

**POLITECNICO DI TORINO**

**Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**



**Politecnico  
di Torino**

**Tesi di Laurea Magistrale**

**Caratterizzazione meccanica delle  
miscele di sabbia e caolino**

**Relatrice:**

**Prof.ssa Marina Pirulli**

**Correlatrice:**

**Dott.ssa Giulia La Porta**

**Candidato:**

**Luca Romagnoli**

**Anno Accademico 2021/2022**



# Abstract

The Artificial Ground Freezing is a technique which allows to temporarily reinforce soils and to reduce their permeability for shallow excavations. Most of soils in site are not homogeneous, but they are vey often characterized by coarse and fine grains. In order to understand the interaction among the ground and structures, it is necessary to analyze mixtures. In the literature, several authors have conducted experimental campaigns on sand-clay mixtures in different percentages. This has been useful to understand and to estimate behavioral tresholds, where modifications in sand/clay quantities result in abrupt mechanical response changes . This study is aimed to characterize sandy soils with a kaolin percentage set at 0%, 7,5% and 15%, in order to determine its influence on the sandy matrix, performing triaxial and oedometric tests. From triaxial tests it is possible to observe that the sandy matrix controls the mechanical behavior of the mixtures and the material strenght decreases while increasing the fine fraction. The results are compared with those obtained through triaxial tests on frozen soils of the same composition, from the literature. In terms of strength, frozen materials show significantly higher values, proving the efficiency of the artificial ground freezing technique to increase mechanical properties of soils. The considered mixes, during saturation, experience collapse, which size is function of the applied load and the initial conditions of the material in terms of void index and water content. The oedometric tests have shown that as the percentage of kaolin increases, the saturation collapse raises considerably, especially for loose soils.

(254 words)

**Keywords:** Artificial Ground Freezing, Sand/Clay mixtures, Triaxial tests, Oedometric tests, Saturation collapse.

# Sommario

Il Congelamento Artificiale del Terreno è una tecnica che viene impiegata nell'ambito dell'Ingegneria Civile per la realizzazione d'interventi in cui sono previsti lavori di scavo superficiali. Tale tecnica permette di rinforzare temporaneamente i terreni e di ridurre la permeabilità. Generalmente, i terreni presenti in sito mostrano una granulometria mista, per cui non sempre la considerazione di un materiale monogranulare risulta idonea. È utile, quindi, caratterizzare terreni eterogenei, in modo da comprendere quali siano le interazioni con le strutture ad essi adiacenti. In letteratura, diversi autori hanno condotto campagne sperimentali su miscele di sabbia e argilla in differenti proporzioni. Questo ha aiutato a definire delle soglie rispetto alle quali si osserva una variazione del comportamento meccanico, che può essere influenzato dalla frazione sabbiosa, argillosa o da entrambe in funzione dei contenuti in volume dei singoli componenti. Oggetto del presente lavoro è una caratterizzazione meccanica tramite prove triassiali ed edometriche. I materiali in esame sono terreni di sola sabbia e di miscele di sabbia e caolino al 7,5% ed al 15%, in modo da determinare l'influenza che quest'ultimo ha sul comportamento della matrice sabbiosa. Per le miscele analizzate, le prove triassiali mostrano che il comportamento meccanico della miscela dipende dalla sola componente sabbiosa e che la resistenza del materiale tende a decrescere con l'aggiunta della frazione argillosa. A parità di composizione granulometrica, i risultati sono confrontati con quelli ottenuti da prove triassiali su materiali congelati. In termini di resistenza, i materiali congelati presentano valori nettamente più elevati, confermando l'efficacia della tecnica del Congelamento Artificiale per migliorare temporaneamente le proprietà meccaniche del terreno. I terreni in oggetto, durante la saturazione, mostrano un cedimento la cui entità varia in funzione del carico applicato e delle condizioni iniziali, come indice dei vuoti e contenuto d'acqua. Dalle prove edometriche, si evidenzia che all'aumentare della percentuale di caolino, il collasso per saturazione aumenta notevolmente, specialmente per terreni poco densi.

# Ringraziamenti

Un ringraziamento va alla Professoressa Pirulli, per avermi dato la possibilità di svolgere il presente lavoro di tesi. Ringrazio Giulia, che si è resa disponibile a seguirmi e ad aiutarmi sia in laboratorio per la realizzazione delle prove che per la stesura dell'elaborato.

Voglio ringraziare il team del laboratorio di Geotecnica con cui ho condiviso questi tre intensi mesi di lavoro, in particolar modo Renzo, Giampiero, Giulia, Andrea, Mauro, Hidayat e Trishala. Un ringraziamento speciale per i miei genitori che mi hanno permesso con i loro sacrifici di raggiungere questo traguardo e che mi hanno sempre sostenuto. Grazie ai miei amici di sempre Martina, Veronica, Andrea, Federico, Luca, Kevin e Mattia, che nonostante la distanza, sono sempre stati punti di riferimento. Infine grazie ai miei compagni di avventure torinesi Alberto, Marco, Edoardo, Youssef, Michela, Clara, Enrico e Gabriele per avermi fatto sempre sentire a casa.

# Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Cenni Teorici</b>	<b>3</b>
2.1	Congelamento artificiale del terreno . . . . .	4
2.1.1	Congelamento a Salamoia . . . . .	4
2.1.2	Congelamento con Azoto Liquido . . . . .	5
2.1.3	Aspetti progettuali dell'intervento . . . . .	6
2.1.4	Vantaggi e Limiti . . . . .	9
2.2	Teoria delle Miscele Sabbia-Argilla . . . . .	10
2.2.1	Comportamento meccanico delle miscele . . . . .	14
2.2.2	Influenza della dimensione delle particelle . . . . .	15
2.2.3	Influenza della frazione sabbiosa e argillosa . . . . .	16
2.3	Comportamento a saturazione . . . . .	21
2.3.1	La suzione e la tensione netta . . . . .	22
2.3.2	Collasso per Saturazione . . . . .	23
2.4	Conclusioni . . . . .	26
<b>3</b>	<b>Campagna Sperimentale</b>	<b>28</b>
3.1	Materiali Utilizzati . . . . .	28
3.1.1	Sabbia di Fontainebleau . . . . .	28
3.1.2	Caolino Speswhite . . . . .	30
3.2	Triassiali CID a temperatura ambiente . . . . .	31
3.2.1	Descrizione apparecchiatura della prova triassiale . . . . .	32
3.2.2	Descrizione della Prova . . . . .	37
3.3	Triassiali CID su terreni congelati . . . . .	44
3.3.1	Descrizione del Macchinario e della prova . . . . .	44
<b>4</b>	<b>Osservazioni Sperimentali</b>	<b>47</b>
4.1	Interpretazione dei risultati . . . . .	47
4.1.1	Saturazione . . . . .	49
4.1.2	Consolidazione . . . . .	52
4.1.3	Rottura . . . . .	54
4.2	Confronto con prove triassiali su terreni congelati . . . . .	60

<b>5</b>	<b>Analisi del comportamento a saturazione</b>	<b>63</b>
5.1	Caratterizzazione con prove edometriche . . . . .	63
5.1.1	Preparazione del provino . . . . .	63
5.1.2	Descrizione della prova . . . . .	64
5.2	Interpretazione dei risultati . . . . .	68
5.2.1	Confronto con le prove triassiali . . . . .	74
<b>6</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>75</b>
6.1	Sviluppi futuri . . . . .	76

# Elenco delle figure

2.1	Formazione dello strato congelato [10]	4
2.2	Funzionamento della sonda congelatrice [45]	5
2.3	Livello piezometrico in funzione del tempo, durante l'applicazione del congelamento artificiale del terreno [43]	8
2.4	Temperatura nel terreno in funzione del tempo [21]	9
2.5	Applicabilità dei metodi di consolidamento [43]	10
2.6	Volume Apparente [50]	13
2.7	$e_{sand}$ in funzione del contenuto d'argilla [34]	13
2.8	Modello a 4 fasi [50]	14
2.9	Indice dei vuoti in funzione del rapporto diametrico [28]	15
2.10	Influenza dell'andamento della curva granulometrica sulla densità del materiale [41]	16
2.11	Formazione scheletro solido [15]	16
2.12	Compressibilità di Miscela Sabbia-Argilla [15]	17
2.13	Curve di Consolidazione [25]	18
2.14	Risultati delle prove triassiali in condizioni drenate [26]	19
2.15	Risultati delle prove triassiali in condizioni non-drenate [26]	19
2.16	Andamento dell'angolo d'attrito interno in funzione del contenuto di fine [61]	20
2.17	Rappresentazione zona satura e parzialmente satura [51]	21
2.18	Volume di un terreno parzialmente saturo [39]	22
2.19	Utilizzo delle variabili tensionali [39]	23
2.20	Relazione tra tensione di confinamento e variazione di volume [62]	25
2.21	Variazione dell'indice di collasso in funzione della densità del secco e del contenuto d'acqua in terreni di sabbia al 59%, limo al 27% e argilla al 14% [48]	25
2.22	a) Provini con $e_{sand}$ costante, b) Provini con $e_{globale}$ costante, in sabbia pura (a sx) e sabbia con una limitata percentuale di caolino (a dx)	27
3.1	Visione al microscopio della sabbia di Fontainbleau [42]	29
3.2	Immagine al SEM della caolinite [38]	30
3.3	Stto tensionale della prova triassiale [18]	31
3.4	(a) involucro di rottura di Mohr Coulomb, (b) CSL sul piano p'-q [56]	32
3.5	Schema del macchinario triassiale [49]	33
3.6	(a) LVDT, (b) Schematizzazione del volumometro [11]	34
3.7	Schematizzazione del sensore Kaman [13]	34

3.8	Output di un file di calibrazione del LVDT . . . . .	35
3.9	Sistema per prove triassiali . . . . .	36
3.10	Acqua distillata, caolino e sabbia prima della miscelazione . . . . .	38
3.11	Pestello regolabile e mold metallico . . . . .	39
3.12	Saturazione provino con anidride carbonica . . . . .	40
3.13	Deformazione a botte del provino . . . . .	44
3.14	Schema del sistema FROZEN [6] . . . . .	45
3.15	a) Trasduttori montati sulla membrana, b) trasduttore radiale, c) trasduttore assiale [6] . . . . .	46
4.1	Andamento dell'indice dei vuoti a saturazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	50
4.2	Andamento della deformazione assiale a saturazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	51
4.3	Curva di consolidazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	53
4.4	Differenza tra una sabbia densa ed una sabbia sciolta sul piano $q-\epsilon$ [12] . . . . .	54
4.5	Tensione deviatorica in funzione della deformazione assiale per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	55
4.6	Differenza tra comportamento contrattivo e dilatante . . . . .	57
4.7	Deformazioni volumetriche per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	58
4.8	Linea di stato critico per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) . . . . .	59
4.9	Indice dei vuoti durante la saturazione con l'apparecchiatura FROZEN per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) (risultati sperimentali delle prove congelate cortesia di G. La Porta) . . . . .	61
4.10	Confronto tensione deviatorica per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) (risultati sperimentali delle prove congelate cortesia di G. La Porta) . . . . .	62
5.1	Compattatori per i due strati e anello edometrico . . . . .	64
5.2	Generica curva di consolidazione [4] . . . . .	66
5.3	Curva di consolidazione con cedimento da saturazione [1] . . . . .	66
5.4	Sistema per prove edometriche . . . . .	67
5.5	Cella edometrica . . . . .	68
5.6	Curve di consolidazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) a diverse tensioni di saturazione . . . . .	70
5.7	Coefficiente di compressibilità in funzione della percentuale di caolino per campioni con saturazione a 12,3 kPa . . . . .	71
5.8	Indice di collasso in funzione della percentuale di caolino . . . . .	72

5.9	Indice di collasso in funzione della pressione di saturazione, dei tre materiali analizzati . . . . .	72
5.10	Indice di collasso in funzione del [a] contenuto d'acqua e [b] dell'indice dei vuoti iniziale . . . . .	73

# Elenco delle tabelle

2.1	Frazioni della miscela che controllano la risposta meccanica in funzione della percentuale di fine [61] . . . . .	20
2.2	Gravità del problema in funzione dell'indice di collasso [1] . . . . .	24
2.3	Indice di collasso in funzione del carico applicato, della densità e del contenuto d'acqua in terreni di sabbia al 60%, di limo al 15% e di argilla al 15% [32] . . . . .	26
2.4	Probabilità di collasso in funzione del contenuto d'argilla [7] . . . . .	26
3.1	Caratteristiche della sabbia di Fontainebleau [46] . . . . .	30
3.2	Caratteristiche del caolino Speswhite [35] . . . . .	31
3.3	Quantità di materiale impiegato per la preparazione dei provini . . . . .	37
3.4	Step di tensione efficace seguiti durante la consolidazione . . . . .	41
3.5	Fasi della prova triassiale standard e della prova eseguita con il sistema FROZEN [27] . . . . .	46
4.1	Caratteristiche delle prove triassiali eseguite . . . . .	48
4.2	Densità relativa e corrispettivo stato di addensamento . . . . .	49
4.3	Coefficienti di B ottenuti per le varie prove . . . . .	52
4.4	Indice dei vuoti a inizio e a fine consolidazione . . . . .	52
4.5	Indice dei vuoti, contenuto d'acqua e grado di saturazione a fine prova . . . . .	57
4.6	Indice dei vuoti a inizio prova e ad inizio rottura per le prove congelate . . . . .	60
5.1	Quantità di materiale impiegato per la preparazione dei provini edometrici . . . . .	64
5.2	Step di carico-scarico nelle prove edometriche e relativi pesi da applicare . . . . .	65
5.3	Caratteristiche delle prove edometriche eseguite . . . . .	69
5.4	Indici di collasso e di comprimibilità delle prove edometriche eseguite . . . . .	71
5.5	Cedimento da saturazione in percentuale osservato nelle prove edometriche e triassiali . . . . .	74

# Capitolo 1

## Introduzione

Nell'Ingegneria Civile, i lavori di scavo sotto falda richiedono interventi d'impermeabilizzazione del terreno, in modo da evitare perdite d'acqua e collassi indesiderati durante la realizzazione dell'opera. Tra le molteplici tecniche disponibili, il Congelamento Artificiale del Terreno è stato ampiamente utilizzato negli ultimi decenni. Questo consiste nel sottrarre calore dal terreno, favorendo la formazione di un volume di ghiaccio che sarà mantenuto per un determinato periodo di tempo definito in fase di progettazione. Nonostante tale tecnica sia molto diffusa, specialmente in ambiti urbani, alcuni aspetti legati alla fisica del processo non sono del tutto chiari. Il presente lavoro di tesi nasce come parte di un progetto di dottorato condotto da G. La Porta [27], il quale prevede una caratterizzazione meccanica di materiali granulari allo stato congelato. In particolare, sono stati presi in considerazione terreni sabbiosi e miscele di sabbia e caolino in diverse proporzioni. La scelta effettuata deriva dal fatto che in situ difficilmente si trovano terreni monogranulari, ma materiali caratterizzati da una granulometria mista. Per riprodurre quest'eterogeneità in laboratorio, ed in maniera semplificata, al fine di standardizzare e generalizzare lo studio, si è scelto di analizzare il comportamento di miscele artificialmente costituite da una frazione grossolana (sabbia) ed un a frazione fine (argilla). Lo scopo principale della tesi è quello di caratterizzare le stesse tipologie di materiale a temperatura ambiente, determinando l'influenza che la frazione fine ha sulla matrice sabbiosa. Tramite un confronto con le prove allo stato congelato è poi possibile valutare la modifica delle proprietà meccaniche del materiale, specialmente in termini di resistenza.

Inoltre, la tesi presenta una caratterizzazione meccanica tramite prove edometriche, analizzando la risposta del materiale ad uno stato di consolidazione monoassiale. I terreni che presentano un grado di saturazione intermedio tra lo stato anidro e saturo, vengono classificati come parzialmente saturi. Una loro peculiarità riguarda il cedimento che essi mostrano quando vengono saturati. Per questa ragione, un'ulteriore scopo è quello di studiare l'entità del collasso per saturazione nei materiali in esame. Il presente documento è articolato in quattro capitoli principali. Il primo capitolo viene diviso in due parti. La prima tratta i concetti principali che regolano il processo del Congelamento Artificiale del Terreno, elencandone gli aspetti da tenere in conto durante le fasi progettuali e le grandezze da monitorare durante la realizzazione dell'opera. Vantaggi e limiti di tale tecnica sono presentati. Inoltre,

il capitolo contiene la teoria delle miscele di sabbia e argilla. I parametri che ne regolano la risposta meccanica sono commentati, così come le campagne sperimentali ed i risultati ottenuti da vari autori in letteratura. Questo è utile per avere una comprensione generale su come la percentuale della frazione grossolana e della frazione fine influenzino il comportamento meccanico e volumetrico della miscela. Infine, sono riportate nozioni sui terreni parzialmente saturi e sul collasso per saturazione, facendo riferimento a risultati presenti in letteratura. Il secondo capitolo tratta le caratteristiche dei materiali impiegati. Successivamente viene descritto il sistema per eseguire le prove triassiali situato nel laboratorio di Geotecnica del Politecnico di Torino, elencandone le varie parti e le loro funzioni. La procedura di prova viene inoltre descritta, partendo dalla preparazione del materiale fino alla fase di rottura del campione. Infine, in maniera sintetica, viene mostrato il macchinario FROZEN [6], il quale permette di eseguire prove triassiali su materiali congelati. I risultati ottenuti dai test triassiali sono riportati e commentati nel quarto capitolo. In particolare, viene evidenziato il comportamento del materiale durante le fasi di saturazione, consolidazione e rottura, osservando come questo vari con l'aggiunta di caolino. Quanto ottenuto dalle prove a temperatura ambiente, viene successivamente confrontato con i risultati ricavati sui materiali allo stato congelato tramite il sistema FROZEN (cortesia di G. La Porta, [27]), elencandone le principali differenze. Il quinto capitolo riguarda il comportamento a saturazione dei materiali considerati. La campagna sperimentale effettuata viene descritta, la quale consiste nella realizzazione di prove edometriche. L'interpretazione dei risultati permette di capire come il materiale vari il suo comportamento a saturazione in funzione dello stato del terreno e della tensione applicata. Le conclusioni ricavate sono contenute nell'ultimo capitolo, in cui vengono inoltre mostrati i possibili sviluppi futuri per questo progetto di ricerca.

# Capitolo 2

## Cenni Teorici

Il Congelamento Artificiale del Terreno è un intervento, molto diffuso nella realizzazione di opere sotterranee superficiali in cui sono previsti scavi sottofalda. Tale tecnica permette la temporanea stabilizzazione ed impermeabilizzazione dello scavo, così da favorire le fasi di costruzione dell'opera. Tra le costruzioni realizzate con il presente metodo sul territorio italiano si annoverano le stazioni Garibaldi, Università e Toledo della Metropolitana di Napoli-Linea 1, la stazione San Giovanni della Metro C di Roma, alcuni interventi sulla linea 3 della Metropolitana di Milano e nelle sottofondazioni della Torre di Pisa [43]. Il Congelamento Artificiale del Terreno può essere inoltre utilizzato per altri scopi, come riportato da O. Rocca [43], il quale partecipò ad interventi di congelamento dei terreni per permettere il campionamento indisturbato di terreni sciolti durante l'esecuzione di indagini geotecniche.

Il primo sottocapitolo contiene gli aspetti teorici che regolano il processo di congelamento, partendo dai metodi possibili che possono essere impiegati per ridurre la temperatura all'interno del terreno, fino alla progettazione ed al monitoraggio di grandezze fondamentali per la buona riuscita dell'intervento.

La tecnica del congelamento è molto efficace rispetto agli altri interventi di consolidazione nei terreni sciolti, ma in generale può essere impiegata sia sui terreni a grana grossa (ghiaia, sabbia) che a grana fine (limo, argilla), ma anche su rocce. I materiali monogranulari rappresentano un caso ideale, poiché nella realtà, nell'ambito della progettazione Geotecnica, i terreni con cui si ha a che fare sono eterogenei ed a granulometria mista. È bene dunque prendere in considerazione quest'aspetto in modo da comprendere le interazioni che essi hanno con le strutture adiacenti. Al fine di standardizzare e generalizzare lo studio del comportamento di terreni a granulometria intermedia, in letteratura, diverse tipologie di miscele sono state considerate.

