e mostrano *effective stress path* con inclinazioni crescenti al crescere della loro anisotropia. I risultati dei provini di materiale omogeneo, ad esempio, risultano coerenti con questa condizione, a causa dei diversi livelli di anisotropia degli sforzi a cui sono soggetti.

In virtù di queste osservazioni, risulta che, rispetto al caso di materiale omogeneo, la presenza di blocchi lapidei abbia aumentato l'anisotropia nel caso di VBP pari al 25%, mentre l'abbia ridotta nel caso di VBP pari al 50%. In effetti, lo stress path del provino von VBP=50% appare vicino alla verticale.

Queste osservazioni sollevano un quesito circa l'influenza della percentuale volumetrica dei blocchi sull'anisotropia dei bimsoil, che si ritiene possa essere un interessante oggetto di studi per la prosecuzione della ricerca sul comportamento meccanico delle formazioni complesse con struttura a blocco in matrice.

In conclusione, i risultati ottenuti hanno evidenziato un aumento della resistenza meccanica e della rigidezza del materiale all'aumentare di VBP e una sostanziale variazione del comportamento meccanico a rottura.

## 6. Incertezza nella determinazione di VBP in sito

Vista l'influenza di VBP sul comportamento meccanico del materiale in esame, evidenziata dai risultati dell'attività sperimentale condotta, sono state eseguite alcune analisi probabilistiche per studiare l'incertezza associata alle operazioni di determinazione di tale parametro in sito. La percentuale volumetrica dei blocchi, infatti, viene generalmente definita in fase progettuale interpretando i risultati di sondaggi geognostici lineari o areali, ma, in virtù delle criticità già descritte nel primo capitolo, questa pratica determina spesso errori significativi.

In particolare, sono state seguite le linee guida definite da Medley (2001) durante i suoi studi sul *Franciscan Mélange*, descritte nei capitoli precedenti.

### 6.1. Analisi probabilistiche sull'impiego di sondaggi lineari

Le analisi descritte in questo capitolo sono state condotte su 10 campioni ottenuti tagliando un blocco di bimrock prelevato manualmente in sito precedentemente al presente progetto di tesi. In particolare, sono stati considerati tre campioni di forma parallelepipedica con dimensioni di circa 8x4x4 cm e sei sottili fette di forma variabile. È stata scattata una fotografia di ogni faccia dei campioni e sono stati determinati i valori di VBP di ciascun campione. Per fare ciò, è stata seguita la procedura utilizzata da Lindquist e Goodman (1994) per i campioni di *mélange* recuperati nel caso studio della diga di Scott in California. In primo luogo, è stato determinato il peso a secco di ciascun campione, quindi i campioni sono stati immersi in acqua e lasciati in ammollo per ammorbidire la matrice argillosa. Ciò ha consentito la separazione tra matrice e blocchi.

Come descritto da Medley, i clasti possono essere considerati come blocchi se la loro dimensione è compresa tra 5%  $L_c$  e 75%  $L_c$ , dove  $L_c$  è la lunghezza caratteristica del problema, pari, nel caso in esame, alla radice quadrata della superficie analizzata ( $\sqrt{A}$ ). Tale superficie, in accordo con Medley (1999), è stata considerata uguale all'area fotografata per le fette sottili e alla superficie trasversale media per i campioni di forma parallelepipedica. Questi ultimi, infatti, erano i provini di laboratorio impiegati per le prove di compressione monoassiale. I limiti dimensionali sopra citati dovrebbero coincidere con la dimensione delle maglie dei setacci da utilizzare per separare la matrice dai blocchi. Tuttavia, non disponendo di setacci con dimensioni uguali ai limiti definiti, sono stati scelti quelli a loro più vicini. Nel dettaglio, sono stati scelti i setacci con apertura 2 mm per il limite inferiore e 76.2 mm per quello superiore.

Dopo il processo di setacciatura, sono stati ottenuti il peso a secco dei blocchi e della matrice per ciascun campione. Infine, seguendo la prassi generalmente adottata negli studi disponibili in letteratura su materiali analoghi a quello in esame, la VBP di ogni campione è stata calcolata rapportando la massa dei blocchi a quella totale dei provini, ipotizzando, quindi, che la percentuale volumetrica dei blocchi coincidesse con la percentuale in massa (MBP). Quest'ultima, infatti, risulta generalmente di più semplice determinazione rispetto a VBP, soprattutto nel caso di campioni di forma irregolare per cui risulta complesso valutare il volume totale (ad esempio, il calcolo del volume basato sulla misura dell'innalzamento dell'acqua in cui vengono immersi i campioni non costituisce un metodo affidabile a causa del danneggiamento degli stessi legato alla dissoluzione). In questo caso, oltre ai tre provini di forma pseudo-regolare già descritti nel Paragrafo 3.1.2, sono stati impiegati spezzoni di forma irregolare, dunque si è scelto di adottare per tutti i campioni lo stesso metodo di misura di VBP. Cionondimeno, avendo a disposizione i valori di VBP dei provini per le prove di compressione monoassiale calcolati in modo più rigoroso nel Paragrafo 3.1.2.2, è stato effettuato un confronto al fine di valutare l'errore commesso assumendo che questi coincidessero con le MBP.

Si riportano in Tabella 6.1 i risultati di questa operazione; come è possibile osservare, le differenze tra i valori di MBP e VBP risultano, nel caso in esame, trascurabili, dunque è possibile assumere che la percentuale in massa dei blocchi rappresenti una accurata stima della percentuale volumetrica.

Tabella 6.1: Confronto tra VBP e MBP dei provini impiegati per le prove di compressione monoassiale

Provino	VBP	MBP	$\Delta$
-	[%]	[%]	[%]
1	5.17	4.96	0.21
2	4.93	4.62	0.31
3	2.56	2.19	0.37

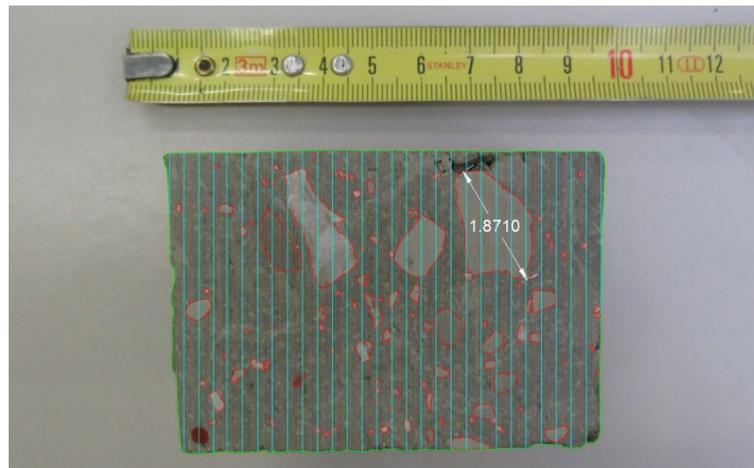
Eseguendo l'analisi delle fotografie, poi, è stata calcolata la percentuale areale dei blocchi (ABP) di ciascun campione e questo risultato è stato confrontato con la VBP. Il confronto ha mostrato che ABP era sempre più grande di VBP, che si è dimostrato sottostimato. Si ritiene che questa condizione trovi spiegazione nel fatto che alcuni blocchi contenuti nel bimrock prelevato nell'Oltrepò Pavese sono costituiti da argilla altamente consolidata, che si è dissolta in acqua durante l'ammollo.

Come descritto in precedenza, le proprietà meccaniche dei bimrock sono influenzate dal valore di VBP, che risulta facilmente misurabile nel caso di piccoli campioni di laboratorio. Tuttavia, la sua determinazione diventa impossibile quando si considerano volumi molto più grandi, come nel caso di analisi di stabilità di pendii o gallerie. Il valore di VBP può quindi essere approssimato misurando la percentuale areale dei blocchi sulla superficie osservabile dell'ammasso di bimrock (ABP) o determinando una percentuale lineare (LBP) mediante fori di sondaggio. La percentuale areale dei blocchi viene calcolata sommando le aree dei blocchi e dividendole per l'area totale della massa analizzata, mentre la percentuale lineare è definita come il rapporto tra la lunghezza cumulata dei blocchi intercettati e la lunghezza totale dei fori. Sia per ABP che per LBP sono necessarie ampie aree di analisi ed elevate lunghezze di perforazione per poter assumere che questi valori rappresentino una buona stima di VBP.

Sulla base di ciò, è stato condotto uno studio del tutto simile a quello condotto da Medley (1997) e descritto nel Paragrafo 2.4.1, sul materiale in esame. Come si era visto, Medley notò che la lunghezza totale di perforazione necessaria affinché il valore di LBP si stabilizzi e si avvicini a VBP è pari, per il *Franciscan Mélange*, a  $10 \cdot d_{\max}$ , dove  $d_{\max}$  rappresenta la dimensione massima dei blocchi osservabile sull'affioramento disponibile.

Nel presente studio, quindi, la medesima analisi è stata eseguita sul materiale prelevato nell'Oltrepò Pavese per valutare l'applicabilità del risultato di Medley. Nel dettaglio, sono stati confrontati LBP, ABP e VPB dei campioni ed è stato determinato l'errore che si commette assumendo  $VBP = LBP$  o  $VBP = ABP$ .

Innanzitutto, come è stato fatto per studiare l'indipendenza dalla scala, le foto delle due facce dei campioni sono state elaborate usando AutoCad, scalandole e identificando i blocchi significativi, intesi come quelli in grado di influenzare la resistenza meccanica del bimrock e aventi dimensioni comprese tra  $5\% L_C$  e  $75\% L_C$ . Quindi, è stata calcolata la ABP di ogni faccia di ciascun campione. Inoltre, la realizzazione dei sondaggi verticali è stata simulata tracciando linee di scansione distanziate di 2 mm su ogni foto (v. Figura 6.1). Successivamente, è stata calcolata la lunghezza di ciascuna linea di scansione, nonché la lunghezza totale dei blocchi intersecati e la dimensione massima del blocco (definita come  $d_{max}$ ).



*Figura 6.1: Analisi fotografica di una faccia del campione 1Mon: sono visibili i blocchi perimetrati (in rosso), le linee di scansione verticali che simulano i sondaggi (in ciano) e la quota della dimensione massima osservabile.*

Successivamente, è stato utilizzato un algoritmo di randomizzazione per simulare varie campagne di indagine realizzate attraverso l'esecuzione di fori di sondaggio, rappresentati dalle linee di scansione. Le diverse campagne si sono differenziate per il numero e la posizione dei sondaggi eseguiti. Per stimare il valore di LBP, le linee di scansione sono state estratte casualmente mediante l'approccio "Montecarlo" con un codice Matlab. Per ciascuna faccia, sono state prese in considerazione 5000 serie casuali

di disposizioni di fori ed è stato calcolato il corrispondente valore di LBP in funzione della lunghezza della perforazione. Per ogni serie di serie di estrazioni, è stata seguita la seguente procedura:

1. è stata estratta casualmente una prima linea di scansione e la lunghezza delle intersezioni di blocchi di questa linea ( $Lc1$ ) è stata divisa per la lunghezza della linea di scansione ( $Ls1$ ):  $Lc1 / Ls1$ ;
2. è stata estratta una seconda linea di scansione, diversa dalla precedente, e sono state determinate la lunghezza delle intersezioni dei blocchi ( $Lc2$ ) e la sua lunghezza ( $Ls2$ );
3. è stata calcolata la somma ( $Lc1 + Lc2$ ) e il risultato è stato diviso per la lunghezza delle due linee di scansione ( $Ls1 + Ls2$ ):  $(Lc1 + 2) / (1 + 2)$ ;
4. sono stati ripetuti i passaggi 1÷3 fino a considerare l'ennesima riga di scansione:  $(Lc1 Lc2 + \dots + Lcn) / (Ls1 Ls2 + \dots + Lsn)$ .

L'intera analisi si è ripetuta considerando un totale di 5000 diverse serie di estrazioni. Inoltre, per i provini di forma parallelepipedica, sono stati uniti i dati relativi alle quattro facce, assumendo che esse potessero essere considerate come quattro sezioni parallele del materiale.