Nella seconda parte di questo capitolo, pertanto, verranno introdotti concetti teorici sulle miscele composte da una frazione grossolana e da una frazione fine. In particolare, ci si concentrerà sul comportamento meccanico delle miscele sabbia-argilla spiegando quali siano i fattori che influenzano la risposta del materiale in compressione uniassiale e triassiale. Tale scelta dei materiali, è dovuta al loro vasto impiego in letteratura per approssimare la reale condizione di terreno a granulometria mista presente in sito. Viene inoltre mostrato, oltre quali percentuali di frazione argillosa o sabbiosa si nota una sostanziale differenza di comportamento dal punto di vista meccanico, sulla base di campagne sperimentali condotte da diversi autori su miscele

con differenti percentuali di composizione e diverse dimensioni delle particelle che le costituiscono.

Una peculiarità delle miscele è la presenza del cedimento che esse manifestano a saturazione. Al fine di analizzare tale aspetto, nella terza parte di questo capitolo sono riportate nozioni teoriche riguardanti il comportamento a saturazione dei terreni parzialmente saturi, indicando da quali fattori venga influenzato, sulla base di risultati presenti in letteratura.

## 2.1 Congelamento artificiale del terreno

Il congelamento artificiale del terreno è una tecnica che consiste nell'utilizzo di sonde congelatrici, inserite con una certa geometria e ad una determinata profondità a seconda del volume di materiale che si vuole congelare. Per permettere l'inserimento di tali sonde nel terreno, si procede con la realizzazione di fori. Questi vengono eseguiti impiegando diverse tecniche di perforazione in base alla situazione in esame. La situazione più comune è quella di avere il fronte di scavo locato sotto falda. In questo caso, bisogna prestare attenzione durante il montaggio a causa dell'elevato rischio di avere un eccessivo drenaggio dell'acqua.

La prima fase quindi, una volta terminata l'installazione delle sonde, consiste nella circolazione del fluido refrigerante, e come conseguenza il congelamento del terreno circostante fino ad ottenere la geometria del muro congelato di progetto (Figura 2.1). Successivamente, inizia lo step di mantenimento, durante il quale si eseguono tutti gli interventi previsti inerenti alla realizzazione dell'opera. Una volta ultimata l'opera, le sonde vengono estratte dal terreno, ed esso viene lasciato scongelare naturalmente.

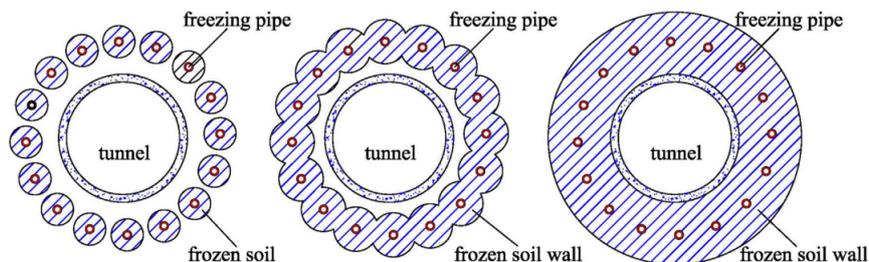


Figura 2.1: Formazione dello strato congelato [10]

Ad oggi, i metodi disponibili per congelare artificialmente un terreno sono:

- metodo indiretto tramite salamoia;
- metodo diretto tramite azoto liquido;
- metodo misto, comprendente l'utilizzo di entrambi i liquidi refrigeranti

### 2.1.1 Congelamento a Salamoia

Il congelamento a salamoia viene utilizzato principalmente per lavori di lunga durata che richiedono una fase di mantenimento dello strato congelato superiore al mese o

se il volume di terreno da congelare è significativo.

Tra i vantaggi si ha che il sistema è a ciclo chiuso, per cui dal punto di vista economico si risparmia sul liquido refrigerante che verrà totalmente recuperato dopo essere circolato nelle sonde congelatrici, e in parte potrà essere riutilizzato per interventi futuri.

D'altra parte, però, la complessità dell'impianto frigorifero e del sistema di distribuzione provoca un aumento dei costi d'installazione. Per quanto riguarda il primo, questo è composto da una torre di raffreddamento all'interno della quale la salamoia viene raffreddata fino ad una temperatura di circa  $-35^{\circ}\text{C}$  grazie alla presenza di freon o ammoniacca, per poi essere pompata nell'impianto di distribuzione che coinvolge due tubi coassiali che si trovano all'interno di ogni sonda. In entrata la salamoia viene iniettata nel tubo più interno e circolerà poi in quello più esterno scambiando così calore con il terreno (Figura 2.2). Il liquido così riscaldato a causa del processo d'estrazione di calore nel terreno circostante, ritorna all'impianto frigorifero per essere nuovamente raffreddato e ricominciare così il ciclo.

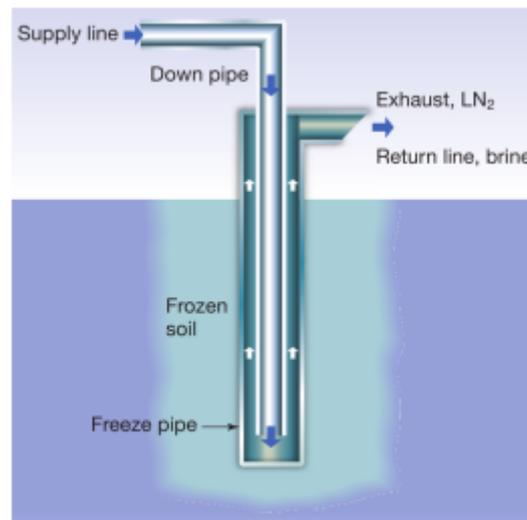


Figura 2.2: Funzionamento della sonda congelatrice [45]

### 2.1.2 Congelamento con Azoto Liquido

Generalmente, al contrario del caso precedente, il congelamento con azoto liquido viene impiegato quando i tempi di mantenimento ed i volumi di terreno coinvolti non sono eccessivi. L'azoto viene stoccato ad una temperatura di  $-196^{\circ}\text{C}$  in appositi contenitori coibentati, da cui verrà poi iniettato nelle sonde congelatrici non attraverso un sistema di pompaggio, ma con un sistema di pressurizzazione. Questo consiste nel prelevare piccole quantità d'azoto che verrà vaporizzato e immesso nei silos per mettere in pressione il liquido all'interno.

Le sonde invece, funzionano esattamente come descritto in precedenza con il metodo a salamoia, con l'unica differenza che l'azoto dopo aver scambiato calore con il

terreno ed essersi riscaldato, diviene gassoso e viene rilasciato in aria ad una temperatura intorno ai  $-120^{\circ}\text{C}$ . È possibile immettere azoto anche a temperature più basse, riducendo così, le tempistiche per la fase di congelamento. In questo caso l'impianto frigorifero è meno complesso e di conseguenza più economico per quanto riguarda l'installazione, ma è necessario più liquido refrigerante visto che lo stesso non viene recuperato (ciclo aperto). Per ragioni di sicurezza il rilascio non deve essere realizzato in ambienti chiusi o confinati, altrimenti si rischia la sotto-ossigenazione. Se i lavori sono eseguiti in profondità, va realizzato un impianto di scarico direttamente in superficie che termini almeno due metri al di sopra del piano campagna.

Per migliorare l'efficienza del sistema bisogna evitare che l'azoto evapori nel tubo più interno della sonda. Per questo motivo la dimensione di quest'ultimo deve essere ridotta rispetto all'intercapedine che c'è tra i due tubi, ovvero la zona in cui il liquido refrigerante riesce a scambiare calore espandendosi ed evaporando.

Esiste inoltre, un metodo misto che consiste nell'utilizzo in parallelo o in serie dei due sistemi descritti. Solitamente, in questi casi per la fase di congelamento si utilizza l'azoto, poiché richiede meno tempo, mentre per la fase di mantenimento si impiega la salamoia.

### **2.1.3 Aspetti progettuali dell'intervento**

La tecnica del congelamento artificiale richiede una progettazione attenta e complessa che include molti aspetti, dalla geometria del volume congelato, alla determinazione della potenza frigorifera necessaria e al monitoraggio di grandezze quali, ad esempio, la temperatura. Prima di tutto bisogna individuare la posizione più idonea delle sonde congelatrici che è funzione della geometria d'intervento. Queste dovranno permettere la realizzazione di un muro di terreno congelato avente una certa dimensione e forma che permetta di includere la sezione adibita allo scavo.

La situazione ideale alla fine della fase di congelamento sarebbe quella di avere il fronte di scavo delimitato dal volume di terreno congelato, ma può capitare che quest'ultimo ricada in parte all'interno dell'area da scavare, complicando le operazioni di sbanco. Se un terreno allo stato naturale può essere rimosso mediante mezzi tradizionali come un escavatore, allo stato congelato si ha un aumento di resistenza e quindi l'attrezzatura più idonea per lo scavo è una fresa che tende a grattare via il materiale. L'interasse delle sonde, invece, è funzione della potenza frigorifera calcolata, in modo che lo strato congelato sia il più omogeneo possibile, evitando così punti di debolezza che potrebbero favorire moti di filtrazione e trasporto di materiale. All'interasse calcolato va aggiunta una deviazione di perforazione che solitamente è assunta dell'ordine dell' 1% per fori verticali e del 3% per fori orizzontali. Questi ultimi, per via della forza di gravità, saranno più tendenti ad essere deviati verso il basso rispetto all'asse rettilineo. Ad oggi sono state introdotte strumentazioni sofisticate che permettono di misurare l'andamento plano-altimetrico della perforazione anche ad elevate profondità, grazie a sensori disposti nella punta della trivella, introducendo così il concetto di perforazioni direzionate. La sostanziale differenza con le perforazioni tradizionali è che sono teleguidate, quindi grazie alle continue misurazioni è possibile modificare l'andamento del foro, mentre durante le perforazioni classiche la fase di misura in punta è molto più onerosa perché richiede mire ottiche o

la determinazione di poligoni topografici per profondità maggiori ai trenta metri. Una volta definita la geometria dell'intervento si passa alla parte di progettazione energetica, la quale consente di capire la potenza necessaria per garantire le prestazioni richieste sia in fase di congelamento che in fase di mantenimento. Il problema a cui si fa riferimento è molto complesso e la soluzione coinvolge equazioni differenziali che si basano sul processo di trasmissione del calore in un materiale trifasico come il terreno congelato (costituito da terreno, ghiaccio e acqua allo stato liquido). In fase di congelamento, un metodo più rapido per ottenere risultati richiede l'impiego di metodi numerici agli elementi finiti grazie all'utilizzo di particolari codici di calcolo. Giocano un ruolo fondamentale in questa fase, le proprietà termo-fisiche del terreno considerato e del fluido contenuto al suo interno, come la capacità termica ed il calore specifico che descrivono la predisposizione del materiale ad inglobare calore [44]. La capacità termica volumetrica è definita come la quantità di calore da aggiungere al materiale, per provocare un aumento di temperatura di  $1^{\circ}\text{C}$  nell'unità di volume. Lo stessa definizione è valida per il calore specifico, con l'unica differenza che l'incremento di temperatura viene calcolato nell'unità di massa. Un'altra proprietà da tenere in conto durante la progettazione è la conducibilità termica, ovvero la capacità del materiale di trasmettere calore in funzione della temperatura ed è fondamentale per regolare la velocità del processo. Per esempio la conducibilità del ghiaccio è circa quattro volte maggiore rispetto a quella dell'acqua per cui la fase di congelamento procederà molto più rapidamente una volta che la temperatura del terreno scenderà sotto lo zero. Notevole importanza va data anche ai dettagli costruttivi e ai materiali utilizzati per realizzare l'impianto di raffreddamento. In questo contesto, solitamente vengono utilizzati acciai che riescano a comportarsi in maniera duttile anche a basse temperature combinati a rame o a materiali polimerici come il polietilene ad alta densità (HDPE).

Il monitoraggio durante le varie fasi del congelamento artificiale è fondamentale per la buona riuscita dell'opera, poiché permette di comprendere in che stato si trova il volume di terreno congelato e se è necessario intervenire onde evitare il sorgere di eventuali criticità. Per prima cosa va monitorato il livello di falda tramite piezometri, in modo da capire dove sia collocata rispetto alla zona dell'intervento. Inoltre, dato che il congelamento è legato all'acqua presente nel terreno, vanno determinate direzioni e velocità dei moti di filtrazione, i quali devono essere piuttosto lenti per facilitare la formazione del volume congelato. Infatti, nel caso ci fossero portate elevate, queste vanno ridotte con apposite operazioni, come l'iniezione di sostanze che riducono la permeabilità. Un esempio di grafico rappresentante l'andamento del livello piezometrico è riportato in Figura 2.3.

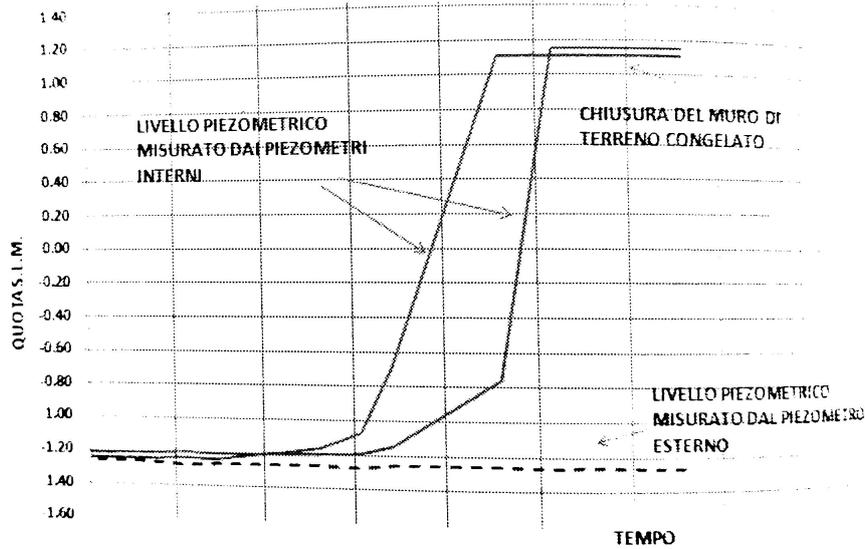


Figura 2.3: Livello piezometrico in funzione del tempo, durante l'applicazione del congelamento artificiale del terreno [43]

Si può notare che il completamento della parete di ghiaccio provoca un aumento in termini di pressione dell'acqua che ne resta intrappolata all'interno. Di conseguenza la quota del livello acquifero in questa zona subisce un aumento, mentre rimane costante ed invariata all'esterno del volume considerato. Un ruolo ancora più importante è rivestito dal monitoraggio delle temperature che avviene grazie a dispositivi dotati di termocoppie o termoresistenze. Le prime sono più economiche, ma presentano una precisione minore, la quale risulta comunque sufficiente nella maggior parte delle applicazioni. Anche per l'inserimento di questi sensori servono fori che devono essere collocati nei pressi delle sonde congelatrici in modo tale da acquisire dati sulla temperatura nelle zone limitrofe. Le termocoppie e le termoresistenze sono collegate a dei cavi e vengono introdotte in un tubo chiamato d'alloggiamento, il quale può essere lasciato vuoto o riempito con un liquido non congelabile come la salamoia che ha una conduttività termica maggiore dell'aria per cui accelera la risposta del sensore durante le registrazioni.

Un esempio dell'andamento di temperatura in funzione del tempo è rappresentato in Figura 2.4. La maggior parte delle problematiche che possono sorgere sono legate alla qualità della porzione di terreno congelato, considerando che eventuali punti di debolezza porterebbero ad una scarsa efficienza del processo oltre che a possibili fenomeni d'instabilità, causati da eventuali infiltrazioni d'acqua, che nel peggiore dei casi trasportano materiale sciolto. Bisogna, quindi, prestare attenzione ai moti di filtrazione, specialmente per quanto riguarda la velocità, poiché se il flusso risulta essere eccessivo, l'acqua tenderà solo a raffreddarsi e non a congelarsi, con un esagerato spreco della potenza frigorifera dal punto di vista energetico.

Da tenere in considerazione sono anche le possibili fonti di calore nelle vicinanze dell'intervento che possono riguardare edifici o infrastrutture e le possibili interazioni con esse, relativamente a possibili cedimenti o rigonfiamenti che potrebbero essere causati durante l'intervento.

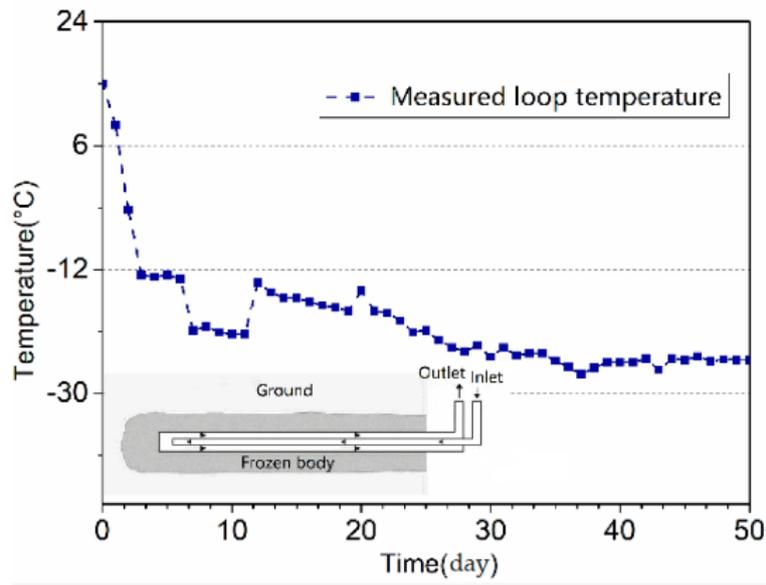


Figura 2.4: Temperatura nel terreno in funzione del tempo [21]

## 2.1.4 Vantaggi e Limiti

In conclusione a questa breve descrizione sul metodo del congelamento artificiale dei terreni è utile capire quali siano realmente i vantaggi che si hanno rispetto ad altre tecniche di consolidazione e impermeabilizzazione. Per prima cosa, può essere applicato su ogni tipo di terreno, da quelli sciolti a quelli rocciosi (Figura 2.5). L'unico requisito è che sia presente un contenuto minimo d'acqua per far avvenire le reazioni di congelamento. Dal punto di vista ambientale, non si ha contaminazione o inquinamento del terreno, poiché i liquidi refrigeranti circolano all'interno delle sonde congelatrici, per cui non entrano mai in contatto con il materiale circostante. Essendo poi un intervento temporaneo, alla fine dei lavori, il terreno torna nella sua condizione iniziale, riducendo così al minimo l'impatto sulle zone limitrofe. I sistemi di monitoraggio permettono di controllare se nel volume di terreno congelato ci siano punti di debolezza, i quali causerebbero inaspettate infiltrazioni o cedimenti durante la realizzazione dell'opera. Inoltre, è possibile raggiungere una situazione di perfetta impermeabilità, condizione non ottenibile con altre tecniche di impermeabilizzazione.

Purtroppo, però, ci sono anche delle limitazioni che riguardano soprattutto lo stato del terreno. Per poter utilizzare questa tecnica è necessario avere un certo grado d'umidità, solitamente maggiore del 10% come riportato da Braun et al.[9] e i moti di filtrazione devono essere relativamente lenti, altrimenti la potenza frigorifera necessaria per il congelamento diventa onerosa. Un altro aspetto da tenere bene in mente è la complessità con cui viene progettato l'intervento ed installato l'impianto. Gli aspetti progettuali che entrano in gioco sono numerosi così come le criticità che si possono avere in corso d'opera.

	Argilla	Limo			Sabbia			Ghiaia			Ciottoli
		F	M	G	F	M	G	F	M	G	
Iniezioni di miscele ternarie acqua, cemento, bentonite											
Iniezioni di miscele cementizie microfini											
Iniezioni di tipo chimico											
Congelamento artificiale del terreno											

Figura 2.5: Applicabilità dei metodi di consolidamento [43]

Dovendo congelare grandi volumi di materiale, l'energia richiesta sia per la fase di congelamento che di mantenimento è elevata e questo comporta alti costi per l'impiego di tale tecnica. Il personale che si occupa della gestione dei macchinari e delle attrezzature utilizzate, deve essere altamente qualificato sia per quanto riguarda la delicata fase di perforazione per l'inserimento delle sonde congelatrici e dei sensori volti al monitoraggio, sia per ridurre al minimo i rischi che si possono avere quando si lavora in un ambiente con materiali ad una temperatura ben al di sotto dello zero che potrebbero causare ustioni da freddo. Ulteriori problematiche si possono avere durante la fase di scongelamento, che può provocare notevoli cedimenti del terreno interessato con conseguenti danni alle strutture limitrofe. Per evitare queste situazioni, devono essere effettuate analisi dettagliate tramite simulazioni numeriche, per studiare come si comporti il terreno quando passa dallo stato congelato a quello naturale.