Infine, ogni valore di LBP è stato associato a un valore di lunghezza di perforazione, ottenuto come rapporto tra la lunghezza totale delle linee di scansione considerate e  $d_{max}$ . I risultati sono stati riportati su un piano cartesiano con l'LBP cumulativo dei blocchi sulle ordinate e la lunghezza di perforazione sulle ascisse (valutata come fattore moltiplicativo della massima dimensione osservabile dei blocchi,  $N$ ). Si riporta in Figura 6.2 un esempio di tali grafici, realizzato considerando 10 serie di estrazione, per convenienza grafica.

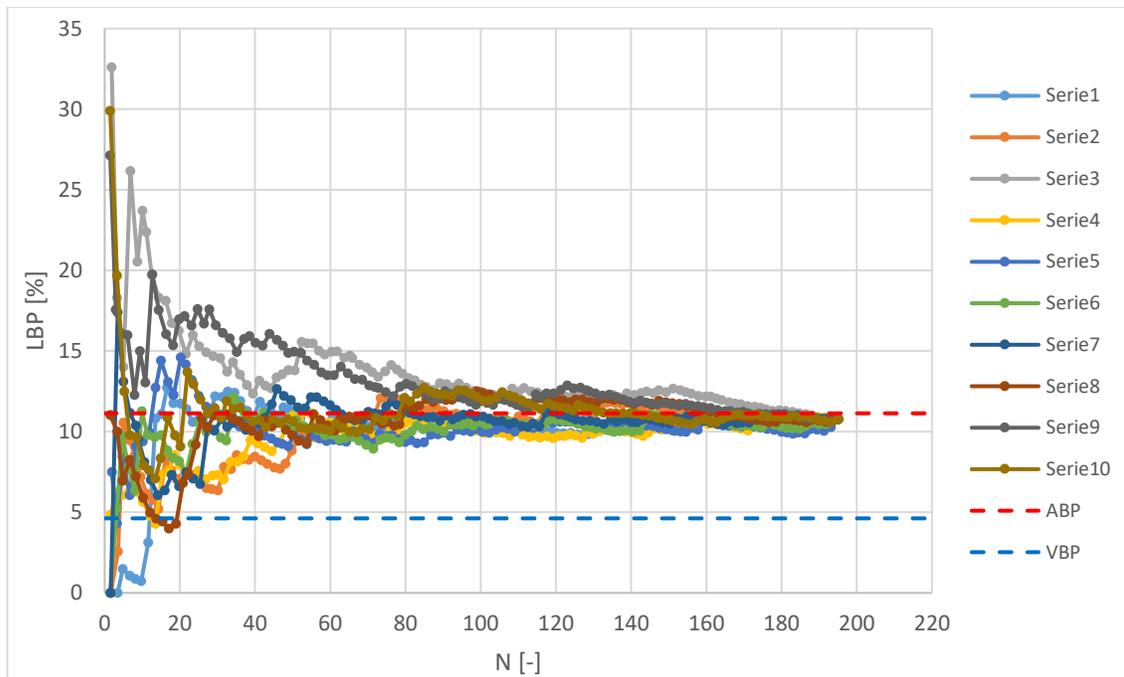


Figura 6.2: Valori di LBP forniti da 10 simulazioni di campagne di sondaggi lineari in funzione della lunghezza totale di perforazione.

Analizzando questi grafici è possibile osservare una grande dispersione dei valori di LBP per lunghezze di perforazione ridotte, mentre per lunghezze elevate i valori tendono a un valore asintotico, ma comunque diverso da ABP. A questo proposito, la dimensione massima dei blocchi osservata durante i rilievi effettuati nel sito di prelievo dei campioni del materiale in esame in risulta pari a 1 m. Di conseguenza, il valore di N pari a 100, che, come mostrato dal grafico in Figura 6.2, rappresenta la minima lunghezza di perforazione necessaria ad avere una ridotta variabilità delle misure di LBP, corrisponde a 100 m.

Per enfatizzare questo fenomeno sono stati valutati gli andamenti della deviazione standard di LBP rapportata a VBP in funzione di N per le facce analizzate. Tale parametro rappresenta il coefficiente proposto da Medley per la correzione delle misure di VBP basate su sondaggi lineari e il suo andamento risulta ben descritto da una legge logaritmica, in accordo con i risultati ottenuti dallo stesso Autore. Si riportano i risultati ottenuti in Figura 6.3.

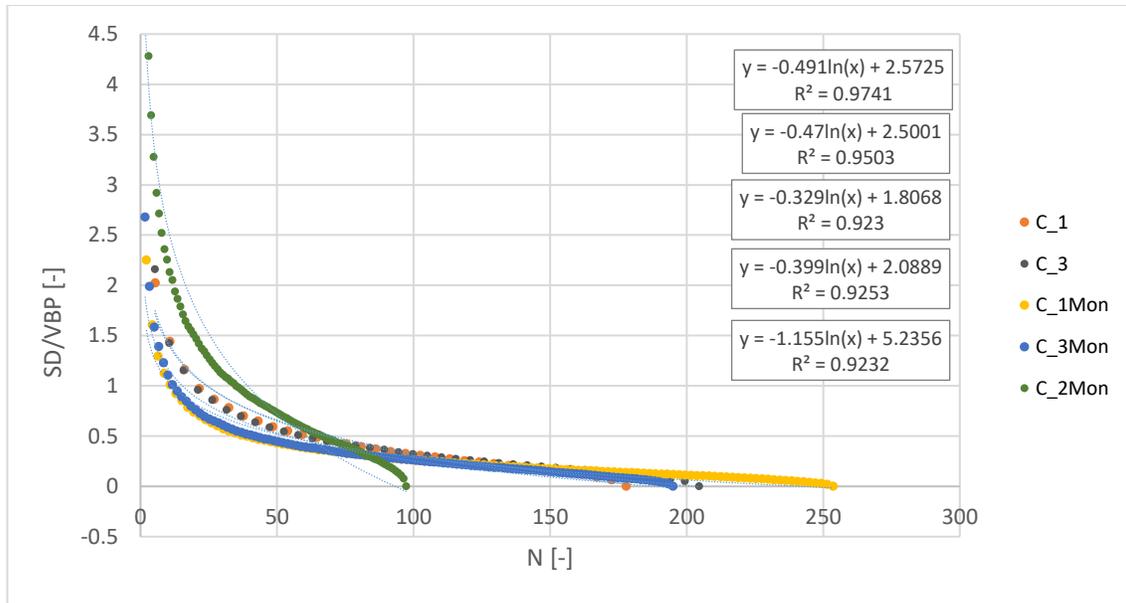


Figura 6.3: Fattori di incertezza sulla determinazione di VBP ottenuti dalle analisi probabilistiche su spezzoni del materiale naturale. I risultati si riferiscono a 5000 serie di estrazione casual dei sondaggi.

Tabella 6.2: Valori reali di VBP dei campioni analizzati.

Campione	VBP [%]
C_1	3.8
C_3	3.0
C_1Mon	4.9
C_2Mon	2.2
C_3Mon	4.6

Gli andamenti ottenuti si riferiscono a cinque valori diversi di VBP, riassunti in Tabella 6.2, che caratterizzavano i campioni analizzati. Tali percentuali volumetriche, però, risultano del tutto simili. Analizzando i risultati ottenuti, è possibile osservare andamenti confrontabili, ad eccezione del campione 2Mon; si ritiene che tale differenza sia causata da una differenza compositiva dello stesso campione, che presentava un blocco di dimensioni molto grandi, con ogni probabilità costituito da argilla fortemente sovraconsolidata. Tale blocco, infatti, non è stato rinvenuto a seguito della dissoluzione in acqua dei campioni. Questa osservazione risulta coerente con gli elevati fattori di

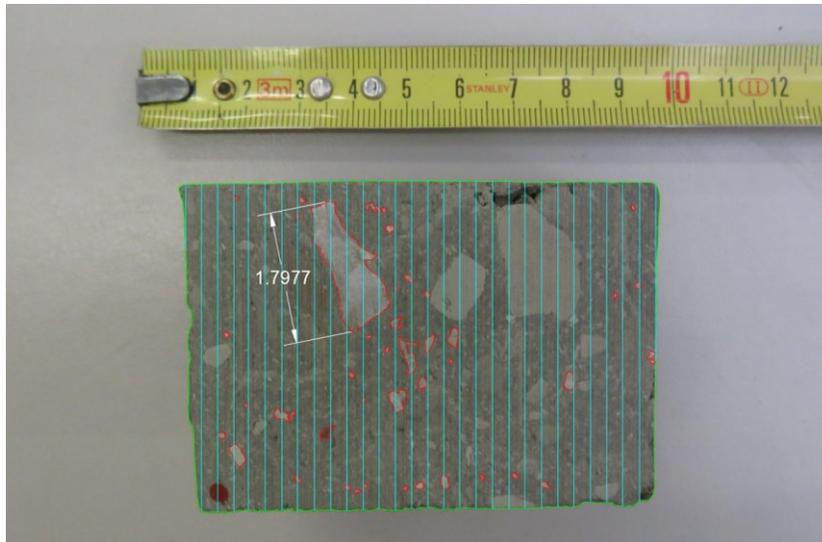
incertezza forniti dal grafico per basse lunghezze di perforazione, legati alla ridotta probabilità di intercettazione del blocco argilloso da parte dei sondaggi lineari simulati. Valutando, quindi, un andamento medio tra i campioni 1, 3, 1Mon e 3Mon, si è ottenuta la relazione:

$$\frac{Std. dev}{VBP} = -0.422 \ln(N) + 2.242 \quad (Eq. 23)$$

La relazione ottenuta è stata applicata per ottenere una stima indicativa della minima lunghezza di perforazione necessaria ad ottenere un valore ragionevole, dal punto di vista progettuale, del fattore correttivo Std.dev/VBP. In particolare, quest'ultimo è stato fissato pari a 0.2 e la lunghezza totale di perforazione ad esso associata è risultata pari a  $126 \cdot d_{max}$ . Come si è già detto, la dimensione massima dei blocchi osservata in sito risulta pari a 1 m, dunque la lunghezza di perforazione necessaria risulta pari a circa 126 m. Si tratta di un valore particolarmente elevato e non accettabile ai fini della pratica progettuale, a causa delle tempistiche e dei costi che richiederebbe.

Inoltre, il valore di ABP misurato sui campioni è risultato significativamente maggiore di VBP. Si ritiene che questa differenza sia stata dettata dalla sottostima di VBP dovuta alla dissoluzione di alcuni blocchi argillosi precedentemente identificati come lapidei, già descritta in precedenza.

Al fine di risolvere i problemi sopra citati, si è cercato di ripetere le analisi escludendo dalla perimetrazione dei blocchi sulle immagini quelli presumibilmente non lapidei. Questa operazione è stata effettuata ispezionando attentamente i blocchi recuperati a seguito della distruzione di ciascun campione e confrontando il loro aspetto con quelli visibili nelle fotografie. Tuttavia, a causa dell'elevata difficoltà di distinzione tra blocchi argillosi e lapidei, il risultato ottenuto è stato caratterizzato dalla quasi totale esclusione dei blocchi visibili sulle fotografie, e da una conseguente ridotta significatività delle analisi probabilistiche. La quasi totalità dei sondaggi simulati, infatti, forniva valori pressoché nulli di LBP (v. Figura 6.4).



*Figura 6.4: Nuova perimetrazione dei blocchi su una faccia del campione 1Mon, effettuata per escludere i blocchi di argilla sovraconsolidata.*

Per questi motivi, si è escluso anche quest'ultimo studio e si è deciso di eseguire nuove analisi per via numerica, creando diversi campioni di materiale eterogeneo con diverse composizioni in modo artificiale. Così facendo inoltre, sarebbe stato possibile indagare percentuali volumetriche dei blocchi diverse da quelle che caratterizzano i campioni in esame e inferiori a quelle già considerate da Medley nei suoi studi.

Per far ciò, è stato utilizzato un codice Matlab, con cui sono state definite le geometrie di diversi campioni di forma parallelepipedica, contenenti blocchi sferici con percentuali volumetriche fissate a priori. La posizione, il numero e le dimensioni di ogni sfera sono stati estratti casualmente imponendo la dimensione frattale della distribuzione granulometrica e i limiti dell'intervallo dimensionale di estrazione dei diametri. I provini così ottenuti sono stati importati in Autocad come solidi editabili e sezionati mediante quattro piani equispaziati di 25 mm. Infine, le quattro sezioni di ciascun provino sono state elaborate seguendo la medesima procedura già descritta per l'analisi delle fotografie dei campioni di laboratorio.

Si riporta in Figura 6.5 un esempio dei campioni realizzati mediante codice Matlab e in Tabella 6.3 i parametri di input impiegati per le analisi.

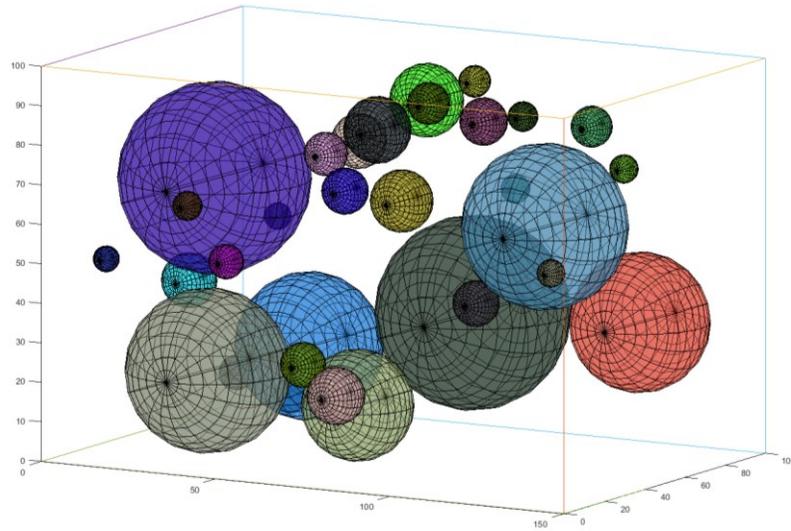


Figura 6.5: Esempio di campione di bimrock con VBP=20% creato mediante codice Matlab .

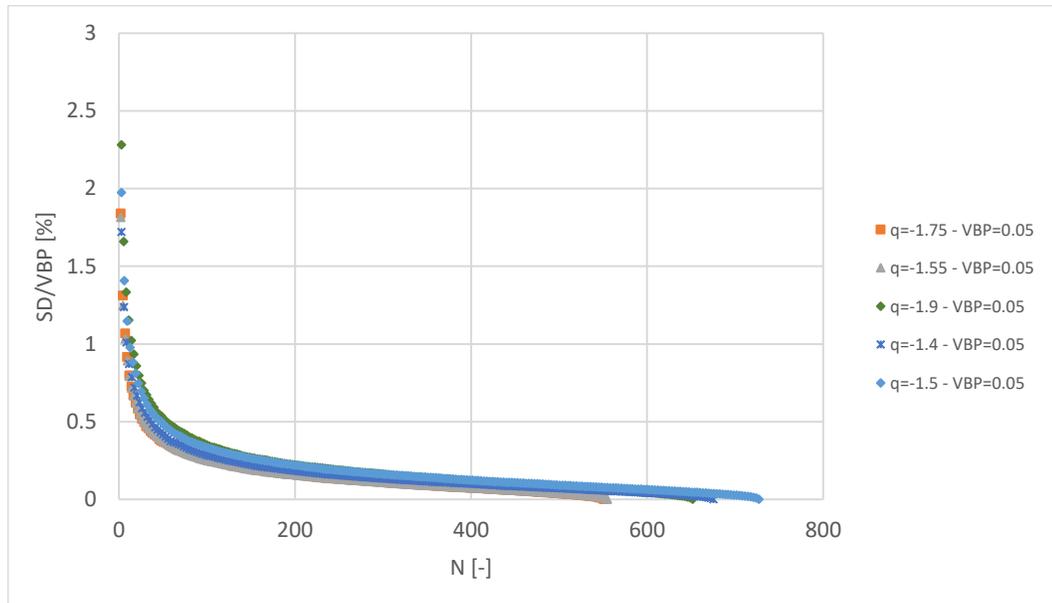
Tabella 6.3: Parametri di input utilizzati per le analisi numeriche; a e b sono i limiti dell'intervallo dimensionale di estrazione dei blocchi.

Forma campione	Parallelepipedo
Forma blocchi	Sfera
Base [mm]	150
Altezza [mm]	100
Area sezione [mm <sup>2</sup> ]	250
Profondità [mm]	100
VBP [%]	5, 10, 15, 20
a [mm]	$0.05 \cdot \sqrt{A}$
b [mm]	$0.5 \cdot \sqrt{A}$
q [-]	-1.5

Per quanto riguarda la definizione della pendenza frattale  $q$ , sono state effettuate quattro analisi preliminari con i medesimi parametri in ingresso, ad eccezione della stessa pendenza frattale, la quale è stata fatta variare assegnandole i valori -1.4, -1.5, -1.55, -1.75, -1.9.

Analizzando i risultati delle analisi preliminari, riportati in Figura 6.6, è stato possibile osservare una ridotta influenza di  $q$  sui risultati: l'errore associato alla determinazione di

VBP a partire da misure lineari, infatti, mostrava ridotte dispersioni al variare della pendenza frattale.



*Figura 6.6: Andamenti del fattore di incertezza su VBP ottenuti dalle analisi numeriche al variare della dimensione frattale della distribuzione dei blocchi. I risultati si riferiscono a 5000 serie di estrazione casuale dei sondaggi.*

Sulla scorta di questo risultato, si è assunto che il parametro  $q$  potesse essere fissato su un valore medio per il materiale in esame, senza compromettere in maniera significativa i risultati delle analisi probabilistiche. Il valore di  $q$  è stato quindi fissato pari a -1.5.

Le analisi probabilistiche sui campioni artificiali creati per via numerica hanno quindi fornito gli andamenti dell'errore commesso nella determinazione di VBP a partire da misure di LBP, in funzione della lunghezza cumulata di perforazione e della reale percentuale volumetrica. Tali risultati sono riportati in Figura 6.7.

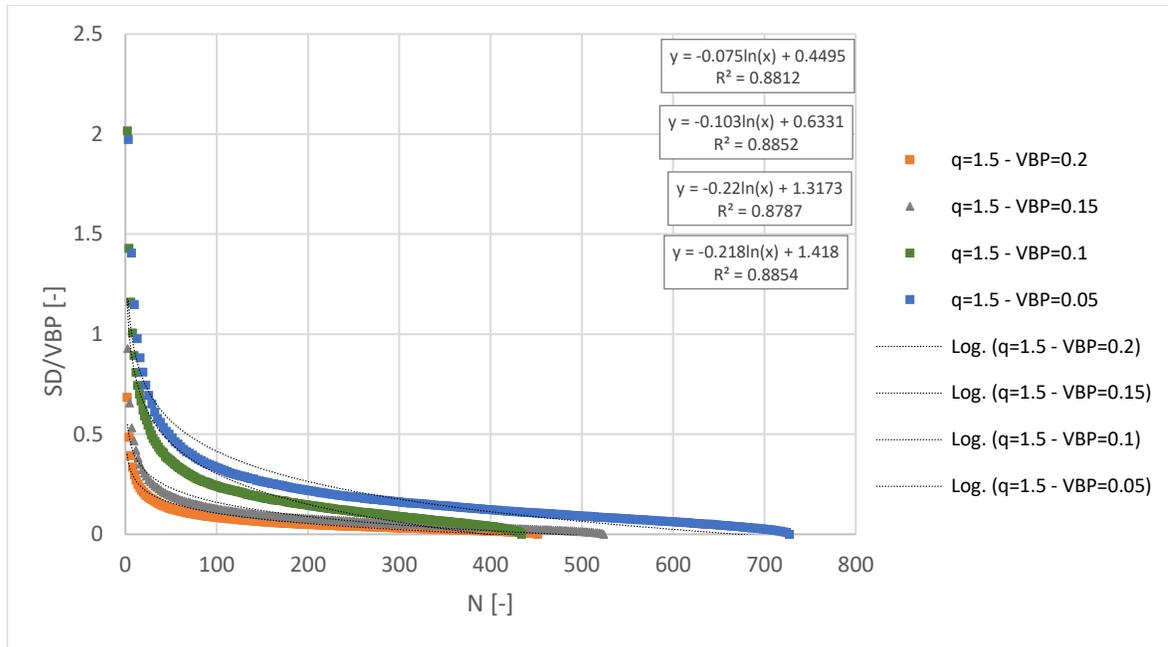


Figura 6.7: Andamenti del fattore di incertezza in funzione della lunghezza totale di perforazione ottenuti dalle analisi numeriche. I risultati si riferiscono a 500 serie di estrazione casuale dei sondaggi.

Come è possibile osservare, l'errore nella determinazione di VBP assume valori ammissibili dal punto di vista progettuale in corrispondenza di elevate lunghezze di perforazione minime. Ciò succede, in particolare, per percentuali volumetriche basse, come quelle che caratterizzano il bimrock in esame. La Tabella 6.4 riassume tali risultati: nuovamente, per valori di VBP inferiori o uguali a 10%, si tratta di lunghezze non accettabili ai fini della pratica progettuale, a causa delle tempistiche e dei costi che richiederebbero.

Tabella 6.4: Lunghezze minime di perforazione necessarie a ottenere un fattore di incertezza su VBP pari a 0.2.

VBP	Std.dev/VBP	N
[%]	[-]	[-]
20	0.2	28
15	0.2	67
10	0.2	161
5	0.2	267

In definitiva, è possibile concludere che per il bimrock in esame sia significativamente errato assumere che la percentuale lineare dei blocchi rappresenti un'accurata approssimazione della reale percentuale volumetrica, e che quindi l'interpretazione di sondaggi geognostici lineari sia un valido metodo per la stima di VBP in sito. Questa osservazione risulta in perfetto accordo con quanto mostrato da Medley (1997) a proposito del *Franciscan Mélange*.

## 6.2. Analisi probabilistiche sull'impiego di sondaggi bidimensionali

Viste le conclusioni delle analisi descritte nel precedente paragrafo, si è ipotizzato un metodo di esecuzione di analisi probabilistiche simili alle precedenti, ma basate su misure di ABP in sito. Tali analisi consentirebbero la valutazione dell'errore commesso assumendo che la percentuale areale dei blocchi valutata in sito rappresenti una buona approssimazione della reale VBP, e permetterebbero la definizione di uno strumento progettuale per la correzione dei risultati dei sondaggi bidimensionali.

Tale strumento progettuale potrebbe essere impiegato, ad esempio, nella progettazione di scavi e gallerie in formazioni complesse. Nel contesto degli scavi in galleria, infatti, è stato osservato che la presenza di blocchi lapidei all'interno di una matrice meno resistente costituisce spesso un problema durante i lavori di esecuzione, determinando, ad esempio, rischi di inceppamento della testa delle TBM.

L'utilizzo di misure bidimensionali della percentuale di blocchi presenta due principali vantaggi: le operazioni misura sono generalmente meno costose della realizzazione di perforazioni geognostiche e in genere è possibile analizzare un affioramento con superficie almeno pari a quella del fronte di scavo per la misura di ABP.

Anche in questo caso, comunque, è lecito ipotizzare che l'assunzione "ABP=VBP" sia affetta da errore, ma tale errore potrebbe essere stimato con un approccio statistico correlato alla dimensione dell'area investigata. In linea teorica, infatti, un'area di osservazione più piccola dovrebbe portare a un risultato meno affidabile di un'area di affioramento più grande, a condizione che, da un punto di vista geologico, si tratti dello stesso ammasso.