## 2.2 Teoria delle Miscele Sabbia-Argilla

In passato, durante la caratterizzazione dei terreni, in via semplificata veniva assunta l'ipotesi che questi fossero per lo più monogranulari. Di conseguenza, le campagne sperimentali erano incentrate sulle valutazioni di proprietà e parametri riguardanti la presenza di un solo materiale.

Con il passare del tempo, analizzando la composizione dei terreni più nel dettaglio si è notato che nella maggior parte dei casi si ha una granulometria mista, con una frazione più grossolana ed una percentuale di fine. Questa composizione riguarda anche terreni ricostituiti artificialmente per la realizzazione di rilevati stradali o ferroviari. Da qui nacque la necessità di capire quali fossero le differenze tra un terreno omogeneo ed uno eterogeneo e comprendere da quali parametri potesse essere descritto il loro comportamento meccanico, in modo da avere una conoscenza più dettagliata delle interazioni tra diversi tipi di terreno e le strutture ad esso adiacenti [61] Nel seguito si farà riferimento principalmente a miscele di sabbia e argilla, di cui vanno definite innanzitutto alcune variabili di stato che caratterizzano questi due materiali. Partendo dalla frazione sabbiosa, il parametro fondamentale che ne regola il comportamento meccanico è l'indice dei vuoti: come noto dalla Geotecnica

di base, la risposta meccanica del materiale mostra delle sostanziali differenze se quest'ultimo si presenta allo stato sciolto o denso [30]. Nelle miscele a prevalenza sabbiosa, si ha la presenza di uno scheletro solido e rigido composto dalle particelle di sabbia. Si introduce, quindi, il concetto di  $e_{sand}$  (indice dei vuoti della matrice) espresso come

$$e_{sand} = \frac{V_{water} + V_{clay}}{V_{sand}} \quad (1)$$

Nel caso di sabbia pura, il valore ottenuto risulta compreso in un intervallo  $e_{min}$ - $e_{max}$ , corrispondenti all'indice dei vuoti minimo e massimo rispettivamente, definiti per il materiale considerato. Aggiungendo frazione fine, è possibile riscontrare una situazione in cui  $e_{sand} > e_{max}$ , la quale indica che le particelle sabbiose non sono in contatto tra loro, ma appaiono disperse in argilla o acqua.

Per quanto riguarda la frazione argillosa, a seconda della sua composizione chimica può essere più o meno sensibile all'acqua.

Tra le argille più sensibili usate in letteratura si ha la bentonite, la quale entrando in contatto con la fase acquosa tende a rigonfiarsi, mentre tra quelle meno sensibili troviamo il caolino che non presenta il fenomeno del rigonfiamento. In generale si può considerare la frazione argillosa come una pasta che varia la sua consistenza in funzione del contenuto d'acqua  $w$  che può essere compreso tra il limite liquido  $w_L$  ed il limite plastico  $w_P$ .

Wood [57] studiando terreni argillosi notò che la resistenza dell'argilla normalconsolidata per un contenuto d'acqua pari al limite plastico è circa cento volte più grande di quella con un contenuto d'acqua pari al limite liquido. Bisogna quindi capire se il contenuto d'acqua considerato  $w$  sia più vicino ad un limite piuttosto che ad un altro. Quando la percentuale di fine risulta essere elevata è più significativo far riferimento all'indice dei vuoti della pasta argillosa  $e_{clay}$  espresso come

$$e_{clay} = \frac{V_{voids}}{V_{clay}} \quad (2)$$

Se i vuoti della frazione argillosa sono totalmente occupati da acqua è possibile legare il contenuto d'acqua con l'indice dei vuoti secondo la relazione

$$w_{clay} = \frac{m_{water}}{m_{clay}} = \frac{V_{water}\rho_{water}}{V_{clay}\rho_{clay}} = e_{clay} \frac{\rho_{water}}{\rho_{clay}} \quad (3)$$

Dove  $\rho$  è la densità del materiale considerato. Considerato il complicato assestamento delle particelle e l'evolversi dei contatti tra esse, non è sufficiente utilizzare  $e_{sand}$  o  $e_{clay}$  per descrivere la risposta meccanica della miscela, ma è necessario fare affidamento anche all'indice dei vuoti globale [59]. Per considerarli entrambi, diverse equazioni sono presenti in letteratura come quella proposta da Zuo e Baudet [63] sia per i vuoti della frazione grossolana che per quella fine

$$e_{sand} = \frac{e (G_f - G_f f_c + G_s f_c) + G_s f_c}{G_f (1 - f_c)} \quad (4)$$

$$e_{clay} = \frac{e (G_f - G_f f_c + G_s f_c)}{G_s f_c} \quad (5)$$

dove  $e$  è l'indice dei vuoti globale,  $G_s$  e  $G_f$  sono i pesi specifici relativi della sabbia e del fine rispettivamente, mentre  $f_c$  è il contenuto d'argilla. La limitazione principale della formulazione (5) è legata ad una sottostima della resistenza del materiale, poiché il contenuto d'argilla viene considerato come una particolare specie di vuoti, trascurando le sue reali caratteristiche [53]. Di conseguenza, è utile introdurre un coefficiente  $b$ , il quale tiene conto della quantità di fine coinvolta direttamente nei contatti intergranulari della frazione grossolana.  $b$  può assumere valori compresi tra 0 ed 1, ma ad oggi non si è ancora definito un metodo preciso per la sua determinazione. La relazione modificata si presenta come

$$e_{sand,eq} = \frac{e + (1 - b) \frac{f_c}{100}}{1 - (1 - b) \frac{f_c}{100}} \quad (6)$$

Un altro parametro che permette di capire lo stato della miscela è il volume apparente definito come

$$V_{apparent} = \frac{V_{total}}{V_{solid}} \quad (7)$$

che varia in funzione del contenuto d'argilla seguendo lo schema riportato in Figura 2.6. Si può notare che inizialmente, nel tratto  $\overline{GR}$ , si ha una diminuzione del volume apparente poiché il materiale fine riempie i vuoti senza spostare le particelle grossolane. Una volta raggiunto il punto R, a cui corrisponde un contenuto critico d'argilla  $f^*$ , le particelle fini tendono ad allontanare quelle grossolane fino a quando queste non saranno più in contatto tra loro e di conseguenza il volume apparente tenderà a salire fino a raggiungere il punto F, a cui corrisponde il 100% di materiale fine. Come riportato da Yang et al. [60] la percentuale di argilla in cui si ha la massima densità è di circa 20-30% ed è funzione dell'indice dei vuoti e del peso specifico della fase solida  $G_s$ , sia della frazione sabbiosa che argillosa. Queste considerazioni sono puramente generali ed alcuni aspetti tendono ad essere modificati a seconda delle proprietà chimico-fisiche dei materiali analizzati.

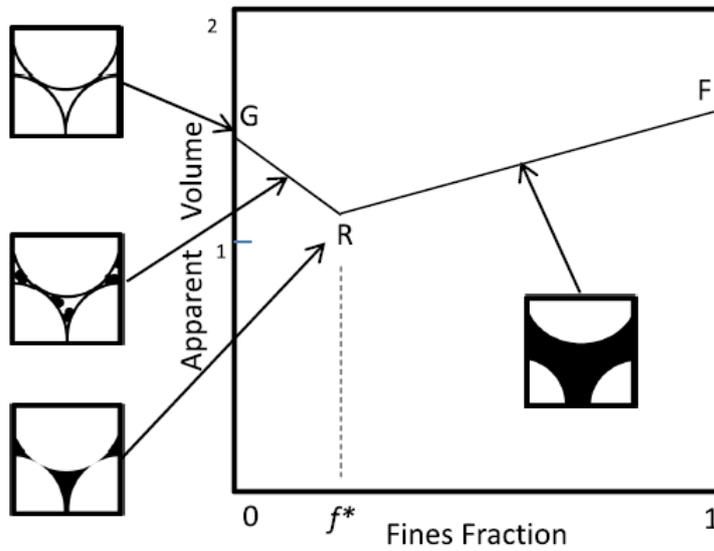


Figura 2.6: Volume Apparente [50]

Monkul e Ozedn [34] tramite prove edometriche, constatarono come la percentuale critica d'argilla dipenda anche dalle tensioni applicate. In Figura 2.7 si nota come la  $f^*$  sia compresa tra il 24 ed il 34 % e come questa tenda ad aumentare incrementando il carico applicato. La linea orizzontale tratteggiata rappresenta l'indice dei vuoti della matrice sabbiosa in cui le particelle sono completamente in contatto tra loro. Tale retta indica il limite oltre il quale la frazione fine tende ad allontanare i grani di sabbia.

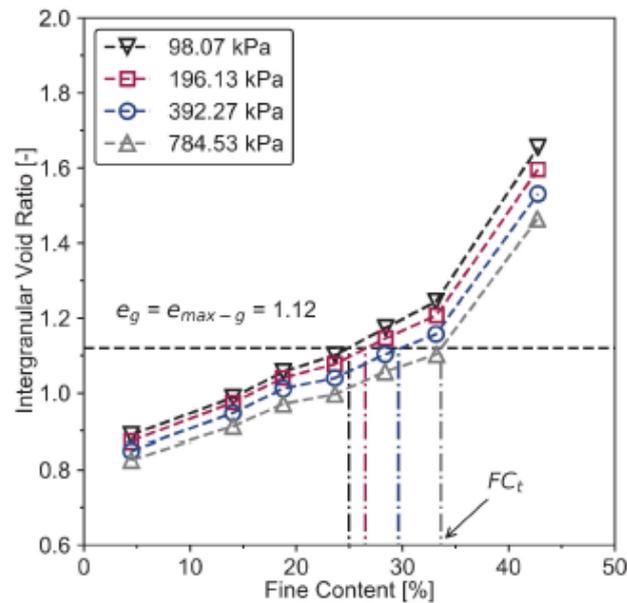


Figura 2.7:  $e_{sand}$  in funzione del contenuto d'argilla [34]

Solitamente i terreni vengono considerati come elementi trifase, nei quali è presente un'unica frazione granulare i cui vuoti sono riempiti da acqua, aria o da entrambe. Per compiere un'analisi più dettagliata è bene dividere la parte solida in una porzione a grana grossa ed in una a grana fine, così facendo il modello considerato diventerà a quattro fasi (Figura 2.8).

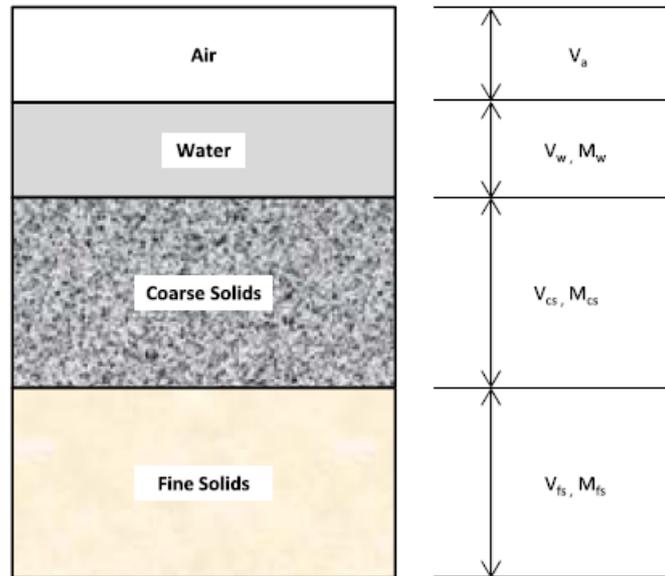


Figura 2.8: Modello a 4 fasi [50]

### 2.2.1 Comportamento meccanico delle miscele

Una volta determinata la composizione della miscela considerata, è utile comprendere quale sia il suo comportamento meccanico in diverse condizioni di carico e come esso vari modificando le percentuali delle due frazioni granulari, oltre ad analizzare l'influenza di parametri come la dimensione delle particelle. Numerosi studi teorici e molteplici campagne sperimentali sono stati eseguiti sulle miscele di sabbia e argilla per via della loro ampia diffusione nei terreni ricostituiti artificialmente e quelli presenti in situ. In particolare diversi autori si sono occupati di capire quali fossero le differenze con un terreno monogranulare dal punto di vista della consolidazione, della permeabilità ([25], [24]) e della conduttività termica ([50]). Un altro aspetto ampiamente studiato è il contributo che la frazione fine fornisce in termini di resistenza alla liquefazione ([52], [23]) da cui si è notato che le particelle fini incrementano la resistenza ai carichi ciclici se queste non presentano un comportamento plastico, altrimenti al contrario si ha una notevole riduzione. In letteratura, molto spesso come frazione fine viene anche utilizzato il limo, ma nei successivi paragrafi ci si concentrerà esclusivamente sull'impiego di argilla.

## 2.2.2 Influenza della dimensione delle particelle

La distribuzione delle particelle in un terreno eterogeneo è sicuramente influenzata dalla loro dimensione. Per frazione grossolana composta da sabbia si intendono quei grani il cui diametro ha dimensioni maggiori di 50 micron, mentre nella frazione fine argillosa il diametro non supera i 2 micron. Per un maggiore stato di compattazione, le particelle del fine tendono a trovarsi in posizione interstiziale nei confronti della fase grossolana e questo è possibile se il rapporto tra i diametri  $d_{grossolano}$  e  $d_{fine}$  risulta maggiore di 7 [28]. Come riportato in Figura 2.9, se il valore di questo rapporto è inferiore al limite definito si avrà una scarsa densità poiché i grani del terreno, approssimati per semplicità con delle sfere, tendono ad essere circa delle stesse dimensioni e non riescono ad incastrarsi in maniera reciproca.

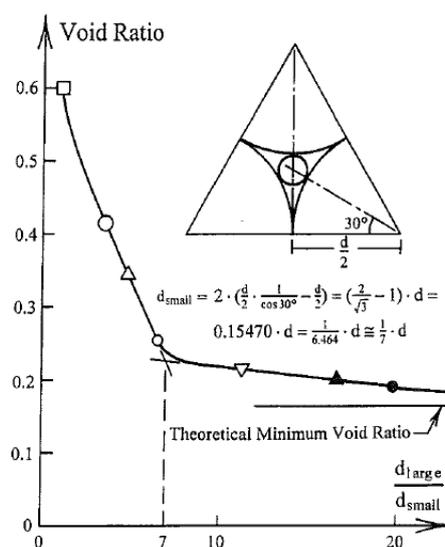


Figura 2.9: Indice dei vuoti in funzione del rapporto diametrico [28]

In funzione di questo rapporto si nota che l'angolo d'attrito interno tende a crescere inizialmente, per poi stabilizzarsi una volta raggiunto la soglia del rapporto diametrico, corrispondente circa a 7. Reiffsteck et al. [41] analizzò l'influenza della forma della curva granulometrica dei materiali granulari impiegati nella miscela (Figura 2.10). In particolare se la curva mostra una concavità verso l'alto si avrà una maggiore compattazione che permette di ottenere un incremento di resistenza al taglio. Al contrario una curva granulometrica con andamento sigmoidale è indice di una blanda densità che riduce la resistenza del materiale.

Il comportamento meccanico di una miscela, quindi, sembra essere legato alla sua densità, esprimibile tramite l'indice dei vuoti. Più la differenza in dimensione del diametro tra la frazione grossolana e quella fine è alta, maggiore sarà il grado d'impaccamento dei grani in miscela che garantiscono un aumento delle proprietà meccaniche.

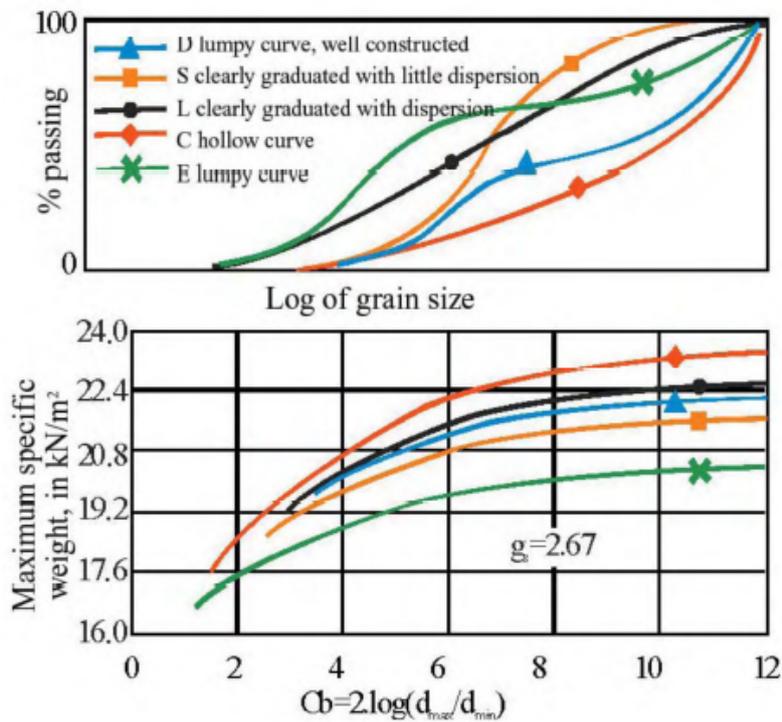


Figura 2.10: Influenza dell'andamento della curva granulometrica sulla densità del materiale [41]

### 2.2.3 Influenza della frazione sabbiosa e argillosa

Per analizzare in che modo le particelle sabbiose influenzino la risposta meccanica di una miscela, [15] eseguirono una serie di prove edometriche su mix di sabbia e argilla, impiegando sia caolino che bentonite in diverse quantità. È possibile notare che aggiungendo sabbia ad una pasta argillosa si ha una minore riduzione dell'indice dei vuoti durante la prova poiché l'aumento del carico verticale causa la graduale formazione di uno scheletro rigido sabbioso, il quale si definisce completo quando i grani di sabbia riescono ad interagire totalmente tra loro (Figura 2.11). A quel punto la fase argillosa non è più in grado d'influencare la risposta meccanica.

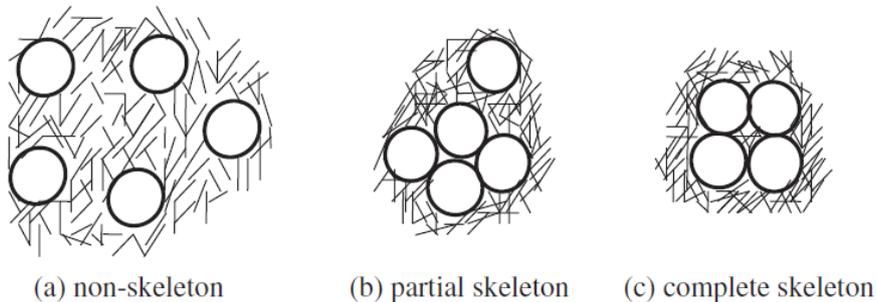


Figura 2.11: Formazione scheletro solido [15]

Come mostrato in Figura 2.12, incrementando la frazione sabbiosa dal 30% al 50%, si nota che la curva di consolidazione tende ad essere traslata verso il basso, data la minore comprimibilità. È possibile osservare inoltre, come ad un certo carico limite, lo scheletro solido si sia completamente formato e il comportamento meccanico della miscela risulti indipendente dalla % di fine. Questa soglia corrisponde a 400 kPa se il contenuto di sabbia è di circa il 30%, mentre per percentuali maggiori di 50%, la matrice rigida viene completata a carichi dell'ordine di 200 kPa. La risposta della miscela, quindi dipende dallo stato di formazione della struttura rigida sabbiosa.

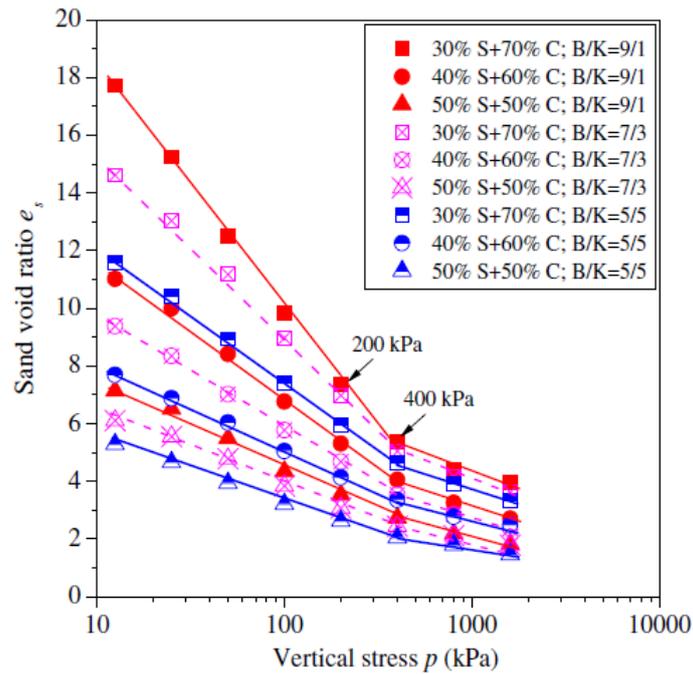


Figura 2.12: Compressibilità di Miscela Sabbia-Argilla [15]

Kumar [25] eseguì una caratterizzazione meccanica di miscele di sabbia e caolino, tenendo in considerazione diverse percentuali di materiale fine. In particolare, per studiarne la consolidazione, furono effettuate prove edometriche variando la percentuale del fine dal 10% al 100%. I risultati riportati in Figura 2.13 mostrano come all'aumentare della frazione argillosa, i contatti tra le particelle sabbiose tendano a ridursi, rendendo così la miscela più comprimibile. Kacprzak G. [24] analizzò più nel dettaglio i risultati di prove edometriche da lui condotte su miscele di sabbia e caolino, differenziando le varie fasi che sono presenti durante l'applicazione dei carichi. Inizialmente si ha un cedimento istantaneo plastico in cui viene eliminata parte dell'aria che occupa i vuoti della miscela. Questa riduzione di volume è pressoché costante ogni volta che viene applicato un nuovo carico ed è funzione della disposizione della sabbia e della consistenza dell'argilla (cedimento nullo se l'argilla è allo stato completamente liquido).

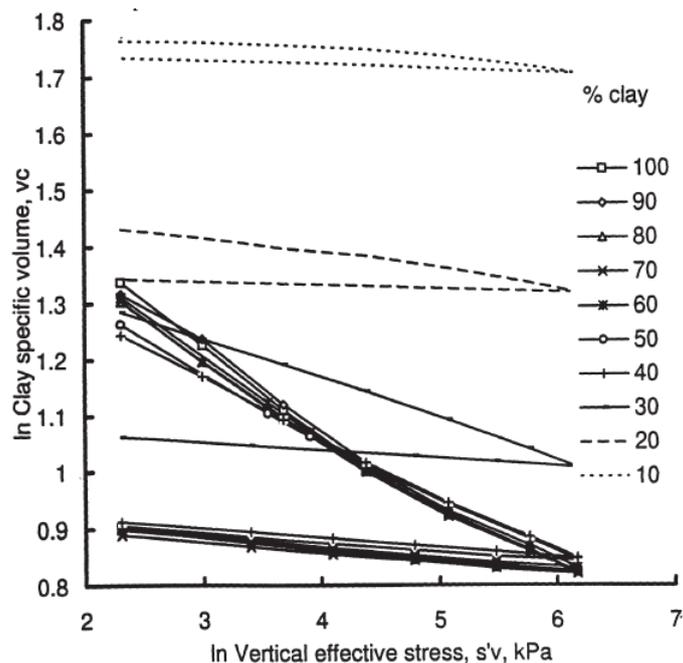


Figura 2.13: Curve di Consolidazione [25]

Successivamente si ha il cedimento di consolidazione in cui l'acqua interstiziale viene messa in pressione per poi essere espulsa nel tempo per via della continua riduzione di volume. Quindi, le miscele in cui la frazione argillosa abbia un contenuto d'acqua pari a  $w_L$ , in questa fase mostrano una notevole riduzione dell'indice dei vuoti. Infine dopo circa 24 ore dall'applicazione del carico si nota un ulteriore cedimento definito secondario, in cui entra in gioco l'aspetto viscoso della miscela, soprattutto guidato dalla frazione argillosa. In generale, per un contenuto d'acqua  $w$  minore o uguale al 35% non si ha una precisa dipendenza con l'indice dei vuoti, ma oltre questo valore la fase secondaria tende ad aumentare al diminuire del contenuto di sabbia. Per quanto riguarda la risposta meccanica della miscela alla prova triassiale bisogna prima di tutto distinguere quali siano le condizioni di rottura, che possono essere drenate e non drenate. In merito alle prime, la Figura 2.14(a) mostra come all'aumentare della frazione argillosa si ha una diminuzione della resistenza massima. Oltre il 40% d'argilla, invece, il comportamento meccanico della miscela risulta essere indipendente dalla percentuale di fine. Lo stesso discorso è valido per le deformazioni volumetriche (Figura 2.14(b)) che indicano come la miscela manifesti un comportamento contraente dovuto principalmente alla presenza di materiale fine in condizioni normalconsolidate. Le condizioni non drenate, invece, mostrano l'insorgere di pressioni interstiziali, il cui andamento è riportato in Figura 2.15, in funzione della deformazione di taglio. Anche in questo caso si nota che la percentuale d'argilla oltre la quale si ha un notevole cambiamento in risposta è la stessa determinata nel caso precedente. In particolare le pressioni subiscono un aumento iniziale seguito da una riduzione durante la fase di instabilità post-picco.

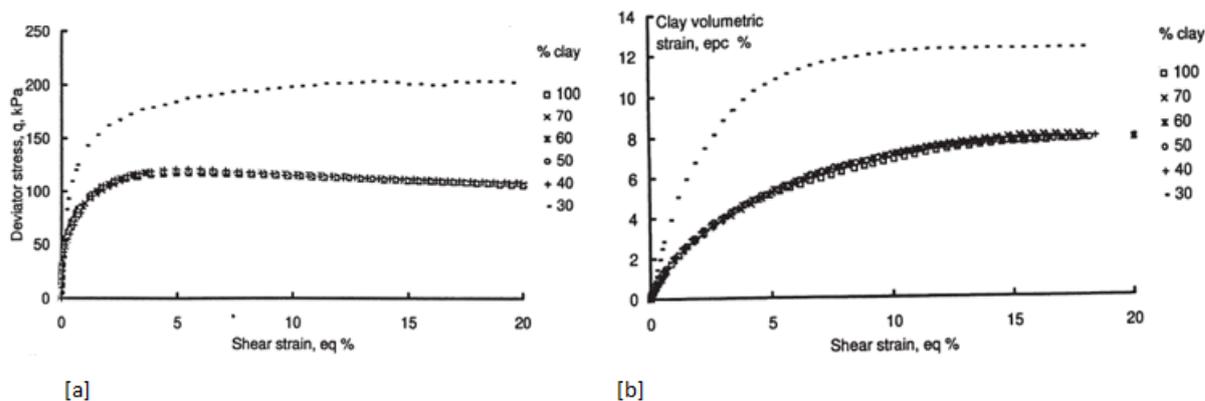


Figura 2.14: Risultati delle prove triassiali in condizioni drenate [26]

Analizzando il percorso di carico della prova triassiale è possibile tracciare, in condizioni di picco, sul piano  $p'$ - $q$ , una retta definita come linea di stato critico, dotata di una certa pendenza  $M$ , la cui relazione è

$$q = Mp' \quad (8)$$

dove  $p'$  è la pressione media efficace, mentre  $q$  è la tensione deviatorica. Una volta determinato  $M$  si procede alla determinazione dell'angolo di attrito interno  $\phi$ , con cui è possibile caratterizzare il materiale secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. La relazione che lega queste due grandezze viene espressa nel seguente modo

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (9)$$

[14] studiò l'influenza che la percentuale di fine ha sulla coesione, constatando

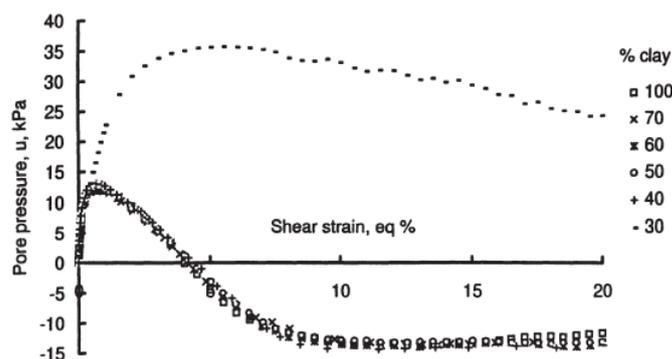


Figura 2.15: Risultati delle prove triassiali in condizioni non-drenate [26]

come questa aumenti direttamente con la frazione argillosa dallo 0% al 20% circa, dopodiché decresce. Anche il contenuto d'acqua ha un certo peso sui risultati, infatti questo tende a ridurre sia la coesione che l'angolo d'attrito se il valore risulta essere maggiore o uguale al 20%.

L'involuppo di rottura di Mohr-Coulomb su campioni di sabbia e caolino, segue un andamento lineare [55], con un valore della coesione tendenzialmente basso (circa 5 kPa) , mentre l'angolo d'attrito interno varia con una legge non precisa in funzione del contenuto d'argilla, ma in base ai risultati presenti in letteratura, generalmente questo diminuisce incrementando la frazione di fine ([5], [33], [47])( Figura 2.16). Riassumendo, quindi, è utile comprendere quali siano le percentuali di frazione fine oltre il quale si nota un cambiamento della risposta meccanica, ovvero quando il comportamento globale della miscela risulta essere governato dalla frazione sabbiosa, argillosa o da entrambe. Osservando i valori riportati in Tabella 2.1 e facendone una media si può dunque assumere che la sabbia controlla il comportamento meccanico fino una percentuale di fine intorno al 25%, mentre la soglia oltre la quale l'argilla ne regola la risposta, è compresa tra il 40% ed il 60% ([19], [37], [36],[26]).

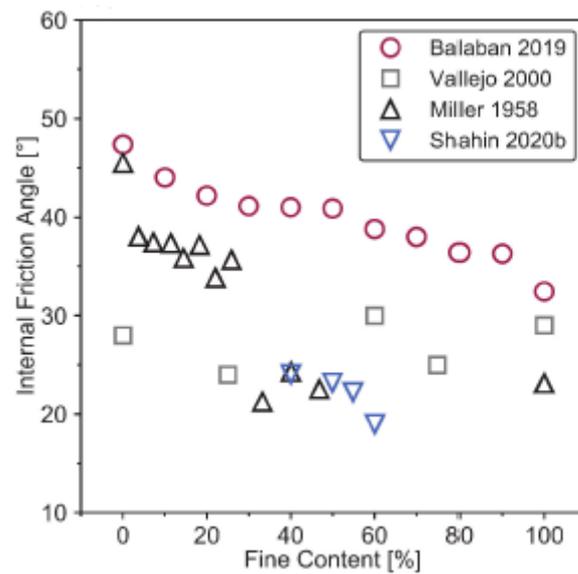


Figura 2.16: Andamento dell'angolo d'attrito interno in funzione del contenuto di fine [61]

Prova	Sabbia	Entrambe	Argilla	Autore
Triassiale	< 30%	30%-50%	> 50%	[37]
Triassiale	< 20%	20%-30%	> 30%	[19]
Triassiale	< 30%	30%-40%	> 40%	[26]
Triassiale	< 35%	35%-40%	> 40%	[36]

Tabella 2.1: Frazioni della miscela che controllano la risposta meccanica in funzione della percentuale di fine [61]

## 2.3 Comportamento a saturazione

Prima di descrivere il comportamento a saturazione, è necessario introdurre nozioni riguardanti i terreni parzialmente saturi. Per semplificare i problemi di natura geotecnica, solitamente i terreni vengono considerati come anidri o come completamente saturi. Nella maggior parte dei casi, in situ si ha a che fare con una situazione intermedia alle due, ed il comportamento meccanico non è sempre riconducibile a casi noti e per questa ragione è utile studiarne le caratteristiche. In generale è possibile dividere un generico terreno in strati, al di sopra della falda acquifera, se presente (Figura 2.17). La prima zona è denominata *frangia capillare* ed essendo posta a contatto con il pelo libero della falda, risulta avere un elevato grado di saturazione ( $> 85\%$ ) tipico di un terreno considerato completamente saturo. Al di sopra di questa si ha la cosiddetta *zona bifase* in cui i pori sono riempiti sia da acqua che da aria, abbassando il livello di saturazione a valori compresi tra il 20% ed l' 80%. Infine lo strato più vicino al piano campagna ha la particolarità di essere asciutto e di conseguenza nelle cavità è prevalentemente presente una fase aeriforme. In assenza di falda, gli apporti di acqua che tendono a modificare il contenuto d'acqua possono essere di tipo meteorico o di natura antropica, come ad esempio perdite di fognature. La risposta meccanica e volumetrica dei terreni parzialmente saturi può essere descritta introducendo delle variabili di stato e delle variabili tensionali. Le prime devono tener conto dello stato iniziale, in particolare della porosità del materiale e del suo grado di saturazione, mentre le seconde si riferiscono a ciascuna fase presente nel terreno considerato. Nel seguito, quindi verranno introdotte la suzione e la tensione netta, le quali sono due variabili tensionali fondamentali per caratterizzare i terreni parzialmente saturi.

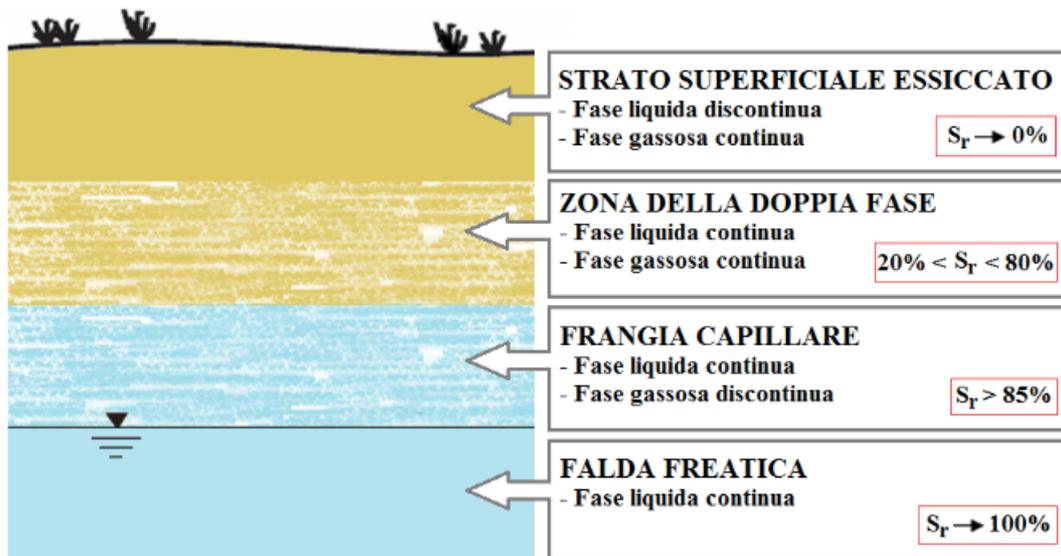


Figura 2.17: Rappresentazione zona satura e parzialmente satura [51]

### 2.3.1 La suzione e la tensione netta

Generalmente, all'interno dei pori di un terreno parzialmente saturo risultano coesistere una fase liquida ed una fase aeriforme con differenti pressioni, grazie alla presenza di sottili strati denominati menischi. Questi tendono a far aderire il liquido alle particelle solide del terreno (Figura 2.18) e grazie alla loro elasticità riescono a sostenere sforzi di trazione dovuti ad una maggiore pressione dell'aria  $u_a$  rispetto a quella dell'acqua  $u_w$ . La differenza tra questi due valori prende il nome di suzione di matrice  $s$ , la cui relazione è

$$s = u_a - u_w \quad (10)$$

Essendo  $u_w$  una quantità negativa nel campo del parzialmente saturo,  $s$  risulta essere sempre positiva. In realtà la suzione di matrice è solo una delle due aliquote considerate per determinare la suzione totale del sistema  $\psi$ , la quale viene definita come la quantità di energia libera dell'acqua di porosità rapportata all'unità di volume del liquido. A quest'energia contribuiscono tutte quelle grandezze che presentano una differenza di valore a seconda della loro distribuzione spaziale, come la densità ed il contenuto di ioni. L'equazione che rappresenta la suzione totale si presenta come

$$\psi = s + \pi \quad (11)$$

in cui  $\pi$  tiene conto del contributo dovuto alla presenza di ioni ed è chiamata suzione osmotica, ma nella maggior parte dei casi può essere considerata trascurabile a meno che non siano presenti dei sali disciolti nelle porosità che tendono a ridurre l'umidità relativa come accade nei terreni argillosi.

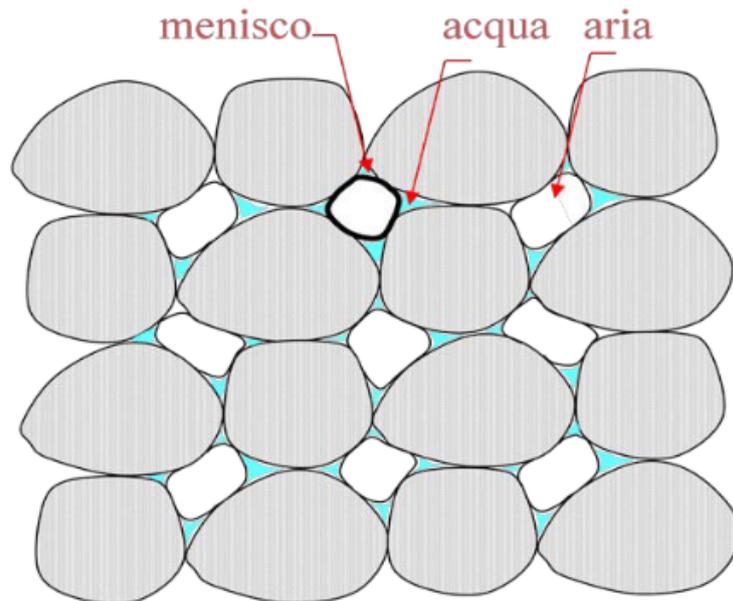


Figura 2.18: Volume di un terreno parzialmente saturo [39]

Dal punto di vista meccanico, la suzione tende ad aumentare la resistenza al taglio del materiale, impedendo lo scorrimento relativo dei grani, ed inoltre influenza le deformazioni elastiche delle particelle e di conseguenza la compressibilità del terreno. Se i terreni saturi possono essere caratterizzati meccanicamente basandosi sul principio di Terzaghi, il quale afferma che ogni variazione volumetrica o di resistenza è dovuta unicamente al variare delle tensioni efficaci (differenza tra tensioni totali e pressione dell'acqua), nel campo del parzialmente saturo questo ha una validità limitata o perlomeno si devono introdurre nuove grandezze. È necessario, dunque, riformulare l'espressione delle tensioni efficaci introducendo le variabili tensionali dei terreni parzialmente saturi. Bishop [8] propose la seguente relazione

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (12)$$

dove è possibile notare la presenza della suzione definita precedentemente, mentre la differenza tra tensioni totali e la pressione dell'aria prende il nome di tensione netta. Il coefficiente  $\chi$  tiene conto del grado di saturazione del terreno ed assume un valore compreso tra 0 ed 1. Tramite campagne sperimentali si osservò, però, che la relazione delle tensioni efficaci alla Bishop permetteva di cogliere solamente il comportamento alla resistenza di stato critico e non gli aspetti riguardanti la compressibilità e la deformabilità. Per rappresentare questi ultimi, diversi autori tra cui Fredlund e Morgenstern [17], affermarono che la soluzione migliore implica l'utilizzo di due variabili tensionali indipendenti, ovvero la suzione di matrice e la tensione netta. Dalla Figura 2.19 si può constatare come nel caso di terreni saturi, sia la resistenza di stato critico che il comportamento tenso-deformativo possano essere descritti dal principio delle tensioni efficaci di Terzaghi, mentre nei parzialmente saturi si deve ricorrere all'uso della relazione di Bishop e all'impiego di variabili indipendenti.