L'idea è quella di costruire un grafico simile a quello riportato in Figura 2.15, usando un codice Matlab e l'approccio Monte Carlo per diversi valori di VBP. In particolare, il grafico che si vorrebbe ottenere presenterà il valore "Std.dev./VBP", ossia il fattore di correzione, sull'asse verticale e un coefficiente  $\beta$  su quello orizzontale. Questo coefficiente rappresenta un "fattore di affioramento disponibile" e potrebbe rappresentare il rapporto tra la dimensione dell'area di indagine (disponibile per la valutazione di ABP) e l'area del blocco più grande previsto. Fattori di incertezza più elevati dovrebbero corrispondere ad affioramenti di dimensioni più ridotte.

Sul grafico si otterrebbero curve diverse, correlate a diversi valori di VBP, e i punti che compongono queste curve potrebbero essere ottenuti mediante analisi numeriche. Ad esempio, considerando il contesto realizzativo delle gallerie, l'idea è di costruire 5 modelli (uno per ogni VPB considerata) che simulino la formazione complessa in cui viene eseguito lo scavo.

Simulando, all'interno di ciascun modello, la geometria del tunnel e una particolare distribuzione dei blocchi, sarebbe possibile eseguire un'analisi statistica delle misure di ABP ottenibili osservando superfici di diversa grandezza su diverse sezioni del modello lungo l'asse longitudinale della galleria.

Considerando un opportuno numero  $n$  di sezioni trasversali, contenenti ciascuna lo stesso numero di aree di osservazione con le stesse estensioni areali, sarebbe possibile valutare l'incertezza (deviazione standard) associata a ogni valore  $i$ -esimo della superficie osservabile, come:

$$\sigma_{A,i} = Std. dev (A_{i,j}) ; \quad j = 1, 2, 3, \dots, n \quad (Eq. 24)$$

Necessariamente, questo tipo di analisi richiederebbe la definizione a priori di importanti parametri di input, quali la dimensione frattale della distribuzione dimensionale dei blocchi ( $q$ ), i limiti dimensionali dei blocchi ( $a$  e  $b$ ) e la percentuale volumetrica. Si tratta di parametri dipendenti dal problema in esame, per la determinazione dei quali occorre fare le opportune considerazioni. Ad esempio, infatti, se si è interessati alla resistenza del materiale,  $a$  e  $b$  possono essere impostati rispettivamente a 5%  $L_c$  e 75%  $L_c$ , ma se si è interessati alla scelta della testa di taglio di una TBM occorrerà scegliere valori diversi.

Si ritiene che l'esecuzione e l'elaborazione delle analisi probabilistiche descritte in questo paragrafo costituisca un interessante studio nell'ambito della prosecuzione delle attività di ricerca sulle formazioni complesse.

## 7. Conclusioni e sviluppi futuri

Il presente elaborato descrive, a seguito di un inquadramento introduttivo delle formazioni complesse a blocco in matrice, l'attività sperimentale condotta al fine di definire le principali caratteristiche di resistenza e deformabilità di un bimrock italiano.

Le considerevoli difficoltà di campionamento e realizzazione dei provini associate alla particolare struttura del materiale in esame hanno reso l'esecuzione e la discussione di tali attività più complesse rispetto alla caratterizzazione di terreni e rocce ordinari. Le prove, infatti, sono state spesso condotte applicando metodologie non convenzionali e l'elaborazione dei loro risultati ha richiesto, ma al contempo fornito l'occasione, di eseguire analisi interessanti e sofisticate, quali la tecnica DIC.

I provini di materiale sono stati sottoposti a diverse tipologie di sollecitazioni meccaniche, al fine di descriverne il comportamento meccanico nel modo più completo possibile.

Per quanto riguarda il comportamento in compressione monoassiale, a causa della difficoltà di ottenere provini di forma e dimensioni standard per l'esecuzione delle prove, sono stati considerati provini prismatici non perfettamente regolari, ottenuti mediante segazione per mezzo di una sega a nastro con lama diamantata. Al fine di ottenere il modulo di deformabilità del materiale, sono stati elaborati gli spostamenti misurati da un trasduttore LVDT esterno e i risultati di analisi DIC (Digital Image Correlation) eseguite su fotografie delle facce dei provini in compressione. Queste ultime analisi hanno consentito la determinazione di valori più accurati del modulo di deformabilità rispetto a quelli valutati in termini di deformazioni globali.

Valutando, poi, la percentuale volumetrica dei blocchi (VBP) dei provini analizzati, è stato possibile determinare un legame lineare crescente con la resistenza a compressione monoassiale del materiale. Tale risultato sembra indicare che per il mélange in esame gli incrementi di resistenza meccanica si manifestano anche per valori di VBP inferiori al 25%, contrariamente a quanto riportato negli studi presenti in letteratura per altre formazioni complesse a blocco in matrice.

Sempre a causa delle difficoltà di realizzazione di provini standard, sono state eseguite prove point load per la determinazione della resistenza a compressione monoassiale. Tali prove hanno consentito di ampliare il campione delle misure, aspetto molto importante nello studio di materiali eterogenei come quello in esame. Inoltre, è stato possibile verificare l'incremento di resistenza del materiale ad opera di bassi contenuti d'acqua, ipotizzato prima di eseguire le prove.

In definitiva, il mélange in esame ha mostrato una resistenza a compressione monoassiale media pari a 2.5 MPa e un modulo di deformabilità medio pari a 0.9 GPa.

Il comportamento a taglio del mélange, invece, è stato studiato per mezzo di prove di taglio diretto. L'intento era quello di determinare i parametri di resistenza di picco del materiale, con riferimento ad un involuppo di rottura alla Mohr - Coulomb.

A causa dell'impossibilità di campionamento, le prove sono state condotte in modo non convenzionale: alcuni campioni di materiale ottenuti per segazione manuale sono stati inglobati alle estremità in un getto di boiaccia cementizia al fine di garantirne il corretto inserimento nella scatola di Casagrande. Questa operazione è stata eseguita utilizzando un cassero in materiale polimerico, appositamente progettato e realizzato precedentemente al presente progetto di tesi.

Analizzando le superfici di rottura dei provini, è stato osservato che esse si sono formate sempre lungo discontinuità naturali del materiale. Tali superfici, inoltre, sono risultate non perfettamente planari e non parallele alla direzione di scorrimento delle semiscatole. La resistenza al taglio offerta dal materiale è stata, perciò, fortemente influenzata dalla direzione di immersione del piano di rottura, dall'eventuale presenza di grandi asperità locali, e dall'esistenza di un'intersezione della stessa con la le porzioni di malta. Di conseguenza, i risultati sperimentali si sono rivelati dispersi e poco attendibili, e hanno

mostrato l'estrema difficoltà di identificazione dei piani di debolezza mediante analisi del materiale compatto.

Sulla base di quanto osservato, quindi, si ritiene che i parametri di resistenza al taglio di picco possano essere determinati unicamente eseguendo un elevato numero di prove e scartando i risultati associati a superfici di rottura non parallele alla direzione di scorrimento indotta dalla prova. Per quanto riguarda la determinazione della resistenza residua, invece, si ritiene che potrebbero essere eseguite delle prove su provini già rotti lungo un piano di discontinuità naturale, riposizionati all'interno della scatola di Casagrande in modo che la superficie di taglio naturale sia allineata con la direzione di scorrimento.

Successivamente, lo studio si è concentrato sull'influenza della percentuale volumetrica dei blocchi sul comportamento meccanico di un bimsoil artificiale, valutata mediante prove triassiali CIU. La scelta di lavorare su un bimsoil è stata dettata dalla necessità di realizzare provini ricostituiti a causa dell'impossibilità di campionamento indisturbato di carote di forma e dimensioni standard per l'esecuzione delle prove. Inoltre, tale scelta ha consentito il controllo a priori della percentuale volumetrica dei blocchi all'interno dei provini analizzati. Il materiale analizzato è stato realizzato inglobando blocchi di ghiaia con dimensioni comprese tra 2 mm e 4.75 mm all'interno di una matrice di argilla sovraconsolidata. Quest'ultima è stata ottenuta a partire dalla reale matrice marnosa che compone il bimrock dell'Oltrepò Pavese per mezzo di un consolidometro.

I risultati ottenuti hanno evidenziato una significativa influenza di VBP su resistenza, rigidità, e comportamento post-rottura del materiale. I provini analizzati, infatti hanno mostrato resistenze e capacità di mantenimento delle stesse crescenti con la percentuale volumetrica dei blocchi. I valori di deformazione a rottura, invece, hanno evidenziato l'influenza di VBP sulla capacità di deformazione plastica solo per valori di quest'ultima superiori a una soglia compresa tra il 25 e il 50%.

Infine, sono state eseguite alcune analisi probabilistiche volte a valutare l'incertezza legata alla determinazione della percentuale volumetrica dei blocchi in sito mediante sondaggi lineari e bidimensionali. Nell'esecuzione di tali analisi sono stati valutati i valori di percentuale lineare dei blocchi (LBP) forniti da diverse campagne di indagine mediante

fori di sondaggio in sito. Tali indagini sono state simulate mediante un approccio probabilistico basato sul metodo Montecarlo e lavorando su fotografie di campioni del materiale in esame, in virtù delle sue caratteristiche di autosomiglianza e indipendenza di scala.

I primi risultati ottenuti hanno mostrato la necessità di impiego di elevate lunghezze di perforazione per ottenere valori stabili di LBP, che risultavano comunque sostanzialmente differenti dalla reale VBP. Tale differenza è stata spiegata notando che il processo di vagliatura impiegato per la determinazione di VBP può aver fornito risultati sottostimati, non consentendo il recupero di blocchi di argilla molto sovraconsolidata, precedentemente identificati come lapidei.

Per risolvere questo problema, si è tentato di ripetere le analisi escludendo i blocchi presumibilmente argillosi, ma questa via non è risultata percorribile. Sono stati allora realizzati dei campioni per via numerica, utilizzando un codice Matlab tarato sul materiale in esame, e le analisi sono state nuovamente ripetute.

I risultati finali hanno mostrato la necessità di impiego di lunghezze di perforazione molto elevate per ottenere scostamenti accettabili tra LBP e VBP, evidenziando come l'utilizzo di fori di sondaggio non costituisca un valido metodo per la determinazione di VBP in sito. Questa considerazione è risultata particolarmente valida per mélange con bassi valori di VBP, come quello in esame.

Sulla base di quest'ultimo risultato è stato proposto un metodo per la valutazione dell'incertezza associata alla determinazione di VBP a partire da sondaggi areali in sito, che si ritiene costituisca un interessante studio da svolgere nell'ambito della prosecuzione della ricerca sulle formazioni complesse a blocco-in-matrice.

In conclusione, in riferimento agli eventuali sviluppi futuri del lavoro, si ritiene che sarebbe importante elaborare ed applicare una metodologia per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio della matrice del bimrock in esame. A questo proposito, risulterebbero particolarmente utili le considerazioni riportate nel presente elaborato e la procedura proposta nel paragrafo 4.3 potrebbe essere un interessante possibilità. I parametri di resistenza, infatti, costituirebbero importanti dati di input per la progettazione.

Inoltre, l'esecuzione di ulteriori prove triassiali sui provini artificiali realizzati nel presente progetto di tesi, con diversi confinamenti, consentirebbe una valutazione più approfondita dell'influenza di VBP sul comportamento meccanico, in particolar modo sui parametri di resistenza.

Per quanto riguarda l'incertezza associata alla determinazione di VBP in sito, invece, si ritiene che l'insieme di analisi probabilistiche proposte nel Capitolo 6.2 costituisca un interessante e importante studio nell'ambito della prosecuzione delle attività di ricerca sulla formazione complessa in esame. Infatti, tali analisi permetterebbero di costruire un utile strumento progettuale, calibrato sulle reali caratteristiche del materiale in esame.

## 8. Bibliografia

- A.G.I., 1979. Some Italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex Formations. Proc. IV I.C.R.M., Montreaux, 1, pp. 827- 846.
- Agustawijaya, D., 2007. *The Uniaxial Compressive Strength of Soft Rock*. Civil Engineering Dimension, Vol. 9, No. 1, pp. 9–14.
- Afifipour, M., Moarefvand, P., 2013. Mechanical behavior of bimrocks having high rockblock proportion. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 65, pp. 40–48.
- Blaber, J, Adair, B, Antoniou, A. 2015. *Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software*. Experimental Mechanics, 55. DOI: 10.1007/s11340-015-0009-1.
- Brady, B. H. G., Brown, E. T., 2004. *Rock Mechanics for underground mining*, Third edition, Springer Netherlands.
- Burghignoli, A., 1985. *Lezioni di meccanica delle terre*, Roma, Edizioni Scientifiche Associate.
- Button, E., Riedmueller, G., Schubert, W., Medley, E., 2003. *Tunneling in tectonic Mèlanges: Accomodating the Impacts of Geomechanical Complexities and Anisotropic Rock Mass Fabrics*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, March 2003.
- Caselle, C., Penone, A., Bonetto, S., 2018. *Preliminary mechanical characterisation of gypsum rock using UCS and Point Load Test correlation*. Geoingegneria Ambientale e Mineraria, 153, pp. 60-67.
- Caselle, C., Umili, G., Bonetto, S., Costanzo, D., Ferrero, A. M., 2020. *Application of DIC analysis method to the study of failure initiation in gypsum rocks*. Géotechnique Letters. DOI: 9. 10.1680/jgele.18.00156.

- Caselle, C., Umili, G., Bonetto, S., Costanzo, D., Ferrero, A. M., 2020. *Evolution of Local Strains Under Uniaxial Compression in an Anisotropic Gypsum Sample*. Geotechnical Research for Land Protection and Development, pp. 454-461.
- Coli, N., Berry, P., Boldini, D., and Castellucci, P., 2008, *Analysis of the Block Size Distribution in the Shale-Limestone Chaotic Complex (Tuscany, Italy)*: San Francisco, Proceedings, Symposium of American Rock Mechanics Association, June 27–July 3.
- Coli, Berry, and Boldini., 2011. *In Situ Non-conventional Shear Tests for the Mechanical Characterisation of a Bimrock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 48.1, pp. 95-102.
- D’Elia B., 1991. *Ricerca sperimentale sul comportamento meccanico delle Argille Scagliose Toscane*, Rapporto Finale. Technical Report, Università Degli Studi di Roma “La Sapienza”, Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (in Italian, unpublished).
- Du, K., Su, R., Tao, M., Yang, C., Momeni, A., Wang, S., 2019. *Specimen shape and cross-section effects on the mechanical properties of rocks under uniaxial compressive stress*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. DOI: 10.1007/s10064-019-01518-x.
- Erguler, Z., Ulusay, R., 2009. *Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46, pp. 355-370. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2008.07.002.
- Festa, A., Pini, G.A., Dilek, Y., Codegone, G., 2010. *Mélanges and mélange-forming processes: a historical overview and new concepts*, in Dilek, Y. (Ed.), *Alpine Concepts in Geology*. International Geology Review, 52, pp. 1040-1105.
- Festa, A., Pini, G.A., Ortaga, K., Dilek, Y., Codegone, G., 2015. *Late Oligocene-early Miocene olistostromes (sedimentary mélanges) as tecno-stratigraphic constraints to the geodynamic evolution of the exhumed Ligurian accretionary complex (Northern Apennines, NW Italy)*. International Geology Review, 57, pp. 540-562.
- Festa, A., Pini, G.A., Ortaga, K., Dilek, Y., 2019. *Diagnostic features and field-criteria in recognition of tectonic, sedimentary and diapric mélanges in orogenic belts and exhumed subduction-accretion complexes*. Godwana Research.
- 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, pp. 429-442.

- Habimana, J., Labiouse, V., Descoeurdes, F., 2002. *Geomechanical characterisation of cataclastic rocks: Experience from the Cleuson-Dixence project*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39, pp. 677–693. DOI: 10.1016/S1365-1609(02)00042-4.
- Haneberg, W. C., 2004. *Simulation of 3D block populations to characterize outcrop sampling bias in bimrocks*, Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling, vol. 22, No. 5.
- Hoek, E., 2001, Terzaghi lecture: *Big tunnels in bad rock: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, pp. 726–740. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(726).
- Houska, J., 1982. Proceedings of the international symposium on the geotechnics of structurally complex formations. Eng. Geol., 19 (1), 78-79.
- Iannacchione, A., Vallejo, L., 2000. *Shear Strength Evaluation of Clay-Rock Mixtures*. Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000 - Slope Stability 2000, GSP 101, 289. pp. 209-223.
- Jiang, J., Xiang, W., Rohn, J., Schleier, M., Pan, J., Zhang, W., 2015. *Research on mechanical parameters of coarse-grained sliding soil based on CT scanning and numerical tests*. Landslides. DOI: 10.1007/s10346-015-0635-9.
- 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.
- Lancellotta R., 2012. *Geotecnica*, quarta edizione, Bologna, Zanichelli.
- Lindquist, E. S., 1994. *The Strength and Deformation Properties of Mélange*. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Lindquist E. S., Goodman R. E., 1994. *Strength and deformation properties of a physical model mélange*. In: Nelson PP, Laubach SE, eds. Proceedings of the 1st North America Rock Mechanics Symposium. Austin, Texas: A.A. Balkema, pp. 843-850.
- Mandelbrot, B.B., 1983. *The fractal geometry of nature*. W.H. Freeman and Co, New York, 468 pp.
- Medley, E., 1994. The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (Bimrocks).

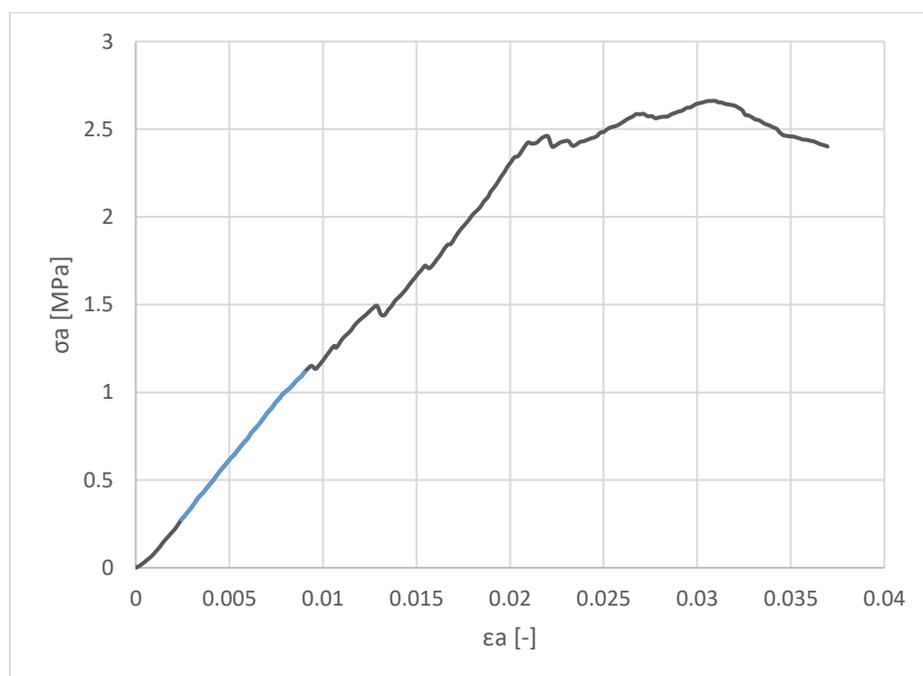
- Medley, E., Lindquist, E. S., 1995. The engineering significance of the scale-independence of some Franciscan melanges in California, USA.
- Medley, E., 1999. Systematic characterization of melange bimrocks and other chaotic soil/rock mixtures. *Felsbau*, 17, pp. 152-162.
- Medley, E., 2002. *Estimating Block Size Distributions of Melanges and Similar Block-in-Matrix Rocks (Bimrocks)*. In Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium (NARMS), ed. by Hammah, R., Bawden, W., Curran, J. and Telesnicki, M., July 2002, Toronto, Canada; University of Toronto Press, pp. 509-606.
- Medley, E., 2004. *Observations on Tortuous Failure Surfaces*, *Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology; Geomechanics and Tunneling*, vol. 22, No. 5, September 2004.
- Medley, E., Zekkos, D., 2011. *Geopractitioner approaches to working with antisocial mélanges*. *Mélanges: Processes of Formation and Societal Significance*, Geological Society of America Special Paper, 480, pp. 261-277.
- Meyerhof, G.G., 1982. The geotechnics of structurally complex formations. *Eng. Geol.*, 19 (1), 63.
- Pallara, O., 1995. *Comportamento sforzi-deformazioni di due sabbie soggette a sollecitazioni monotone e cicliche*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino Panini, F., Fiorini, C., Fregni, P., Bonacci, M., 2002.
- Pappalardo, G., Mineo, S., Marchese, G., 2013. *Effects of cubical specimen sizing on the uniaxial compressive strength of etna volcanic rocks (Italy)*. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 2, pp. 45-54.
- Picarelli, L., 1986. Caratterizzazione geotecnica dei terreni strutturalmente complessi nei problemi di stabilità dei pendii. *Atti XVI Convegno Nazionale Geotecnica*, Napoli, 15-16 maggio.
- R, H., Ramji, M., 2014. *Adaptation of Open Source 2D DIC Software Ncorr for Solid Mechanics Applications*. 9th International Symposium on Advanced Science and Technology in Experimental Mechanics, At New Delhi, India. DOI: 10.13140/2.1.4994.1442.
- Raymond, L.A., 1984. *Classification of melanges*. In Raymond L.A., *Mélanges: Their nature, origin and significance*. Geological Society of America Special Paper, 198, pp. 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., Geokceoglu, C., Tuncay, E., Medley, E., 2004. *Relationships Between Volumetric Block Proportions and Overall UCS of a Volcanic Bimrock*, Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling, vol. 22, No. 5.
- Sonmez, H., Altinsoy, H., Gokceoglu, C., 2006. *Considerations in developing an empirical strength criterion for bimrocks*. 4th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006), Nov 6-10 2006, Singapore.
- Sonmez, H., Gokceoglu, C., Medley, E., Tuncay, E., Nefeslioglu, H., 2006. *Estimating the uniaxial compressive strength of a volcanic bimrock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, pp. 554-561.
- Sonmez, H., Kasapoglu, K., Coskun, C., Tunusluoglu, C., Medley, E., Zimmeraman, R., 2009. *A conceptual Empirical Approach for the Overall Strength of Unwelded Bimrocks*, in Proc. Rock Engineering in Difficult Ground Conditions, Karst and Soft Rock, Int. Soc. Rock Mechanics Regional Symposium, Dubrovnik, Croatia, 29-31 October, 2009.
- Tsiambaos, G., 2010. *Engineering Geological behaviour of heterogeneous and chaotic rock masses*. Bulletin of the Geological Society of Greece, XLIII, pp. 183-195. 10.12681/bgsg.11173.
- 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.
- Zhang, H., Xu, W., Yu, Y., 2016. *Triaxial tests of soil-rock mixtures with different rock block distributions*. Soils and Foundations, pp. 44-56.
- Wakabayashi, John & Medley, Edmund. (2004). *Geological characterization of Melanges for practitioners*. Felsbau.

## 9. Allegati

### 9.1. Allegato 1

Curve sforzo-deformazione in termini di deformazioni globali ottenute dalle prove di compressione monoassiale. È indicato con il colore blu il tratto linearizzato per la determinazione del modulo di deformabilità.