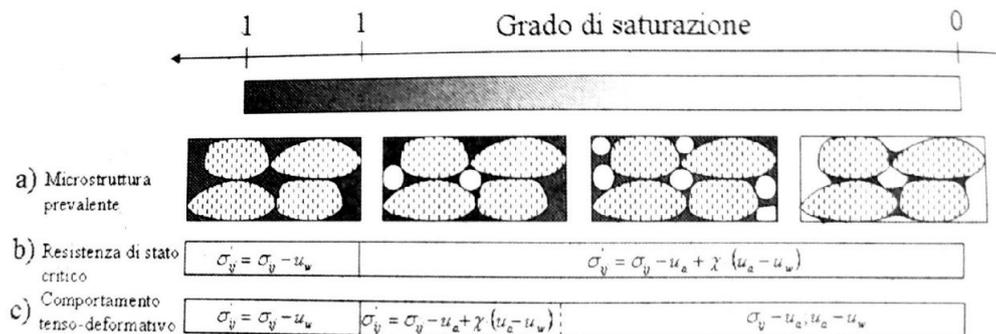


Figura 2.19: Utilizzo delle variabili tensionali [39]

### 2.3.2 Collasso per Saturazione

I terreni parzialmente saturi sono tutt'oggi molto analizzati per via di una loro peculiarità che può influenzare la stabilità di pendii e cedimenti eccessivi di terreni, ovvero il collasso per saturazione. Durante questa fase il contenuto d'acqua tende

ad aumentare portando ad una riduzione della suzione. Come visto in precedenza, questa, grazie alla presenza dei menischi, contribuisce ad aumentare la resistenza e la compressibilità del terreno, quindi venendo a mancare, si avrà una sorta di cedimento irreversibile poiché lo scheletro solido non è più in grado di resistere alle tensioni applicate. Dall'altra parte eliminando la fase aeriforme dalle porosità si noterà una diminuzione della sua pressione  $u_a$  e di conseguenza un incremento della tensione netta. L'entità di questo cedimento risulta essere dipendente da vari fattori, quali la densità relativa, il carico presente al momento della saturazione ed il contenuto d'acqua ([32]), ([1]), ([48]). In particolare come riportato in Figura 2.20, all'aumentare della tensione applicata, si osserva un aumento del cedimento, fino a raggiungere un certo valore limite, denominato carico critico, oltre il quale si ha una riduzione volumetrica meno marcata. Tuttavia quest'affermazione non risulta essere sempre veritiera, infatti Al-Obaidi [2] eseguendo dei test edometrici, ottenne un incremento lineare del cedimento in funzione del carico imposto al momento della saturazione. L'andamento in funzione della tensione applicata, risulta quindi, influenzato dal tipo di materiale considerato. Un metodo per studiare questo comportamento a saturazione è quello di usufruire di prove edometriche ed interpretare i risultati sotto forma di curve di consolidazione. Tramite l'equazione (13) è possibile ricavare un indice di collasso  $C_P$ , che permette di esprimere in percentuale l'attitudine del terreno in esame ad avere un cedimento durante la saturazione.

$$C_P = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * 100 \quad (13)$$

$\Delta e$  rappresenta dunque, il "salto" dal punto di vista dell'indice dei vuoti dovuto all'umidificazione del materiale. A seconda del valore di  $C_P$  ottenuto, osservando la Tabella 2.2 è utile determinare una scala di pericolosità di collasso che può avere un determinato terreno.

$C_P$ [%]	Gravità del problema
0-1	Nulla
1-5	Bassa
5-10	Media
10-20	Severa
> 20	Molto severa

Tabella 2.2: Gravità del problema in funzione dell'indice di collasso [1]

Queste considerazioni vanno tenute in conto soprattutto durante le fasi progettuali di strutture ed infrastrutture, le quali fondazioni interagiranno con esso. L'influenza del contenuto d'acqua e della densità è osservabile dalla Figura 2.21, in cui Shalaby [48] effettuò la saturazione di provini prevalentemente sabbiosi, ad una tensione di 200 kPa, mostrando come l'indice di collasso risulti decrescente al crescere dell'umidità e dello stato di addensamento del campione. Gli stessi risultati si osservano in miscele con sabbia al 60%, dove si nota come il valore del CP sia compreso tra l'1% ed il 7% (Tabella 2.3). In conclusione quindi, non si ha una relazione ben definita tra tensione e cedimento da saturazione, esso può essere tanto

maggiore quanto è più alto il carico di confinamento oppure si può raggiungere una condizione di picco (carico critico) oltre il quale il valore tende a diminuire o a rimanere costante. Inoltre la probabilità di collasso è dipendente anche dalla frazione di fine presente, con particolare attenzione a quelli con bassa percentuale d'argilla come riportato in Tabella 2.4. Infine, devono essere tenuti in conto anche la densità ed il contenuto d'acqua del terreno.

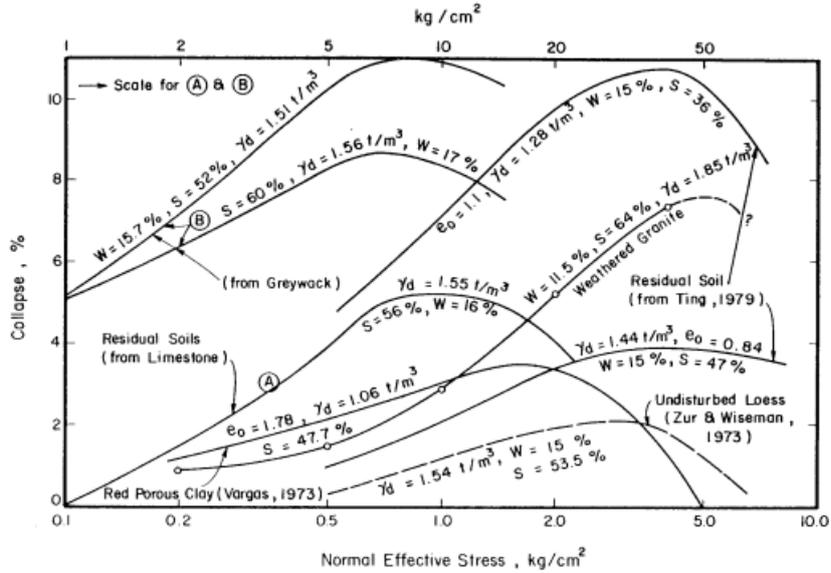


Figura 2.20: Relazione tra tensione di confinamento e variazione di volume [62]

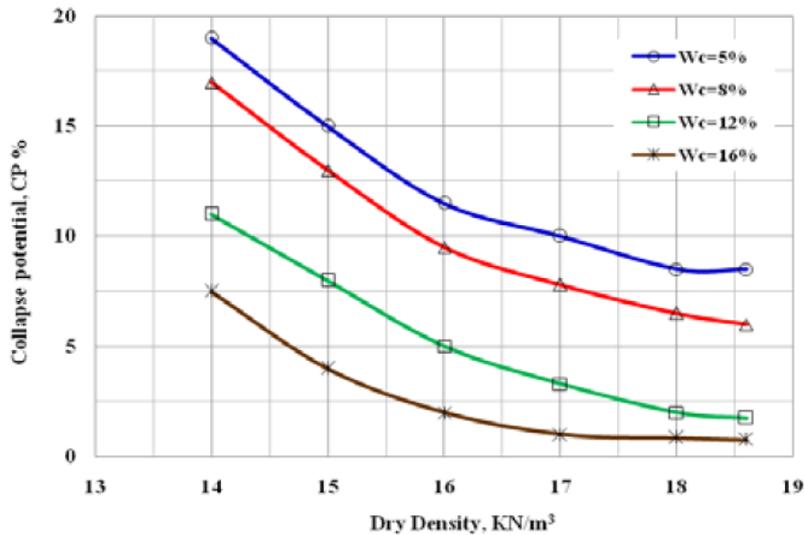


Figura 2.21: Variazione dell'indice di collasso in funzione della densità del secco e del contenuto d'acqua in terreni di sabbia al 59%, limo al 27% e argilla al 14% [48]

Pressione da saturazione [KPa]	Densità del secco [KN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	CP [%]
400	17,0	8	3,2
400	17,0	10	3,0
400	17,0	12	2,4
400	17,0	14	1,7
400	16,5	8	5,7
400	16,5	10	5,2
400	16,5	12	4,5
400	16,5	14	3,5
200	16,5	8	4,6
200	16,5	10	3,4
200	16,5	12	2,5
200	16,5	14	1,5
200	16,0	8	6,1
200	16,0	8	5,2
200	16,0	8	4,4
200	16,0	8	3,5

Tabella 2.3: Indice di collasso in funzione del carico applicato, della densità e del contenuto d'acqua in terreni di sabbia al 60%, di limo al 15% e di argilla al 15% [32]

Percentuale d'argilla CF [%]	Probabilità di collasso
5% < CF < 15%	Alta
15% < CF < 30%	Medio-bassa
CF > 30	Nulla

Tabella 2.4: Probabilità di collasso in funzione del contenuto d'argilla [7]

## 2.4 Conclusioni

Si è visto dunque come la tecnica del congelamento artificiale sia sempre più diffusa nell'ambito dell'ingegneria Civile, specialmente per quanto riguarda la consolidazione e l'impermeabilizzazione di ogni tipo di terreno. Pur essendo utilizzata da vari decenni, molti concetti sono ancora incogniti, in particolare quelli chimico-fisici presenti durante la realizzazione dell'intervento che va dalla fase di congelamento, a quella di scongelamento. Per questo motivo tutt'ora vengono effettuate campagne sperimentali su terreni congelati per vedere in che modo questi rispondono a differenti stati tensionali ([20],[58]). Essendo la maggior parte dei terreni presenti in situ eterogenei, è bene capire come questi si comportino dal punto di vista meccanico. I due fattori principali che li caratterizzano sono la percentuale di materiale fine rispetto a quella grossolana e le dimensioni delle particelle di cui sono composti. Sulla consolidazione, si è notato che aumentando la fase sabbiosa, si riducono le deformazioni e di conseguenza i cedimenti per via del contatto tra i grani di sabbia che tendono a formare una struttura rigida. In generale, dalla letteratura, è stato osservato che il comportamento meccanico della miscela risulta essere governato dalla fase

grossolana fino ad una percentuale di fine di circa il 30%, sotto la quale la frazione argillosa occupa posizioni interstiziali della miscela aumentandone la densità. Oltre questo limite l'argilla tende a far allontanare le particelle sabbiose che, perdendo il contatto, contribuiscono sempre meno alla risposta meccanica del materiale. Questo si osserva in esperimenti che normalmente considerano e mantengono costante l'indice dei vuoti della matrice sabbiosa, aggiungendo progressivamente la frazione fine nei pori (Figura 2.22[a]). Nel presente lavoro di tesi si è voluto procedere alla preparazione di provini con basso contenuto d'argilla, considerando percentuali inferiori o uguali al 15% e mantenendo l'indice dei vuoti globale costante ((Figura 2.22[b]), in modo da capire come e con che entità vari il comportamento meccanico della miscela all'aumentare della frazione argillosa, ma adottando una percentuale di fine nella fascia di comportamento della miscela sabbia-argilla in cui la risposta meccanica è prevalentemente dettata dalle particelle sabbiose. Tale scelta deriva dalla volontà di effettuare prove in congelamento su provini con quantità d'acqua confrontabile e valutare l'influenza del contenuto di fine sul processo di congelamento. Per analizzare l'influenza che il congelamento ha sulle proprietà meccaniche e volumetriche della miscela, i risultati ottenuti con prove triassiali in condizioni drenate a temperatura ambiente sono stati confrontati con quelli ricavati sulle stesse miscele, ma congelate. Inoltre, il comportamento a saturazione dei materiali considerati è stato indagato tramite prove edometriche.

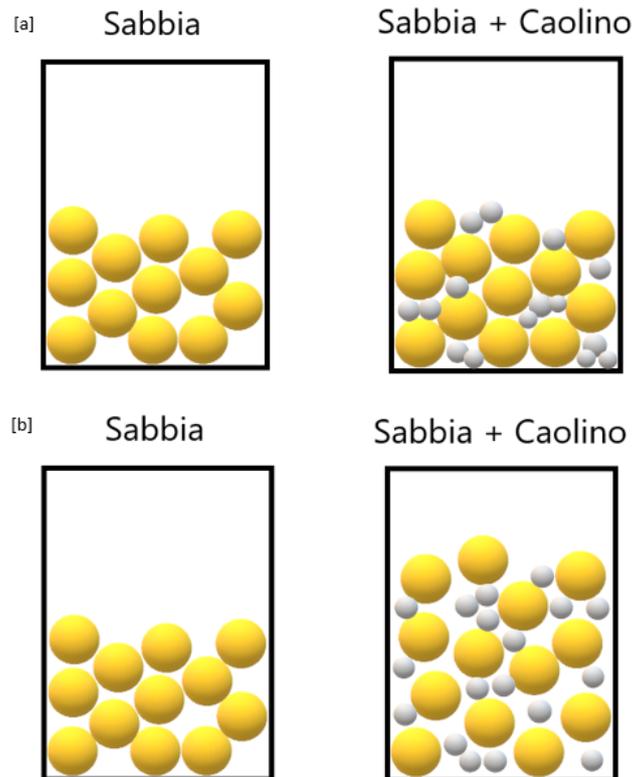


Figura 2.22: a) Provini con  $e_{sand}$  costante, b) Provini con  $e_{globale}$  costante, in sabbia pura (a sx) e sabbia con una limitata percentuale di caolino (a dx)

# Capitolo 3

## Campagna Sperimentale

La caratterizzazione meccanica delle miscele eseguita nei capitoli successivi, consiste, in prima battuta, nella realizzazione di prove triassiali in condizioni drenate (CID). Prima di analizzare ed interpretare i risultati, verranno introdotti concetti teorici riguardanti i materiali utilizzati per la realizzazione dei provini e come questi vengano preparati.

Inoltre verrà descritto il macchinario triassiale impiegato durante la ricerca condotta da G. La Porta [27], specificando quali siano le sue componenti fondamentali e come venga svolta la prova. Infine, verrà mostrato come funziona il macchinario utilizzato per caratterizzare terreni allo stato congelato, elencando le varie differenze rispetto ai test a temperatura ambiente durante l'esecuzione della prova.

### 3.1 Materiali Utilizzati

Nel seguito si descrive la caratterizzazione di provini di sola sabbia e miscele di sabbia con differenti percentuali d'argilla. Quest'ultima può presentare comportamenti differenti a seconda della sua composizione chimica e a seconda della sua sensibilità all'acqua. Per questo motivo si è scelto di utilizzare caolino, il quale risulta essere non rigonfiante in presenza d'acqua, oltre ad essere molto utilizzato in letteratura. In particolare si farà riferimento ad una sabbia fine denominata di Fontainebleau, di largo impiego nell'ambito della ricerca soprattutto in Francia, mentre per la frazione argillosa si adoperava il caolino Speswhite.

Nei successivi paragrafi verranno introdotti questi due materiali, elencando le loro principali caratteristiche legate alla dimensione delle particelle e ai Limiti di Atterberg, per quanto riguarda l'argilla.

Tutte queste informazioni saranno poi prese in considerazione per valutare la densità ed il contenuto d'acqua da adottare per la preparazione dei provini.

#### 3.1.1 Sabbia di Fontainebleau

Questo tipo di sabbia proviene dall'omonima zona situata nella parte nord della Francia e nasce per deposizione in ambiente marino.

I suoi grani presentano una dimensione dei diametri che varia tra i 0,25 ed i 0,063

mm, venendo così classificata come una sabbia fine [31].

I depositi in profondità presentano un colore giallastro, in cui si ha anche circa il 5% d'argilla e per questo motivo solitamente gli strati inferiori non possono venire utilizzati per la caratterizzazione allo stato puro. Gradualmente salendo verso la superficie, la sabbia riduce notevolmente il contenuto di frazione argillosa ed assume un colore chiaro tendente al bianco [3]. Si è notato che all'interno della sabbia allo stato sciolto sono presenti lenti di arenaria cementata grazie alla presenza di quarzo e alla silicizzazione della falda acquifera limitrofa [54]. Dal punto di vista chimico-fisico, quindi, la composizione è caratterizzata da un'elevata percentuale di silice  $SiO_2$  che risulta essere compresa tra il 97% ed il 99%, la quale garantisce un'elevata resistenza all'usura ed una buona durabilità.

La forma dei grani tende ad essere arrotondata con spigoli poco accentuati come mostrato in Figura 3.1. Riguardo alla granulometria, essa presenta diverse dimensioni diametrali dei grani che la compongono, i quali permettono di avere pori poco estesi, ma interconnessi tra loro, garantendo così una buona permeabilità.

Oltre all'ambito scientifico, la sabbia di Fontainebleau, per via delle sue proprietà e della ridotta dimensione dei grani, viene impiegata nei lavori pubblici e come materia prima nella preparazione di vetri e ceramici, tra cui spicca la famosa piramide del Louvre a Parigi.

Le principali caratteristiche fisiche della tipologia di sabbia considerata sono elencate in Tabella 3.1 .

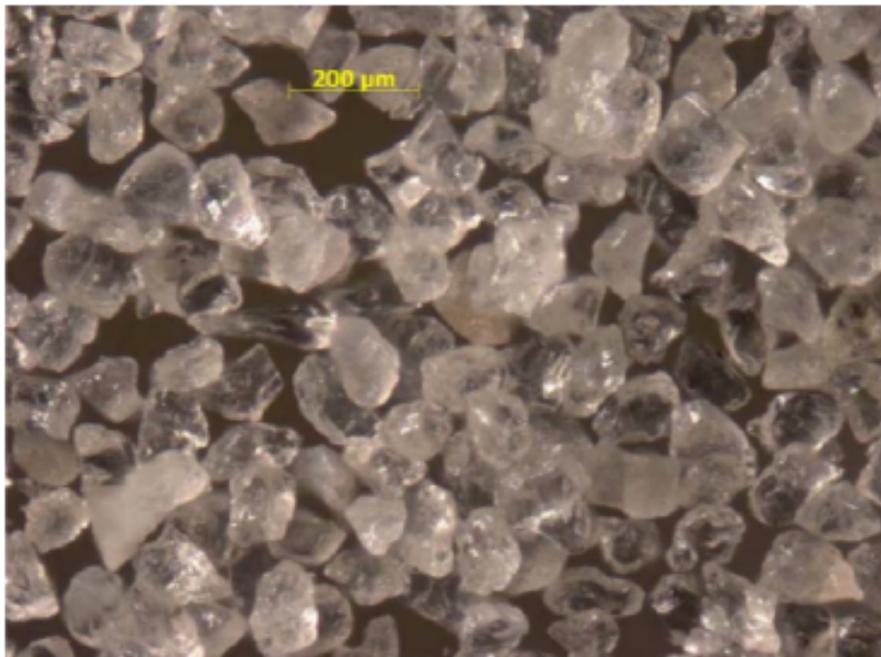


Figura 3.1: Visione al microscopio della sabbia di Fontainebleau [42]

$SiO_2$	Cu	$e_{min}$	$e_{max}$	Gs	$\rho_{dmin}(g/cm^3)$	$\rho_{dmax}(g/cm^3)$
97%-99/0%	1.52	0.54	0.94	2.65	1.37	1.72

Tabella 3.1: Caratteristiche della sabbia di Fontainebleau [46]

### 3.1.2 Caolino Speswhite

Il caolino è un tipo d'argilla di colore bianco o grigiastro, la quale risulta soffice e si comporta in maniera plastica anche grazie alle particelle ultra-fini e piatte che la compongono, visibili grazie ad un microscopio elettronico a scansione (SEM) (Figura 3.2). Viene impiegata soprattutto come pigmento, oltre che per la produzione di materiali ceramici e cementi.

Ci si riferisce molto spesso al termine "china clay" poiché fu trovata per la prima volta nelle colline cinesi di Kao-Lin. Come la maggior parte delle argille, anche il caolino deriva dall'alterazione di minerali argillosi denominati feldspati, i quali a causa dell'interazione con l'acqua meteorica tendono a formare la caolinite.

Si trova molto facilmente sul mercato ed anche a costi contenuti, ma deve essere utilizzato prestando molta attenzione che la granulometria si avvicini a quella desiderata e il grado di purezza risulti idoneo per l'applicazione considerata.

Nel caso in esame, volendo analizzare le proprietà del materiale quando miscelato con sabbia, verrà impiegato il caolino caratterizzato da un livello di purezza medio alto.

Quando si lavora con l'argilla è bene capire quale consistenza si tenda ad avere facendo variare il contenuto d'acqua. In particolare devono essere noti i valori dei limiti di Attemberg, quali il limite liquido ed il limite plastico. La Tabella 3.2 racchiude l'insieme delle proprietà caratterizzanti il caolino Speswhite.