*Figura 9.1: Curva sforzo-deformazione del provino 1*

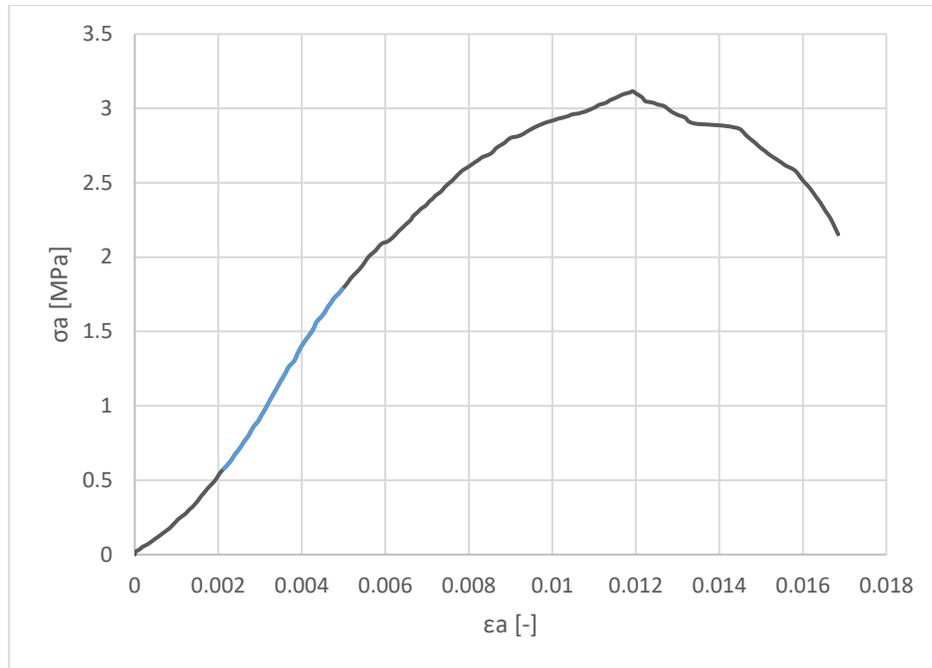


Figura 9.2: Curva sforzo-deformazione del provino 2.

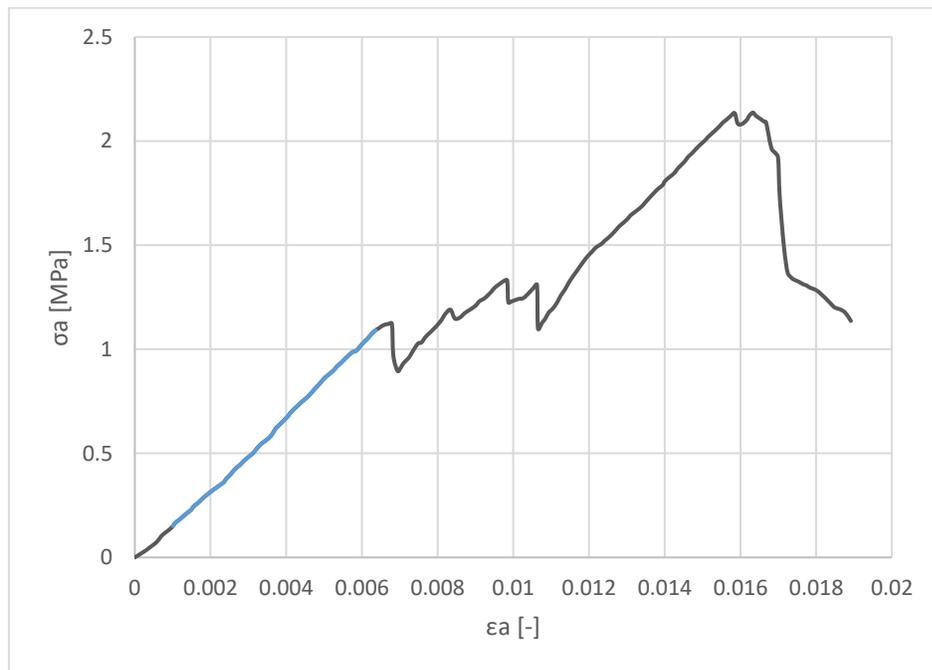


Figura 9.3: Curva sforzo-deformazione del provino 3.

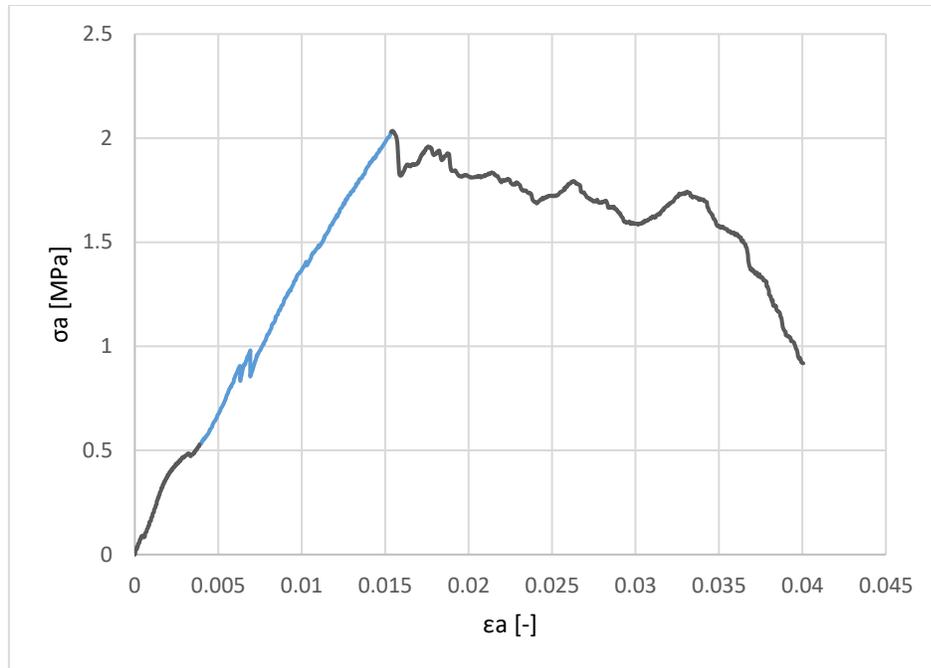


Figura 9.4: Curva sforzo-deformazione del provino B.

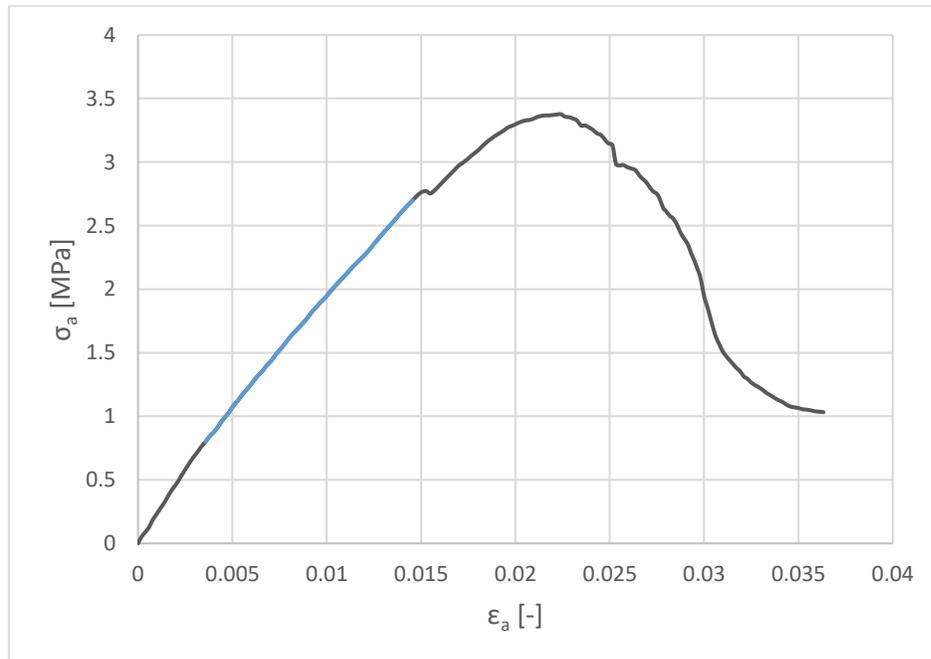


Figura 9.5: Curva sforzo-deformazione del provino B.

## 9.2. Allegato 2

Curve sforzo-deformazione in termini di deformazioni locali ottenute mediante analisi DIC. È indicato con il colore blu il tratto linearizzato per la determinazione del modulo di deformabilità.

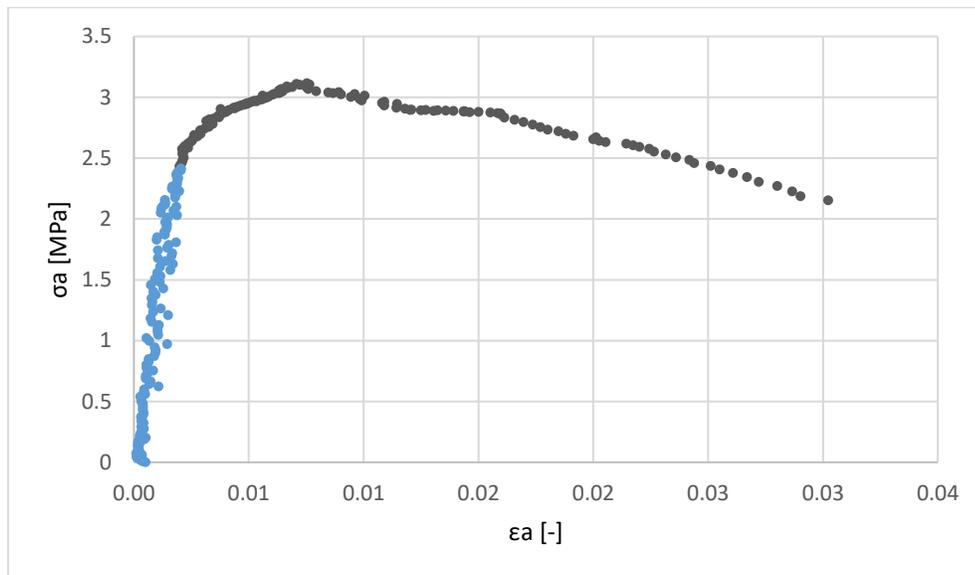


Figura 9.6: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.

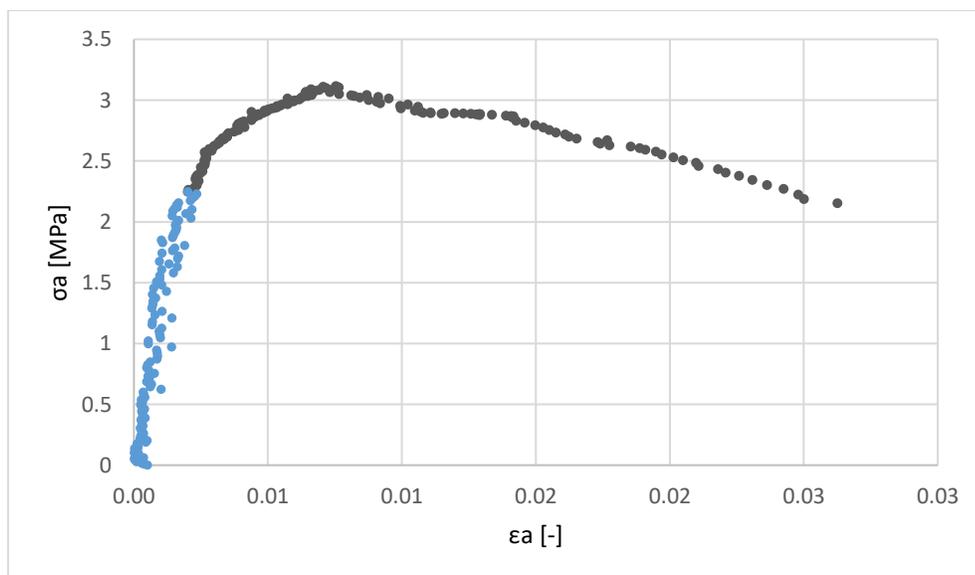


Figura 9.7: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.