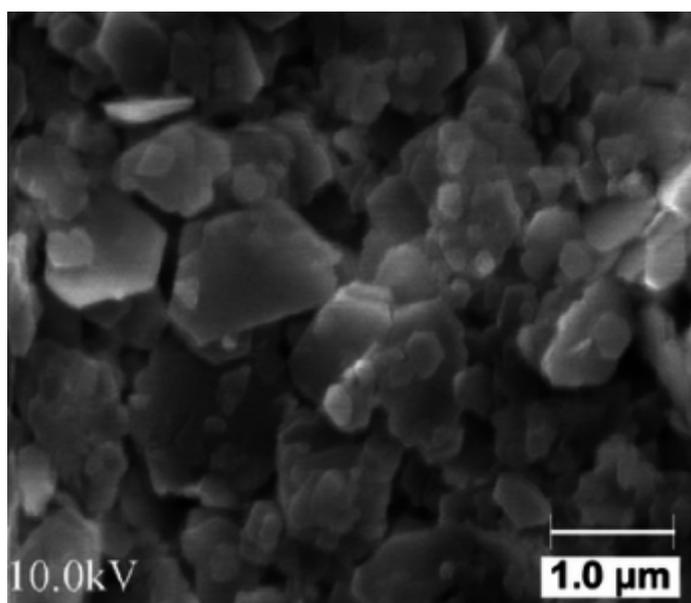


Figura 3.2: Immagine al SEM della caolinite [38]

$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	Gs
58	28	30	2.64

Tabella 3.2: Caratteristiche del caolino Speswhite [35]

## 3.2 Triassiali CID a temperatura ambiente

Le prove triassiali sono molto diffuse nell'ambito della caratterizzazione dei materiali. Dal punto di vista tensionale, si ha il controllo della  $\sigma_1$  assiale e della tensione radiale  $\sigma_3$  (Figura 3.3). In particolare, sono state effettuate prove in condizioni drenate con consolidazione isotropa (CID), ossia l'acqua contenuta all'interno del provino è libera di fluire durante l'applicazione dei carichi. In fase di rottura, la velocità di deformazione deve essere abbastanza ridotta in modo tale da far dissipare le pressioni interstiziali che si formano nell'istante di applicazione dei carichi. Lo scopo principale di queste prove è quello di determinare i parametri di resistenza adottando il criterio di Mohr-Coulomb, i quali sono la coesione  $c'$  e l'angolo d'attrito interno  $\phi'$ . Tramite questi si ricava l'involuppo di rottura secondo la relazione:

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (14)$$

Per fare ciò, andranno eseguiti almeno tre test per ogni tipo di provino, considerando differenti pressioni di consolidazione. Ad ogni prova corrisponde un cerchio sul piano  $\tau$ - $\sigma$  il cui diametro è dato dalla differenza tra  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Tracciando la retta tangente a tutti i cerchi, questa avrà una certa pendenza corrispondente all'angolo d'attrito interno, ed un'intercetta che equivale alla coesione efficace (Figura 3.4(a)). Come visto nel paragrafo 2.2.3, tramite la relazione (9) è possibile ragionare anche in termini di pendenza della linea dello stato critico (CSL) sul piano  $p$ '- $q$ , in cui per ogni prova in condizioni drenate si avrà uno stress path lineare con pendenza pari a 3/1 e la CSL è ottenuta tramite interpolazione lineare di tutti i valori di picco ricavati dai vari percorsi di carico. (Figura 3.4(b))

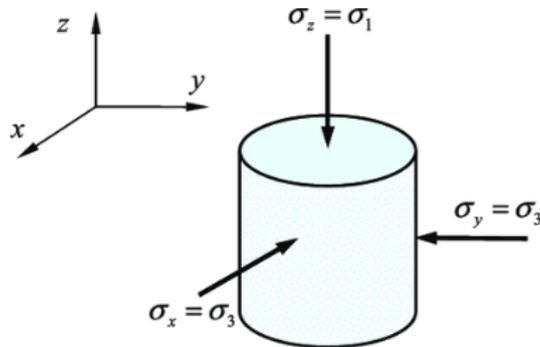


Figura 3.3: Stato tensionale della prova triassiale [18]

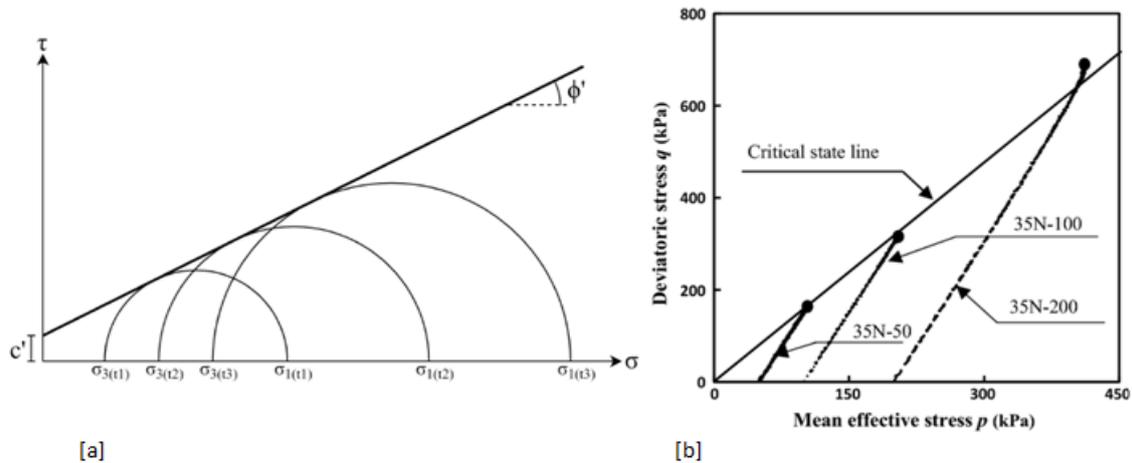


Figura 3.4: (a) inviluppo di rottura di Mohr Coulomb, (b) CSL sul piano  $p$ '- $q$  [56]

### 3.2.1 Descrizione apparecchiatura della prova triassiale

Uno schema esplicativo del sistema triassiale è riportato in Figura 3.5, in cui si può osservare come il provino, di geometria cilindrica, venga montato all'interno di una membrana in lattice, attorno alla quale viene posta una cella fatta di materiali polimerici come il plexiglass o il plexes, i quali grazie alla loro resistenza meccanica permettono di evitare cricche e fratture causate dalle elevate pressioni che possono essere raggiunte nel corso della prova. Questa camera viene riempita con un liquido, solitamente acqua, con il quale si dà al provino un carico radiale.

La membrana prima citata serve per evitare il diretto contatto tra il fluido ed il materiale analizzato e proprio per questo motivo bisogna prestare particolare attenzione alla presenza di possibili fori, i quali provocherebbero infiltrazioni e di conseguenza risultati non affidabili. Inoltre, il suo spessore non deve essere troppo elevato, altrimenti assorbirebbe un'aliquota importante del carico di rottura, mostrando così una resistenza maggiore di quella che il provino realmente ha. Il passaggio di acqua è consentito tramite valvole di drenaggio inferiori, superiori e a pietre porose, le quali sono costituite da un materiale resistente dal punto di vista chimico, rigido e dotato di una permeabilità maggiore rispetto a quella del provino. Prima della prova andrebbero rimosse tutte le bolle d'aria al loro interno. A contatto con i dischi porosi va interposta un particolare tipo di carta definita carta filtro, la quale permette l'attraversamento del solo fluido interstiziale, trattenendo così le particelle del terreno considerato.

Il sistema fornisce la pressione al fluido interstiziale, al fluido in cella e al pistone di carico tramite aria compressa e strumenti ad interfaccia aria-acqua (volumetri). La deformazione assiale viene seguita da un trasduttore noto come LVDT (Linear Variable Displacement Transducer), il quale permette di creare una corrispondenza tra lo spostamento che subisce ed un segnale elettrico registrato in Volt (Figura 3.6(a)).

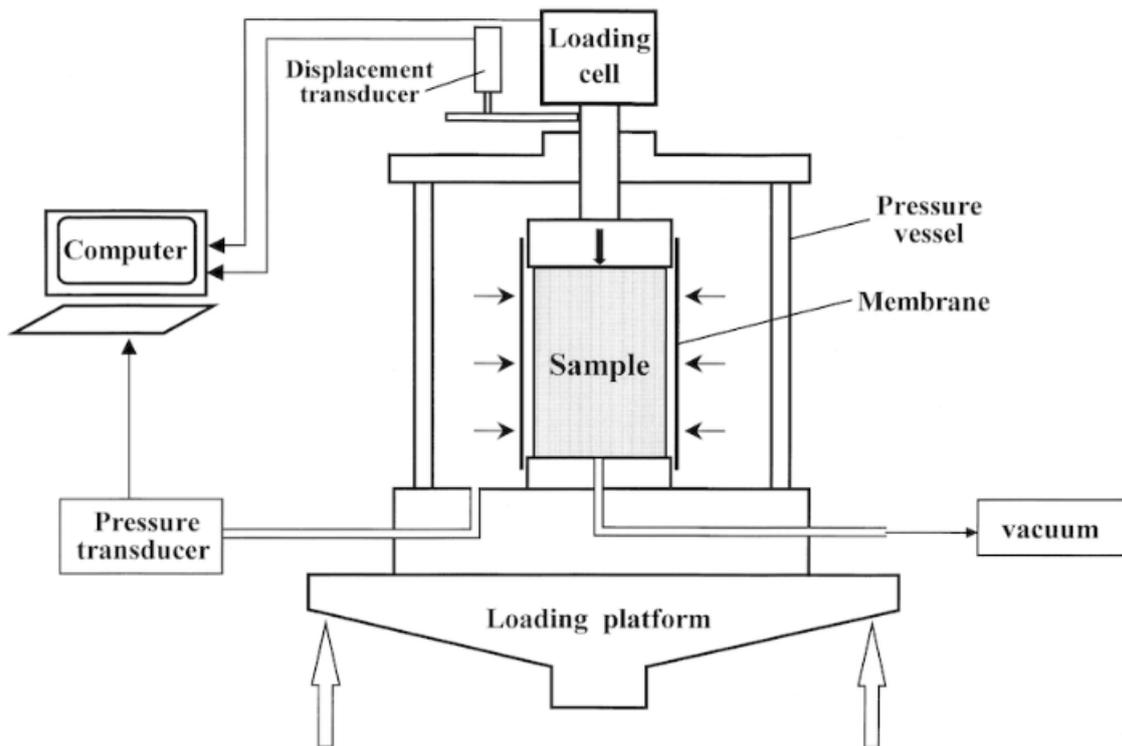


Figura 3.5: Schema del macchinario triassiale [49]

Per le deformazioni volumetriche, si introduce un apparecchio definito volumometro (Figura 3.6(b)), all'interno del quale si ha una parte inferiore riempita d'aria mentre la parte superiore con acqua, collegata con i drenaggi. La sua variazione di volume è direttamente proporzionale ai movimenti del fluido che andranno a deformare la membrana e tramite un LVDT collegato esternamente si registra un certo valore di spostamento. Per esempio durante una compressione isotropa è facilmente intuibile che il provino tenda ad avere una riduzione del volume, permettendo così all'acqua contenuta al suo interno, di fluire verso il volumometro. La zona superiore, quindi, già contenente il liquido, tenderà a riempirsi ulteriormente spingendo la membrana verso il basso. Dunque, una deformazione volumetrica positiva verrà registrata.

Un altro scopo del volumometro è quello di poter gestire l'entrata/uscita del fluido interstiziale e di conseguenza regolare la pressione che si ha nei pori. In una situazione opposta alla precedente, questa volta si parte dalla zona inferiore riempita di aria. Questa viene messa in pressione tramite una valvola definita di "back pressure", spingendo così la membrana verso l'alto e favorendo l'entrata di acqua nel provino nel caso di desiderato aumento di pressione interstiziale.

Un'alternativa al volumometro per misurare le deformazioni volumetriche è quella di poter utilizzare la seguente relazione, a partire da misurazioni di deformazioni assiale ( $\epsilon_a$ ) e radiale ( $\epsilon_r$ ):

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (15)$$

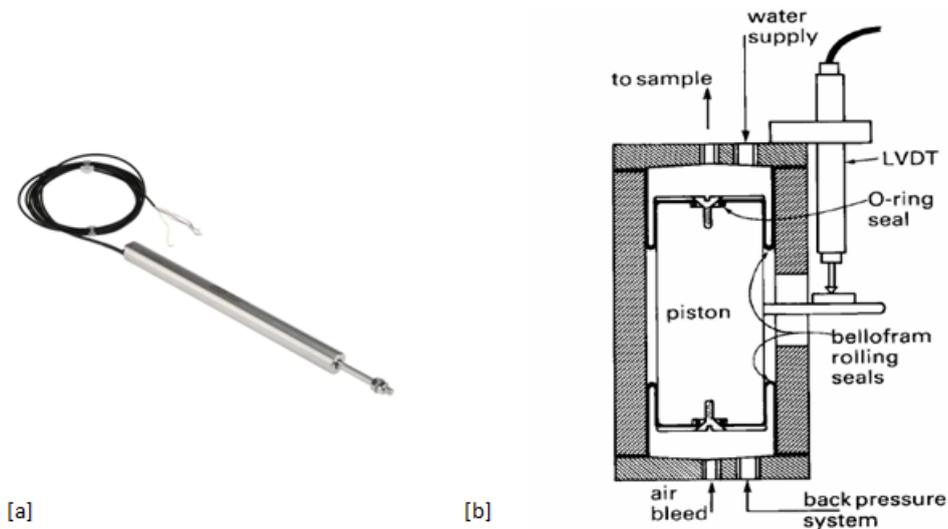


Figura 3.6: (a) LVDT, (b) Schematizzazione del volumetro [11]

Si è già discusso su come ottenere la deformazione assiale  $\epsilon_a$ . La  $\epsilon_r$  è misurata da sistemi che prendono il nome di Kaman (Figura 3.7) ed il loro funzionamento si basa sulla generazione di una corrente da parte di una bobina metallica che non sarà in contatto con il provino.

Fondamentale per la lettura dello spostamento radiale è un elemento di contrasto che viene incollato alla membrana a circa la stessa altezza a cui viene posta la bobina. Solitamente si utilizza la carta d'alluminio, visto il suo ridotto spessore che garantisce una maggiore affidabilità dei risultati. La distanza iniziale tra questi due elementi rappresenta una condizione d'equilibrio e non deve essere né troppo elevata, altrimenti la corrente non raggiunge il target d'alluminio, né troppo ridotta perché va evitato il contatto. Non appena il provino comincia a deformarsi radialmente durante la prova, la distanza tende a variare e si entra in una fase di non equilibrio traducibile in una variazione di voltaggio [13]. Nel caso in esame sono stati installati due trasduttori Kaman diametralmente opposti.

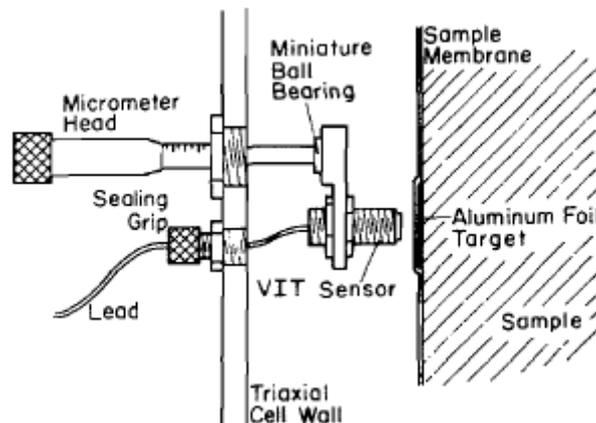


Figura 3.7: Schematizzazione del sensore Kaman [13]

Tutti questi sensori, lavorando tramite circuiti elettrici hanno bisogno di un processo di calibrazione e taratura in modo da poter ottenere il valore nell'unità di misura desiderato. Un esempio di prova di calibrazione è rappresentato in figura 3.8 dove è possibile notare che si eseguono prima di tutto diverse misure. In seguito si interpolano le letture tramite una funzione di cui andranno determinati i parametri.

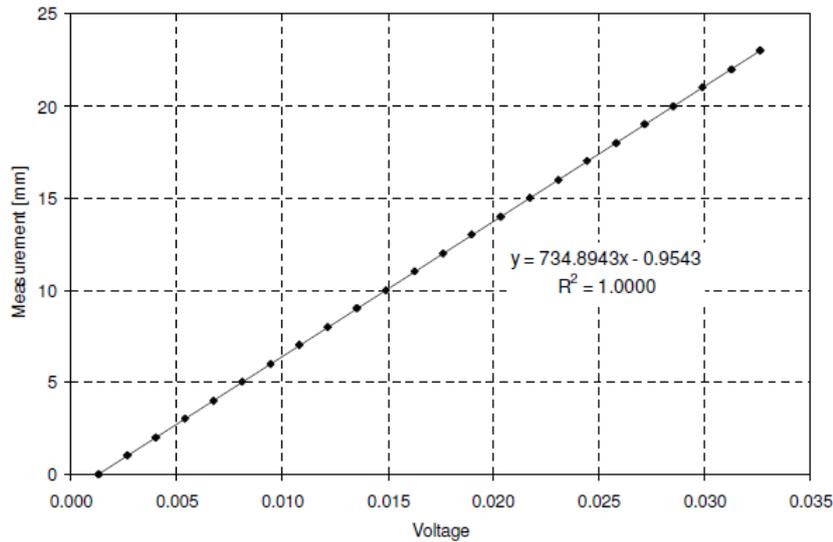


Figura 3.8: Output di un file di calibrazione del LVDT

Per la raccolta dati e per visualizzare l'andamento dei valori durante le varie fasi della prova triassiale, si utilizza il software LabView in cui tramite 7 canali è possibile avere in tempo reale la lettura di

- Pressione assiale;
- Pressione in cella;
- Pressione nei pori;
- Deformazione assiale;
- Deformazione volumetrica;
- Misura del primo trasduttore Kaman;
- Misura del secondo trasduttore Kaman.

In Figura 3.9 è mostrato nel suo complesso il sistema per prove triassiali nel laboratorio di geotecnica del Politecnico di Torino e nel successivo paragrafo viene descritto quali siano i vari step da seguire durante un test triassiale in condizioni drenate.

1. Martinetto per l'applicazione di carichi assiali;

2. LVDT esterno per la misurazione di deformazioni assiali;
3. Cella triassiale riempita con acqua in cui all'interno sono posti il provino ed i sensori Kaman;
4. Drenaggi inferiore e superiore;
5. Pressa, la cui velocità di deformazione viene impostata dall'utente;
6. Quadro per la regolazione delle varie pressioni;
7. Volumometro;
8. Software per la gestione della prova triassiale.