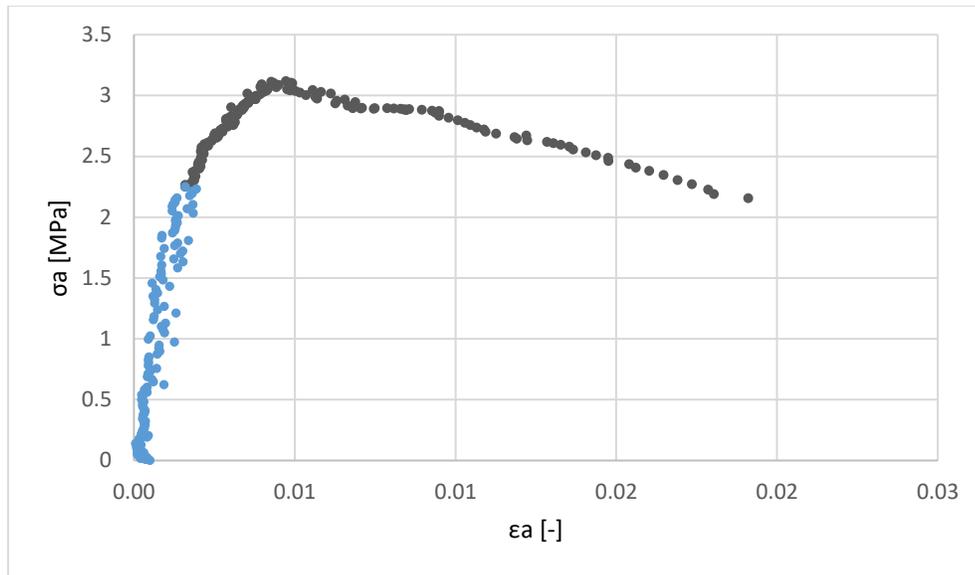


Figura 9.8: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 2, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.

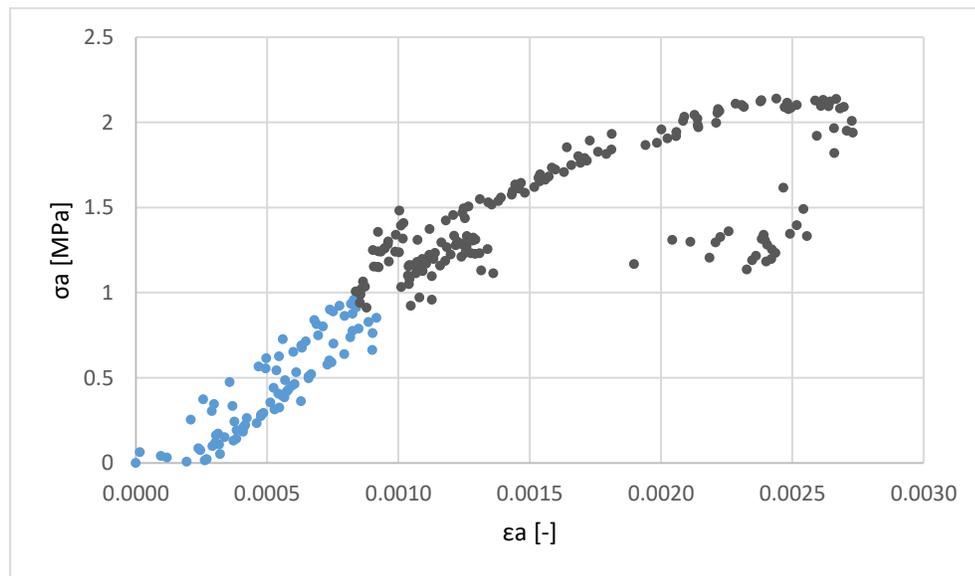


Figura 9.9: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.

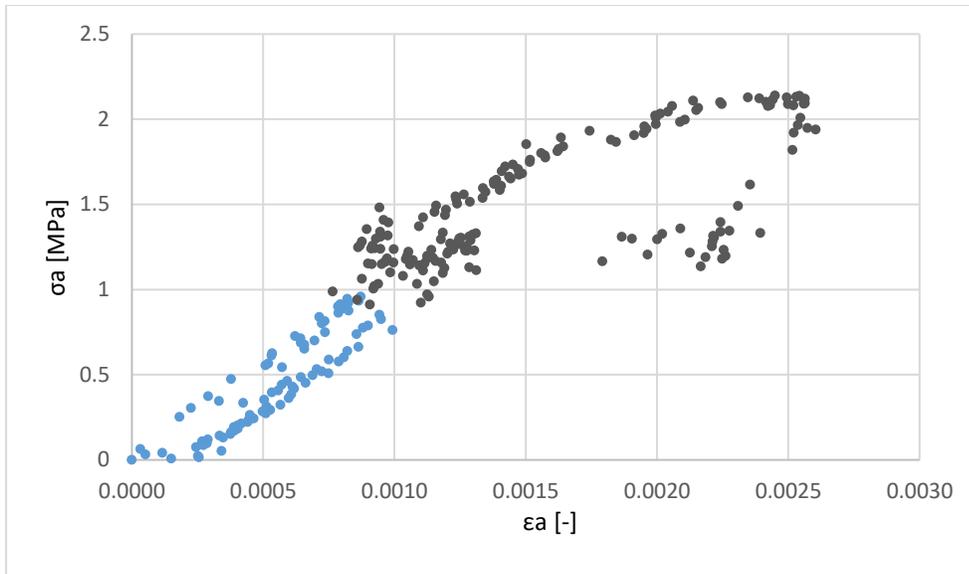


Figura 9.10: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.

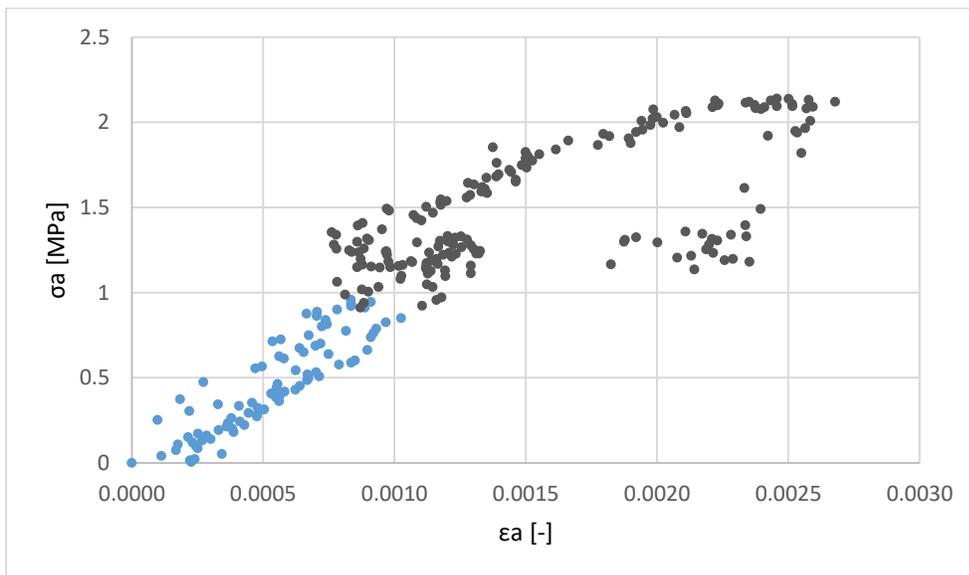


Figura 9.11: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino 3, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.

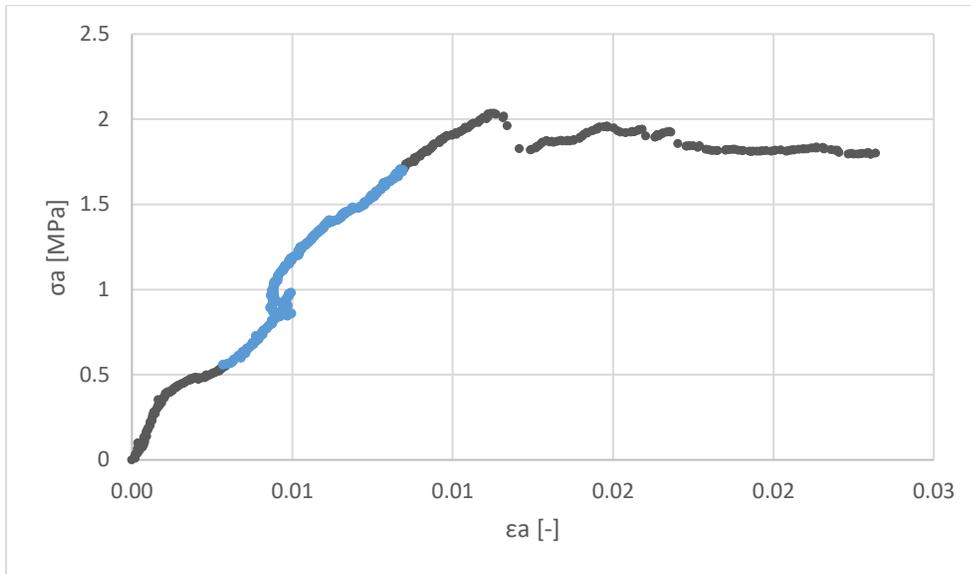


Figura 9.12: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.

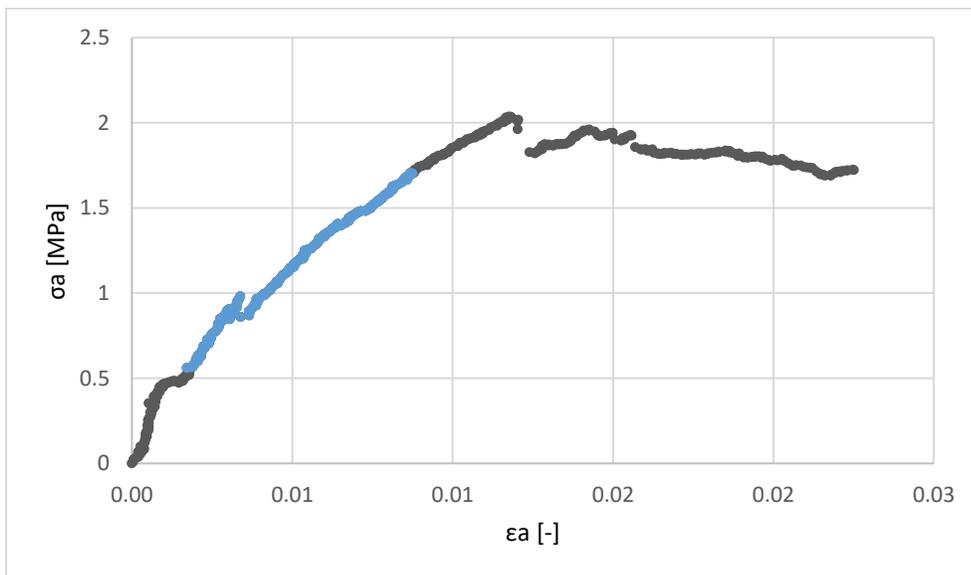


Figura 9.13: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.

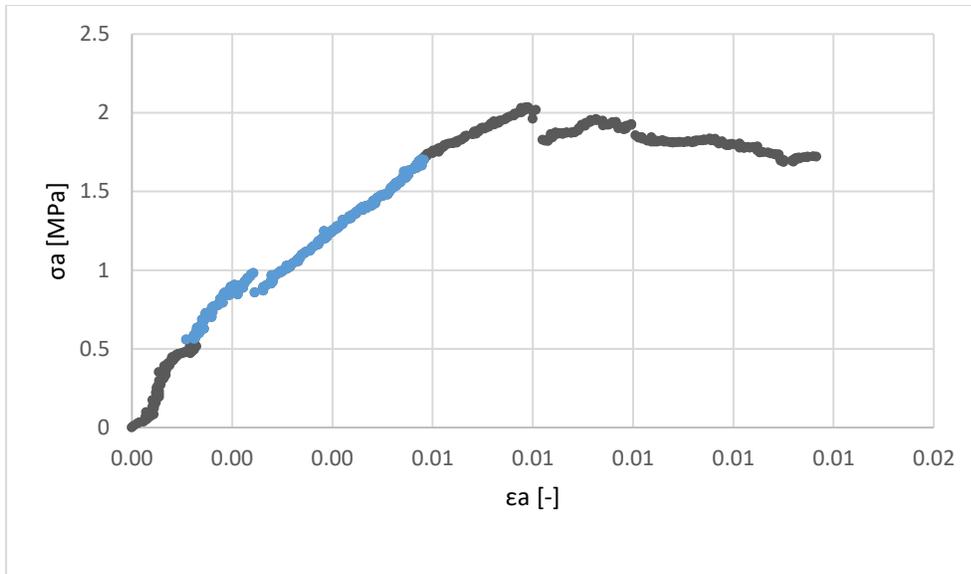


Figura 9.14: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino A, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.