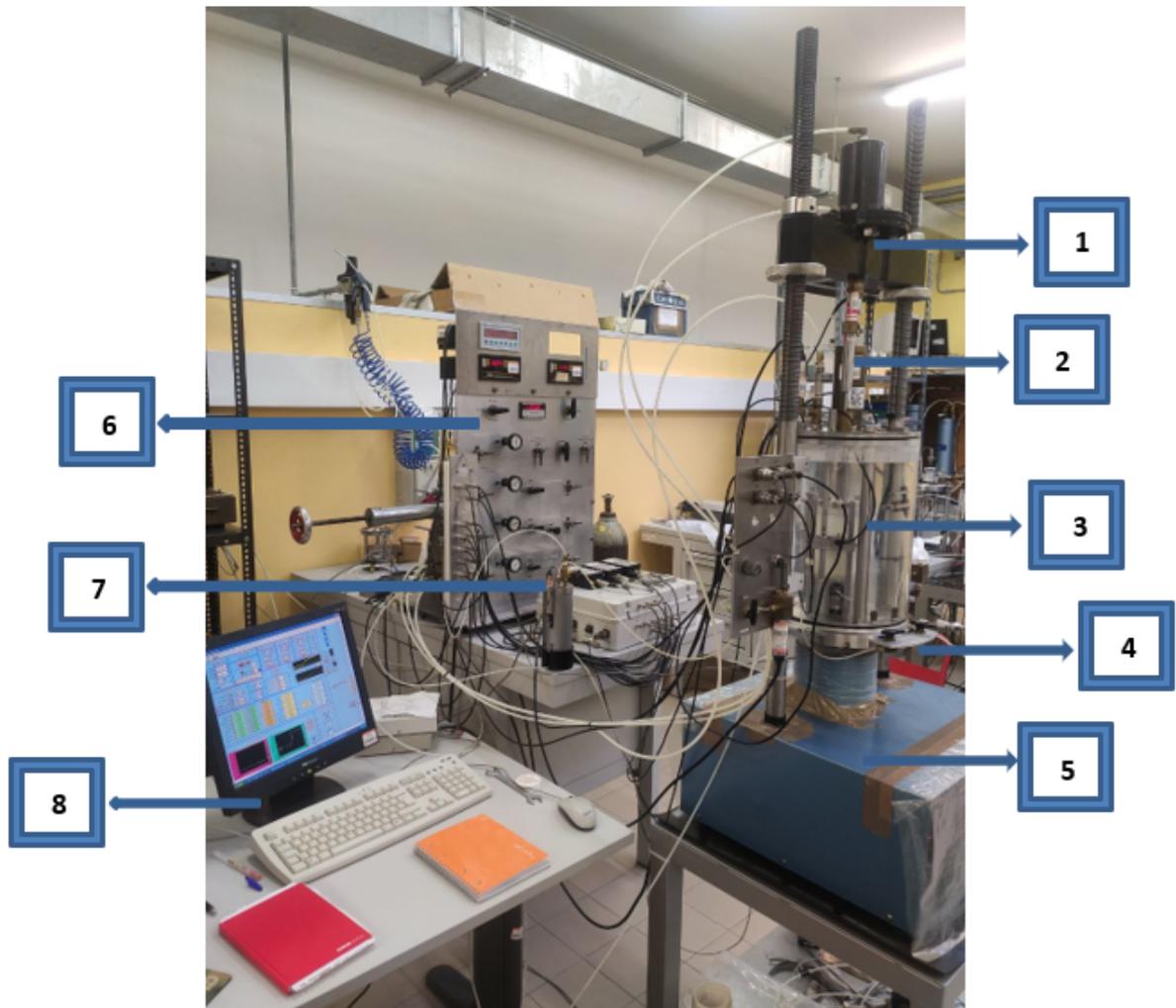


Figura 3.9: Sistema per prove triassiali

## 3.2.2 Descrizione della Prova

### Preparazione materiale

Prima di cominciare il montaggio del macchinario per le prove triassiali, bisogna concentrarsi sulla preparazione del materiale. Nel caso in esame, verranno analizzati provini composti da sola sabbia (S100) e miscele sabbia-caolino in percentuali di 7.5% (S92.5-K7.5) e del 15% (S85-K15) di caolino.

Per ogni tipo di materiale considerato si vuole ottenere una densità medio-bassa con un indice dei vuoti globale  $e = 0.74$  ed un contenuto d'acqua  $w = 7.2\%$ . Utilizzando questi due dati come input e conoscendo i valori della densità dell'acqua  $\gamma_w = 1.00$  [g/cm<sup>3</sup>] e del peso specifico relativo  $G_s = 2.65$  è possibile ricavare il peso dell'unità di volume del secco  $\rho_d$  tramite la formulazione

$$\rho_d = \frac{G_s * \gamma_w}{1 + e} \quad (16)$$

ottenendo così un valore di 1.52 [g/cm<sup>3</sup>]. Il guscio dentro il quale verrà montato il provino definito "mold", ha una geometria cilindrica con un'altezza pari a 140 [mm] ed un diametro di 70 [mm], da cui facilmente si determina il volume che verrà successivamente moltiplicato per la densità in modo da ottenere la quantità necessaria di secco  $M_s$ .

Nota questa quantità si procede al calcolo della massa d'acqua richiesta  $M_w$  tramite la relazione:

$$M_w = \frac{w}{100} * M_s \quad (17)$$

Essendo il valore del peso specifico relativo praticamente uguale sia per la sabbia di Fontainebleau che per il caolino Speswhite, il ragionamento descritto è il medesimo sia per i provini di sola sabbia che per le miscele, con l'unica differenza che in queste una percentuale della massa del secco deve essere di argilla. Le quantità di materiale utilizzate nei vari casi sono elencate in Tabella 3.3. Partendo dai provini di sola sabbia, questa viene messa in forno a circa 105°C per 30 minuti, in modo da ridurre la possibile presenza d'umidità. Successivamente la si lascia raffreddare e verrà poi passata al setaccio, eliminando così le eventuali impurezze. Una volta eseguiti questi passaggi preliminari, non resta che aggiungere nello stesso recipiente l'acqua distillata richiesta e mescolare il tutto con mixer elettrico per una decina di minuti. Per le miscele, il procedimento è circa lo stesso, ma ci sono più aspetti da tenere in considerazione. Il mescolamento, a differenza del caso precedente, deve essere eseguito inizialmente su sabbia e acqua, e poi gradualmente si inserisce nel

<i>Materiale</i>	$M_{sabbia}(g)$	$M_{argilla}(g)$	$M_{acqua}(g)$	$M_{totale}(g)$
S100	820.54	-	59.08	879.61
S92.5-K7.5	759.00	61.54	59.08	879.61
S85-K15	697,46	123,08	59.08	879.61

Tabella 3.3: Quantità di materiale impiegato per la preparazione dei provini

contenitore una determinata quantità d'argilla. Questo serve per far amalgamare bene il composto, visto che il caolino per via delle sue ridotte dimensioni granulari, tenderebbe a segregare se non ben inglobato dalle particelle sabbiose. In Figura 3.10 sono rappresentati i tre materiali utilizzati prima del mescolamento. Una volta terminata la fase di preparazione del materiale si può iniziare con l'assemblaggio del provino all'interno della macchina per prove triassiali. Inizialmente si mette il mold metallico (Figura 3.11) all'interno del quale verrà creato il vuoto in modo tale da garantire una perfetta aderenza con la membrana. Inserita la carta filtro nella base inferiore, è possibile iniziare ad inserire materiale. In letteratura esistono differenti metodi di procedere, come il dry pluviation [29], il quale consiste nell'inserire del materiale in una specie di imbuto ed in funzione del suo diametro inferiore e dell'altezza di caduta si ottiene una densità più o meno bassa. Nel caso in esame, volendo ottenere un indice dei vuoti relativamente alto si è proceduto con il metodo del moist tamping [40] che prevede la pigiatura del materiale allo stato umido tramite un pestello regolabile (Figura 3.11).

La presenza di acqua, in accordo con la prova Proctor, fino ad un certo limite favorisce la compattazione del materiale poichè ha un'azione lubrificante sui grani, mentre se è in eccesso tende a separarli con conseguente riduzione della densità. Essendo l'altezza del mold di 140 mm si è deciso di procedere con la compattazione in 7 strati da 20 mm l'uno. Il difetto principale di questa tecnica, però, è la disomogeneità che si viene a creare, date le stratificazioni all'interno della provino che sono ben visibili durante la prova. Per cercare di limitare questo problema è consigliabile procedere con uno stesso numero di pigiature per ogni strato, e per facilitare l'omogeneità all'interfaccia, questa andrebbe leggermente rimaneggiata con piccoli utensili come ad esempio una forchetta. Una volta riempito il mold, si procede alla rasatura in



Figura 3.10: Acqua distillata, caolino e sabbia prima della miscelazione

modo da eliminare il materiale in eccesso e rendere piana la superficie superiore del provino. Dopo di che, una volta assemblata anche la parte superiore del macchinario triassiale, posta a contatto con il provino, si può procedere alla rimozione del mold, evitando di deformare in maniera eccessiva la membrana. In queste condizioni ora è possibile misurare l'altezza ed il diametro effettivi del provino. Successivamente, i trasduttori vengono collegati con i rispettivi canali e le grandezze da loro misurate devono essere azzerate nel momento cui si immette il fluido all'interno della cella.



Figura 3.11: Pestello regolabile e mold metallico

### **Saturazione**

Completata la parte riguardante il montaggio, si inizia ora con il primo step della prova, ovvero la fase di saturazione.

Lo scopo è quello di saturare completamente il materiale analizzato e per fare ciò, è necessario rimuovere l'aria al suo interno, data la sua scarsa miscibilità in acqua. Per questa ragione si utilizza l'anidride carbonica, la quale si scioglie molto più facilmente in acqua, aumentando le pressioni applicate. Per cui si lascia saturare il provino con della  $CO_2$  per circa 30 minuti (Figura 3.12). Lo step successivo prende il nome di flushing. Si applica uno sforzo isotropo, aumentando simultaneamente la pressione assiale e radiale fino a 20 kPa. Dopo di che, aprendo sia la valvola di drenaggio inferiore che superiore si avvia la saturazione del materiale con acqua disareata. Nelle miscele, questa fase è delicata poiché l'argilla in piccole quantità tende ad essere poco coesa e quindi facilmente trasportabile dal flusso imposto.

Dopo circa una paio d'ore il flusso d'acqua viene interrotto e si passa al controllo del grado di saturazione attraverso la determinazione del coefficiente di Skempton  $B$  definito come

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (18)$$

in cui  $\Delta u$  rappresenta l'aumento delle pressioni interstiziali in condizioni non drenate, incrementando il carico isotropo di una quantità  $\Delta \sigma$ . In realtà la formula più dettagliata viene presentata da Detournay e Cheng [16] tenendo in considerazione anche l'influenza della comprimibilità del fluido e del tipo di terreno considerato. Per materiali contenenti sabbia la relazione diventa

$$B = \frac{1 - n\left(\frac{K}{K_f} - \frac{K}{K_s}\right)}{\left(1 - \frac{K}{K_s}\right) + n\left(\frac{K}{K_f} - \frac{K}{K_s}\right)} \quad (19)$$

dove

- $n$  è la porosità;
- $K_s$  è il modulo di comprimibilità dei silicati [kPa];
- $K_f$  è il modulo di comprimibilità del fluido [kPa];
- $K$  è il modulo di comprimibilità della sabbia [kPa];

Alla fine del processo si calcola la  $B$  tramite la formulazione (18). Quando il provino raggiunge la completa saturazione, la risposta delle pressioni interstiziali  $\Delta u$  segue di pari passo l'aumento delle  $\Delta \sigma$ , portando così ad un valore del coefficiente  $B$  vicino a 1.



Figura 3.12: Saturazione provino con anidride carbonica

Alla fine si avranno quindi degli scalini di carico in cui si noterà un graduale aumento della  $B$  fino al raggiungimento di un determinato valore da poter ritenere

accettabile per proseguire la prova. La soglia minima da raggiungere corrisponde al 0.95 per prove drenate (American Society for Testing and Materials). Durante la fase di saturazione i dati acquisiti dal volumometro non possono essere impiegati per studiare le deformazioni volumetriche, poiché le letture sono influenzate dall'ingresso di acqua per saturazione dei pori. Per determinare, dunque, il comportamento volumetrico che il materiale ha avuto, andranno analizzati i dati acquisiti dai trasduttori esterni, quali l' LVDT assiale ed i due Kaman radiali tramite la formulazione (15). Molto utile, invece, è capire la quantità d'acqua che tende ad entrare nel provino ad ogni gradino di carico, convertendo le letture del volumometro in ml.

### Consolidazione

Conclusa la saturazione si procede con la consolidazione, in cui saranno raggiunte le pressioni efficaci richieste per la fase di rottura. Esistono vari metodi per consolidare, ma nella seguente campagna sperimentale, questa fase verrà eseguita nella maniera più diffusa, ossia in condizioni drenate e isotrope. In maniera analoga a quanto fatto per il controllo del coefficiente B, si eseguono degli scalini di carico con passo riportato in Tabella 3.4 fino al valore scelto in ogni singola prova. Dopo ogni step è necessario aspettare circa un' ora in modo da far avvenire il cedimento immediato ed il cedimento di consolidazione. A differenza della fase di saturazione, la back pressure non deve subire variazioni. Mantenendo i drenaggi aperti, durante questa fase il campione tende ad espellere fluido interstiziale per via del carico isotropo imposto. È quindi utile capire in fase di elaborazione dati, quanta acqua è stata rilasciata dal provino e di conseguenza quali sono le deformazioni volumetriche riscontrate  $\epsilon_v$ . In funzione di queste è possibile determinare l'indice dei vuoti

$$e = e_0 - \epsilon_v(1 + e_0) \quad (20)$$

in cui  $e$  è l'indice dei vuoti nell'istante considerato, mentre  $e_0$  è quello riferito al momento iniziale. Riportando in un grafico l'andamento della  $e$  al variare della  $\sigma$  imposta è possibile ottenere la curva di consolidazione e come si vedrà nel successivo capitolo, è uno strumento molto utile per comprendere l'entità dei cedimenti che il terreno mostra in determinate condizioni di carico.

$\sigma_{eff} = \sigma - u$
50 kPa
100 kPa
200 kPa
400 kPa
800 kPa

Tabella 3.4: Step di tensione efficace seguiti durante la consolidazione

### Rottura

L'ultimo step della prova triassiale è la fase in cui si porta a rottura il provino. Questa, nel macchinario preso in esame, avviene tramite un piatto superiore, de-

nominato top, che comprime il materiale. La velocità di rottura è costante e va impostata alla pressa, la quale alza il livello della cella, spingendo di conseguenza il campione contro il top. In condizioni drenate, è necessario avere una velocità di deformazione sufficientemente bassa da permettere la dissipazione di sovrappressioni interstiziali. Per la sua determinazione, andranno quindi studiate le caratteristiche legate al flusso del fluido interstiziale durante la fase di consolidazione. Tramite osservazioni sperimentali si è notato che la resistenza del materiale non viene influenzata dalla velocità di deformazione quando il grado di dissipazione  $U$  è almeno pari a 95%, da cui è possibile ricavare il tempo necessario per avere la rottura nel provino  $t_f$  utilizzando l'equazione

$$t_f = \frac{20 * h^2}{\eta * Cv} \quad (21)$$

dove

- $Cv$  è il coefficiente di consolidazione;
- $2h$  è l'altezza del provino;
- $\eta$  è un coefficiente adimensionale che tiene conto delle condizioni di drenaggio.

Nota la deformazione ultima  $\epsilon_r$  in funzione del materiale considerato si può, inoltre, procedere alla determinazione della velocità di rottura  $v$  espressa come

$$v = \frac{Lc * \epsilon_r}{100 * F * t_{100}} \quad (22)$$

in cui

- $Lc$  è l'altezza finale del provino dopo la consolidazione;
- $F$  è un coefficiente adimensionale, il cui valore dipende dalle condizioni di drenaggio;
- $t_{100}$  è il tempo di fine consolidazione.

Nel caso considerato, trattando principalmente sabbie mediamente dense, si prenderà come riferimento una deformazione ultima del 20%. La velocità di deformazione viene definita pari a 0,33 mm/min. Tale scelta è stata effettuata per le prove congelate, ed è stata mantenuta nelle triassiali standard per permetterne il confronto. Gli stessi valori sono stati impiegati anche per le miscele in cui si prevede l'aggiunta di argilla. Questa, avendo bassa permeabilità, presenta una velocità di deformazione massima per evitare la nascita di sovrappressioni interstiziali dello 0,002 mm/min, ma essendo presente in piccole quantità, ci si aspetta un comportamento complessivo guidato dalla frazione sabbiosa. Una volta determinata la velocità da imporre alla pressa, è possibile iniziare la rottura del provino. Durante questa fase, sia la pressione del fluido interstiziale che quella radiale rimarranno costanti, mentre si noterà un aumento della tensione verticale fino al raggiungimento di un valore massimo a cui

corrisponde una situazione denominata di picco. Il campione viene gradualmente compresso e tende a deformarsi generalmente a "botte" (Figura 3.13), notando un aumento dell'area trasversale nelle zone centrali del provino, oppure, come nel caso di sabbia pura, si potrebbero avere delle deformazioni localizzate, chiamate bande di taglio. Per questa ragione i trasduttori Kaman devono essere costantemente controllati e quando risultano troppo vicini alla pellicola metallica incollata alla membrana, vanno allontanati in modo da evitare il contatto che ne limiterebbe l'espansione laterale del provino e di conseguenza si avrebbe una scarsa affidabilità dei dati acquisiti. Essendo la tensione verticale calcolata dal sistema come il rapporto di una forza applicata su un'area costante, si deve applicare una correzione poiché questa tende a variare durante la rottura e non si riesce a misurarne direttamente l'entità. La formula presentata da Ioannis-Orestis e Ionnis [22] permette di determinare un nuovo valore dell'area trasversale del provino, assumendo che quest'ultimo si deformi come un cilindro e considerando l'influenza sia delle deformazioni volumetriche che assiali, misurate direttamente dal volumometro e dall'LVDT esterno rispettivamente. Si ha quindi, una relazione del tipo

$$A = A_0 \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_a} \quad (23)$$

dove  $A_0$  rappresenta l'area trasversale iniziale. Una volta terminata la rottura, si procede allo smontaggio della cella triassiale e all'interpretazione dei dati acquisiti durante le tre fasi principali della prova, per cui si rimanda al capitolo successivo. Per quanto riguarda il terreno analizzato questo viene raccolto in un contenitore, il quale verrà pesato con e senza materiale e poi verrà successivamente messo in forno a 105 °C per un almeno 24 ore. In questo modo è possibile determinare il contenuto d'acqua finale e calcolare il grado di saturazione  $S_r$  del provino in funzione dell'indice dei vuoti tramite l'equazione

$$S_r = \frac{w G_s}{e} \quad (24)$$

dove  $e$  è l'indice dei vuoti finale determinato tramite la formulazione (20). Il materiale miscelato, ma non impiegato nella realizzazione dei provini, viene utilizzato per determinare con buona approssimazione il contenuto d'acqua e l'indice dei vuoti iniziale, partendo dal materiale totale preparato e da quanto ne è rimasto nelle buste di stoccaggio del materiale, dopo aver estratto il quantitativo necessario per il montaggio del provino.



Figura 3.13: Deformazione a botte del provino

### 3.3 Triassiali CID su terreni congelati

Quanto visto per le prove triassiali CID a temperatura ambiente, può essere esteso a particolari test in cui i provini prima di essere portati a rottura vengono congelati. In questo paragrafo verranno quindi spiegate le caratteristiche principali del macchinario impiegato per caratterizzare terreni congelati (oggetto della ricerca condotta da G. La Porta, [27]) per poi passare alla discussione di come venga svolta tale prova triassiale e quali differenze sussistano rispetto a quella classica.

#### 3.3.1 Descrizione del Macchinario e della prova

Il sistema triassiale in esame è locato presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università Tor Vergata di Roma ed è denominato FROZEN [6]. Per eseguire questo tipo di prova è necessario avere una cella triassiale (1 in Figura 3.14) ed una pressa meccanica (2 in Figura 3.14), la cui velocità può essere controllata. Il sistema viene completato con un impianto che permetta la circolazione del fluido refrigerante (3 in Figura 3.14). Il terreno analizzato viene congelato radialmente, dall'interno verso l'esterno grazie ad un tubo in rame collocato nella zona centrale del provino, in cui scorre il fluido refrigerante. Questo modo di operare consente di riprodurre le reali condizioni di congelamento artificiale che si hanno in situ, a differenza di altri macchinari dove il carico termico viene applicato dall'esterno verso l'interno.