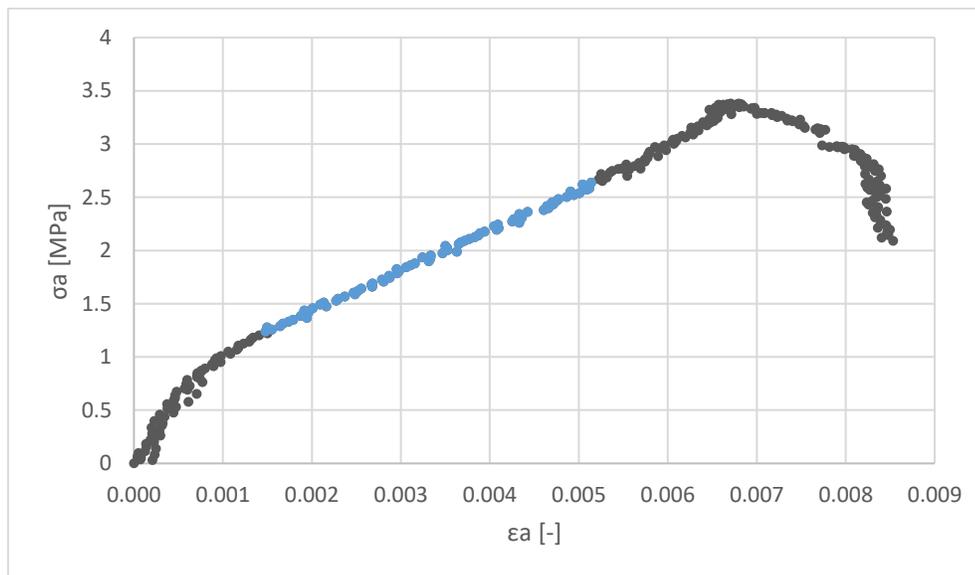


Figura 9.15: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 1 e 7.

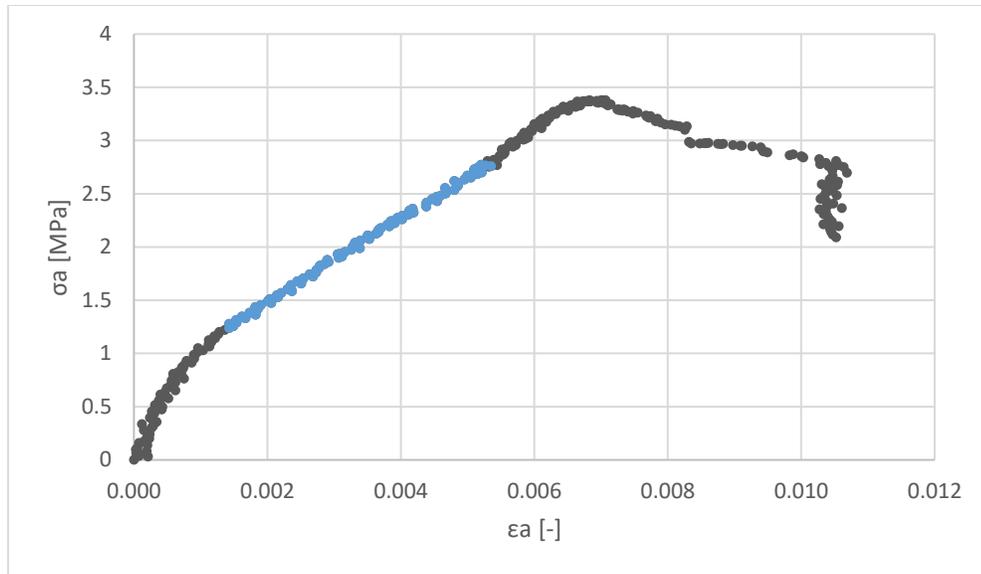


Figura 9.16: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 2 e 8.

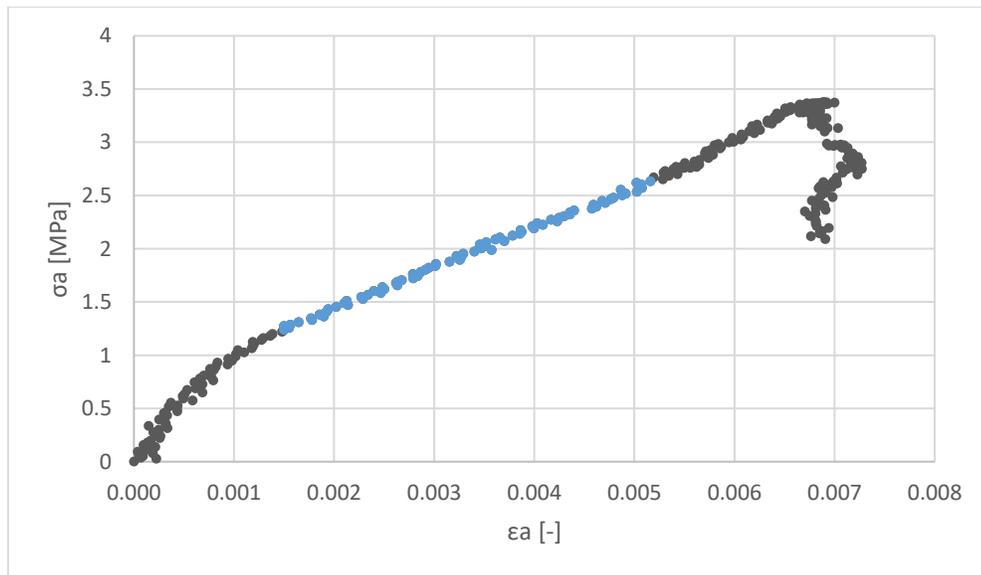
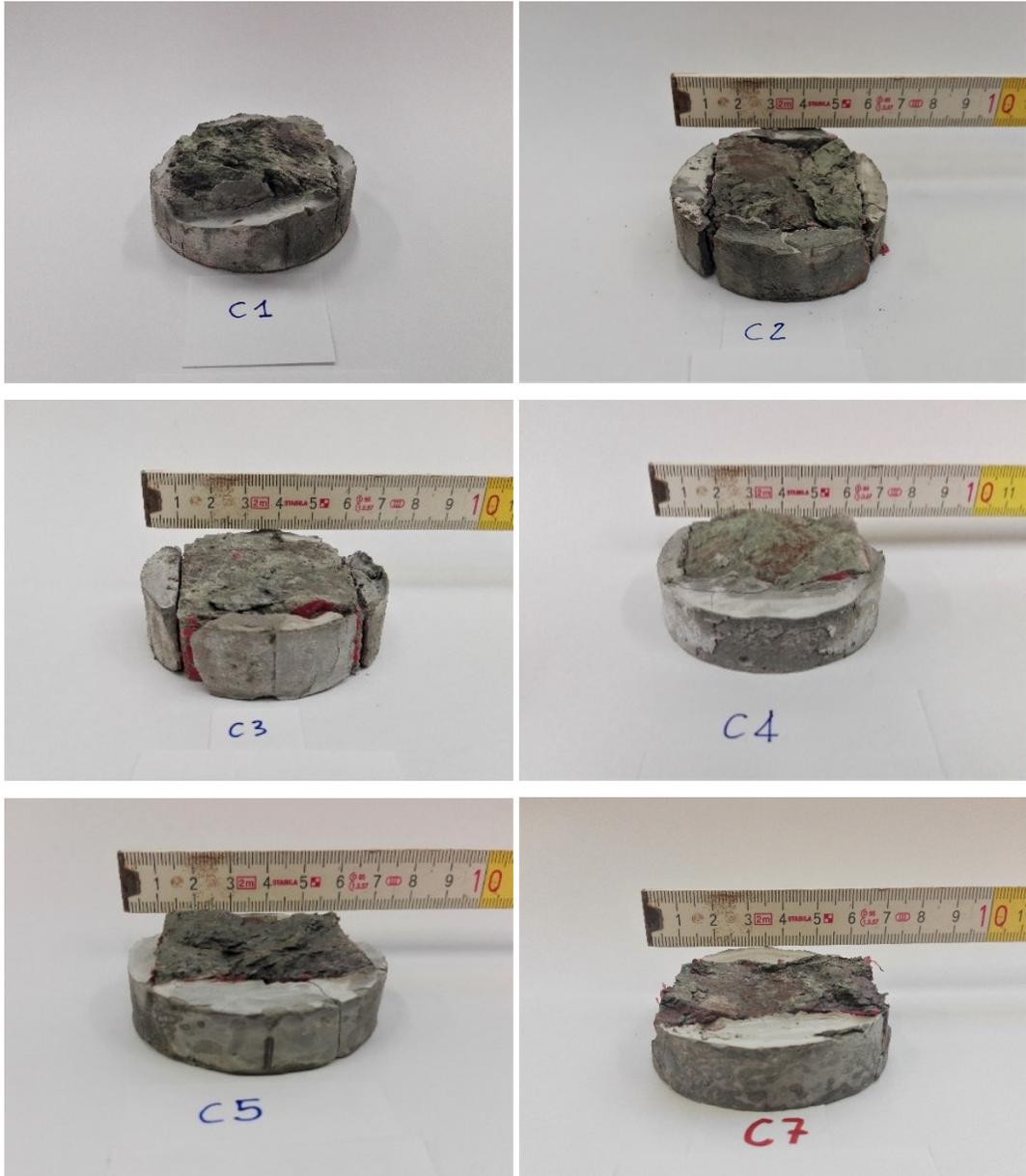


Figura 9.17: Curva sforzo-deformazione ottenuta mediante analisi DIC – Provino B, verticale tra i punti di controllo 3 e 9.

### 9.3. Allegato 3

Superfici di rottura dei provini ottenute dalle prove di taglio diretto.



## 10. Ringraziamenti

Giunto alla conclusione di questo lavoro di tesi, è per me doveroso dedicare qualche riga a coloro che mi hanno aiutato durante il suo svolgimento. Il lavoro compiuto mi ha infatti permesso di conoscere meglio il complesso ma stimolante mondo della ricerca, nel quale non sarei riuscito a muovermi senza la guida di molte persone.

Desidero ringraziare innanzitutto i miei relatori e correlatori, che hanno reso tutto questo possibile. Ringrazio quindi il professor Claudio Scavia per la fiducia accordatami proponendomi di collaborare a un progetto così importante e impegnativo, la professoressa Monica Barbero per la sua straordinaria disponibilità e la sua fondamentale guida nell'interpretazione dei risultati ottenuti, e l'ingegner Maria Lia Napoli per il quotidiano aiuto nelle attività di laboratorio e per le preziose indicazioni nella stesura dell'elaborato.

Nonostante le numerose difficoltà incontrate nello studio di un materiale tanto renitente alle attività sperimentali, lavorare con voi è stato un autentico piacere e ha contribuito ad accrescere il mio spirito critico.

Un ringraziamento va anche al professor Guido Musso, per le sue graditissime e chiarificatrici consulenze sulla Meccanica dei Terreni.

Ringrazio inoltre i tecnici di laboratorio, ingegner Oronzo Pallara e ingegner Giampiero Bianchi, per la pazienza, gli insegnamenti e il sussidio nelle attività di sperimentazione.

La mia gratitudine va poi ai miei amici, compagni di corso e non, che sono stati al mio fianco durante un lungo e faticoso ma appagante percorso universitario. In particolar modo, ringrazio Marco, compagno di studi durante la preparazione di quasi tutti gli esami e nello svolgimento della tesi.

In ultimo, ma non certo per importanza, ringrazio mia madre e Irene per avermi sempre supportato e sopportato permettendomi di raggiungere questo traguardo. Grazie per aver creduto in me, consigliandomi e incoraggiandomi con saggezza, affetto e pazienza.