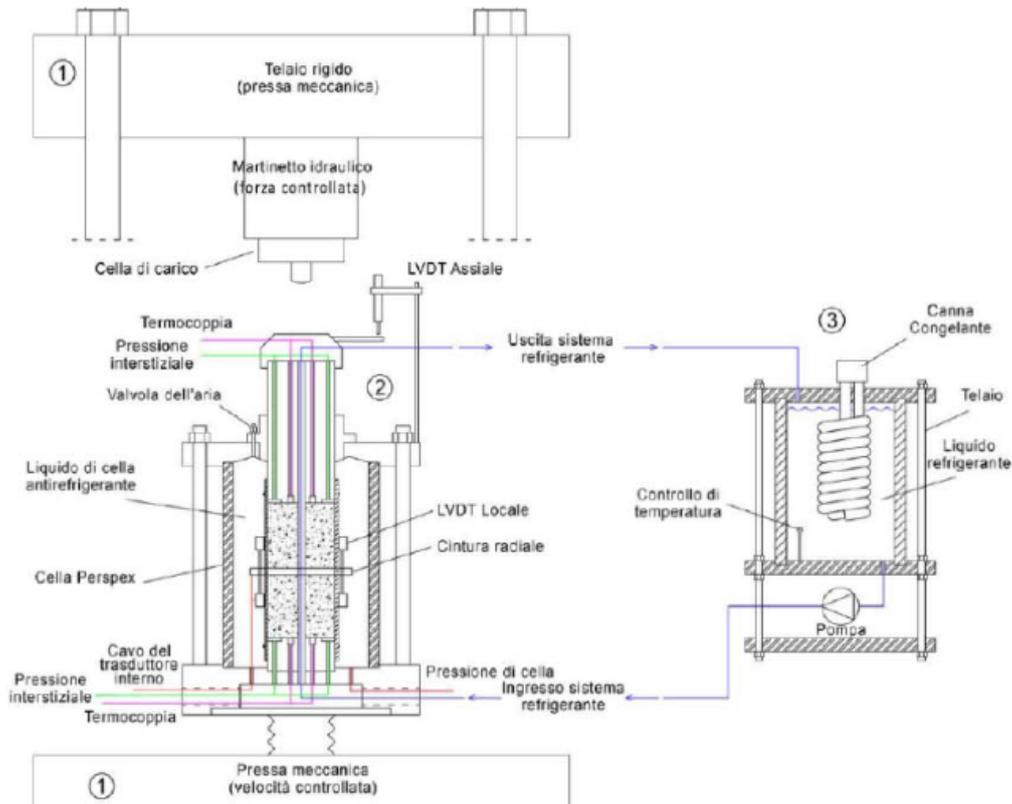


Figura 3.14: Schema del sistema FROZEN [6]

Per acquisire dati sull'andamento delle temperature in funzione del tempo, vengono impiegate ventitré termocoppie, di cui diciassette sono divise tra la base e la testa del provino, due sono immerse nel fluido di cella e due nell'impianto di refrigerazione. Le deformazioni volumetriche vengono misurate tramite il volumetro che registra la quantità di acqua richiamata ed espulsa dal campione grazie alle valvole di drenaggio inferiore e superiore. Questo tipo di misurazione è possibile, però, fino a quando l'acqua all'interno del provino risulta essere non congelata. Per quanto riguarda la misura delle deformazioni assiali e radiali si utilizzano dei trasduttori illustrati in Figura 3.15. Lo spostamento assiale viene acquisito tramite un LVDT esterno e due placche metalliche, attaccate alla membrana in posizione diametralmente opposta, mentre quello radiale necessita di un cinturino collocato a circa metà altezza del campione. Grazie a queste misure è possibile avere un andamento della deformazione volumetrica anche dopo il congelamento, impiegando la relazione (15). Il sistema FROZEN può eseguire sia prove a controllo di deformazione che a controllo di carico. Le modalità d'esecuzione della prova risultano essere molto simili a quelle previste per una triassiale standard con l'unica differenza che dopo lo step di consolidazione, viene aggiunta una fase in cui si congela il provino in condizioni isotrope, per poi portarlo a rottura, come riportato in Tabella 3.5.

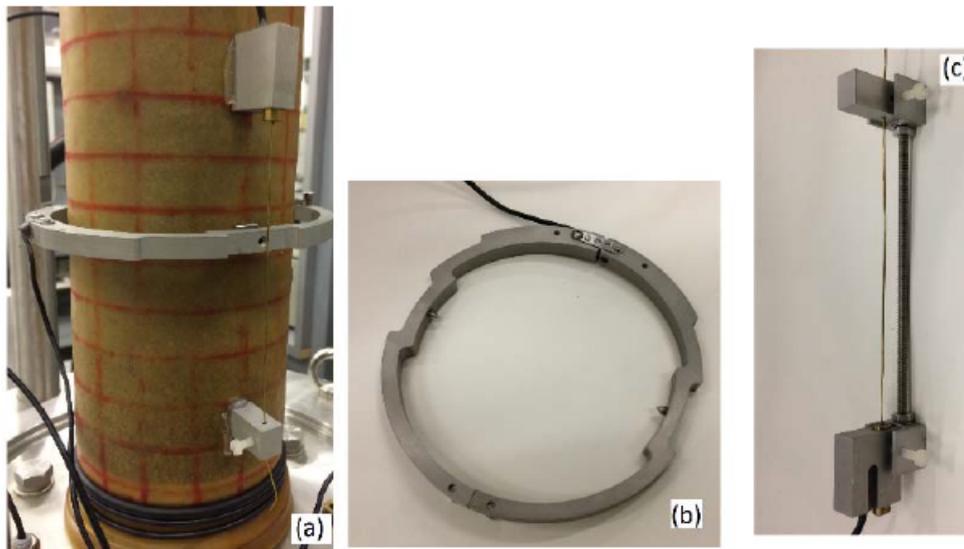


Figura 3.15: a) Trasduttori montati sulla membrana, b) trasduttore radiale, c) trasduttore assiale [6]

Triassiale Standard	Triassiale con FROZEN
Saturazione	Saturazione
Consolidazione	Consolidazione
-	Congelamento
Rottura	Rottura

Tabella 3.5: Fasi della prova triassiale standard e della prova eseguita con il sistema FROZEN [27]

In conclusione, il sistema FROZEN risulta essere efficace per eseguire prove triassiali su terreni congelati, permettendo di capire come si deforma il provino durante il congelamento e come si comporta in rottura. Nel successivo capitolo i risultati delle prove triassiali CID a temperatura ambiente saranno descritti nel dettaglio, ed un breve confronto con le prove congelate realizzate in precedenza [27] sarà mostrato.

# Capitolo 4

## Osservazioni Sperimentali

Nel presente capitolo verranno discussi i risultati ottenuti da prove triassiali a temperatura ambiente su miscele di sabbia e caolino, le cui caratteristiche sono riportate nel capitolo 3. In particolare verrà studiato il comportamento meccanico e volumetrico durante le fasi di saturazione, consolidazione e rottura per analizzare l'influenza della percentuale di frazione argillosa nel comportamento della matrice sabbiosa.

### 4.1 Interpretazione dei risultati

Le caratteristiche delle prove triassiali eseguite sono raccolte in Tabella 4.1. Per ogni tipo di miscela analizzata si sono effettuati tre test, ognuno con diverse tensioni efficaci raggiunte durante la consolidazione, ovvero 50 kPa, 200 kPa, 800 kPa. Tutte le prove sono state eseguite in condizioni drenate in rottura (prove CID). Per ogni test sono riportati

- Il numero progressivo di prova preceduto dalla sigla TX (Triassiale);
- Tipo di materiale analizzato;
- Pressione di consolidazione  $\sigma'_3$ ;
- Altezza iniziale misurata del provino  $H_0$ ;
- Diametro iniziale misurato del provino  $D_0$ ;
- L'indice dei vuoti globale iniziale  $e_0$ ;
- L'indice dei vuoti della matrice sabbiosa  $e_{sand}$ ;
- Il contenuto d'acqua iniziale  $w_0$ ;
- La densità relativa della matrice sabbiosa  $D_R$ .

Le dimensioni iniziali del provino risultano differenti perché nonostante il montaggio avvenga in presenza di un mold rigido, il materiale è contenuto all'interno di una membrana in lattice deformabile. Una volta terminata la preparazione infatti, il mold viene rimosso e si effettuano le misure diametrali e dell'altezza del provino.

Da tali grandezze è possibile determinare il volume e di conseguenza l'indice dei vuoti iniziale, che risulta essere più basso nelle miscele con caolino poiché le stesse risultano più facilmente compattabili con il pestello. Di conseguenza il materiale previsto nei calcoli iniziali non è sufficiente per raggiungere il bordo superiore del mold. Per questo motivo nelle miscele sono stati aggiunti circa 15 grammi allo strato finale. L'indice dei vuoti della frazione sabbiosa tende ad aumentare con l'incremento di argilla nella miscela. Questa è una conseguenza del fatto che per la preparazione del materiale si è considerato un  $e_0$  teorica costante pari a 0,74 per tutti i tipi di provino. Infine viene anche calcolata la densità relativa della matrice sabbiosa attraverso l'equazione

$$D_R = \frac{e_{MAX} - e_{sand}}{e_{MAX} - e_{MIN}} \quad (25)$$

con  $e_{MAX}$  ed  $e_{MIN}$  sono il massimo ed il minimo indice dei vuoti che il materiale possa assumere. Per la sabbia di Fontainebleau,  $e_{MAX}$  ed  $e_{MIN}$  valgono 0,54 e 0,94 [46]. Tramite la Tabella 4.2 si può definire, dunque, lo stato di addensamento della matrice sabbiosa. Nel caso in esame, in presenza di sola sabbia si ha una densità media, ma questa tende a diminuire bruscamente in presenza di fine, rendendo la frazione sabbiosa in uno stato che risulta sciolto al 7,5% di caolino e molto sciolto al 15%. Con questa formulazione, la densità relativa può avere anche valori negativi poiché non si sono trattati terreni di sola componente sabbiosa, ma con una certa percentuale di fine, per cui l'indice dei vuoti della sabbia all'interno della miscela può avere valori maggiori dell' $e_{MAX}$ , fornendo così un numeratore (nell'eq. 25) minore di zero. Nei provini S85-K15, avendo ottenuto un valore di densità risultati negativa, si è riportato il valore zero.

Prova	Materiale	$\sigma'_3$ [kPa]	Ho [mm]	Do [mm]	$e_0$ [-]	$e_{sand}$ [-]	$w_0$ [%]	$D_R$ [%]
TX01	S100	50	141,55	70,34	0,76	0,76	7,3	45
TX02	S100	200	139,86	70,27	0,73	0,73	7,2	53
TX03	S100	800	139,98	70,20	0,73	0,73	7,8	53
TX04	S92,5K7,5	50	141,22	70,10	0,71	0,84	6,6	25
TX05	S92,5K7,5	200	140,54	70,18	0,68	0,82	6,5	30
TX06	S92,5K7,5	800	141,61	70,10	0,70	0,84	6,7	25
TX07	S85K15	50	141,39	70,28	0,68	1,04	7,1	0
TX08	S85K15	200	141,21	70,14	0,69	0,99	6,8	0
TX09	S85K15	800	141,01	70,09	0,71	1,01	6,9	0

Tabella 4.1: Caratteristiche delle prove triassiali eseguite

$D_R$ [%]	Stato di addensamento
0-15	molto sciolto
15-35	sciolto
35-65	medio
65-85	denso
85-100	molto denso

Tabella 4.2: Densità relativa e corrispettivo stato di addensamento

### 4.1.1 Saturazione

L'acquisizione dati per la fase di saturazione comincia nel momento in cui si fa circolare anidride carbonica all'interno del provino. Le deformazioni volumetriche tendono ad essere praticamente nulle in questa fase, fino a quando il terreno inizia a saturarsi con acqua distillata e deareata (flushing).

Dalla Figura 4.1 si può notare una netta riduzione dell'indice dei vuoti per le miscele, dovuto al cedimento da saturazione, che verrà spiegato ed analizzato nel capitolo successivo. La sua entità varia in base al tipo di terreno considerato; per i provini di sola sabbia si osserva come l'indice dei vuoti tenda a rimanere costante durante la fase di saturazione (Figura 4.1 (a)). Nelle miscele con il 7,5% di caolino la riduzione dei vuoti risulta più accentuata con un  $\Delta e$  di circa lo 0,02 osservato in tutte le tre prove (Figura 4.1 (b)). I campioni con il 15% d'argilla mostrano invece, differenti cedimenti a seconda del test considerato, dovuti alla diversa disposizione delle particelle durante la preparazione, che può provocare assestamenti del provino (Figura 4.1 (c)). In generale, comparando i risultati con i precedenti, il collasso dei vuoti è nettamente maggiore.

Le stesse considerazioni possono essere fatte sulle deformazioni assiali, le quali si mantengono sotto lo 0,2% per terreni con il 100% e con il 92,5% di sabbia, mentre per quelli con caolino al 15% il valore può andare oltre l'1% (Figura 4.2). Eseguito il flushing si completa la saturazione aumentando le pressioni totali imposte, in modo da consentire all'aria ancora presente nei pori di disciogliersi in acqua. Il B-checking consente la verifica del grado di saturazione. Ogni materiale considerato necessita di un certo numero di step di carico prima di saturarsi, in cui la tensione efficace rimane costante. Il valore minimo di B, che sta ad indicare un buon grado di saturazione del provino, è di 0,95. In questa fase, la misura delle deformazioni volumetriche avviene grazie ai trasduttori esterni. Prima di cominciare la prova è necessario controllare il corretto funzionamento del LVDT esterno e dei sensori Kaman, assicurandosi che siano posti ad una giusta distanza dalla membrana in lattice.

In Tabella 4.4 sono riportati i valori di B ottenuti nelle varie prove. Essendo il coefficiente di Skempton un metodo indiretto per misurare il grado di saturazione del terreno, si osserva che in tutti i campioni è stato raggiunto almeno lo 0,98, il quale indica che il provino è saturo al 98%.

Questa grandezza andrà poi verificata post-rottura confrontandola con il risultato ottenuto dalla relazione (24). Se i due valori risulteranno essere simili significa che il campione ha mantenuto il suo stato di saturazione durante il corso della prova.

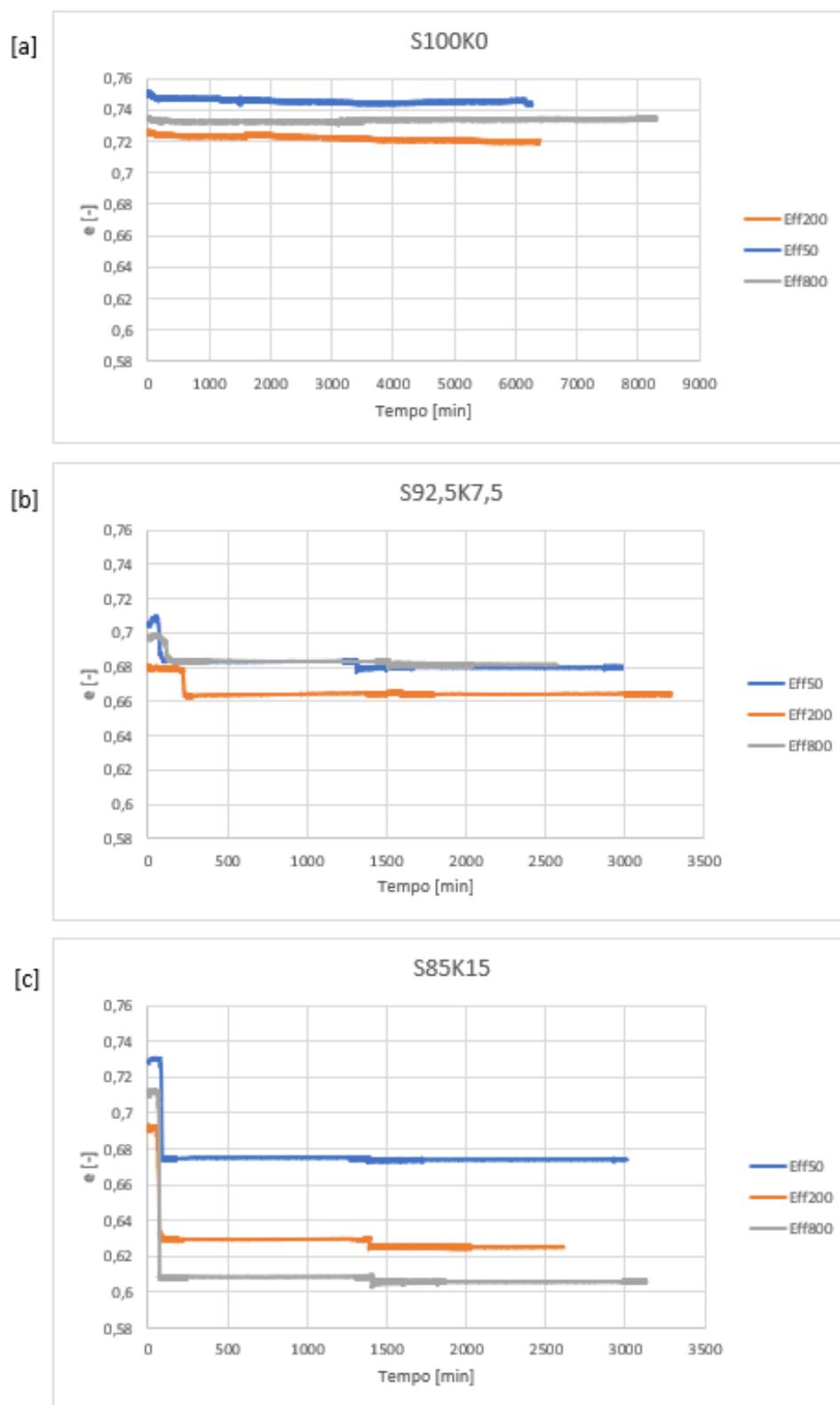


Figura 4.1: Andamento dell'indice dei vuoti a saturazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

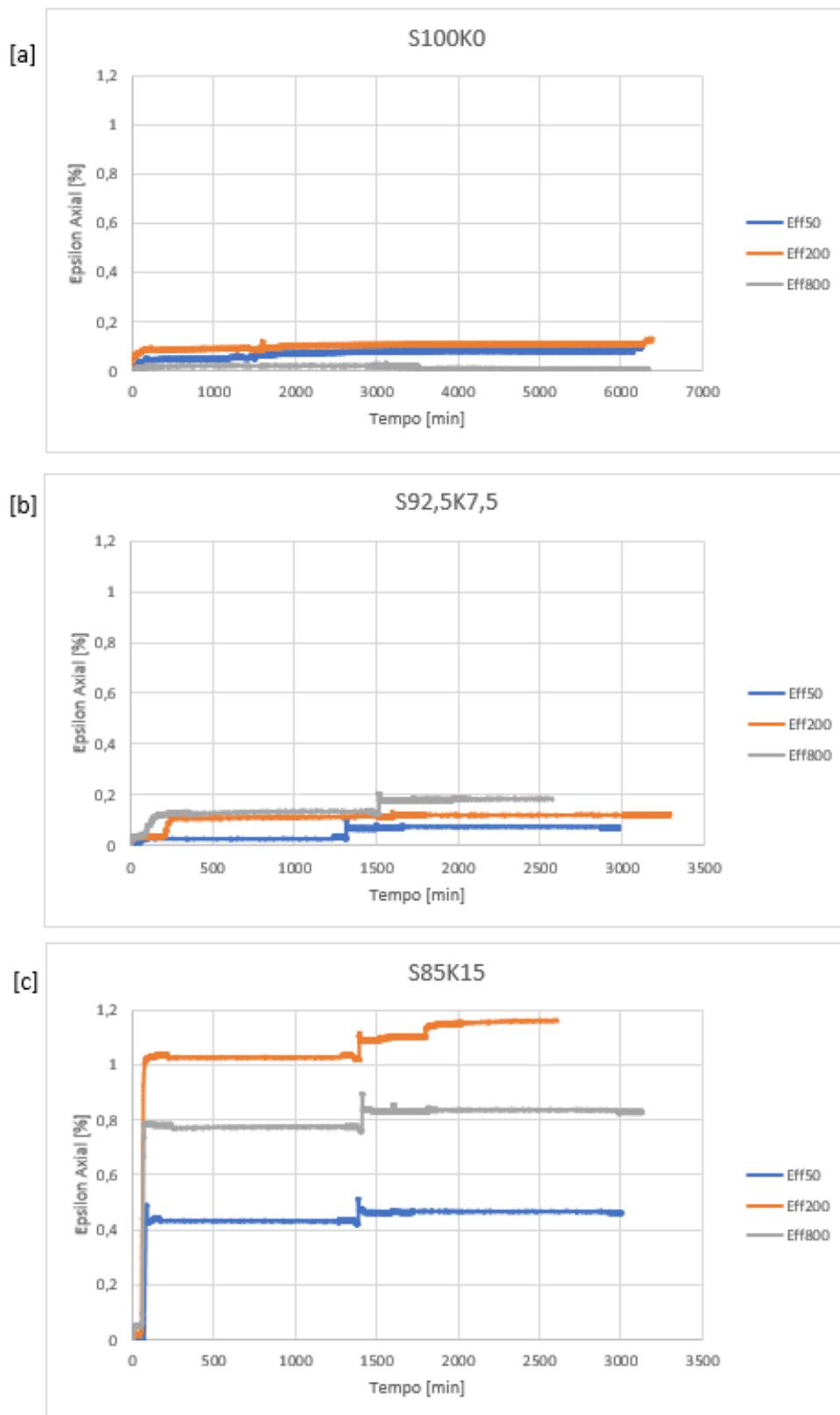


Figura 4.2: Andamento della deformazione assiale a saturazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

Prova	Coefficiente di SKempton B [-]
S100_Eff50	0,99
S100_Eff200	0,98
S100_Eff800	0,99
S92,5K7,5_Eff50	0,98
S92,5K7,5_Eff200	0,99
S92,5K7,5_Eff800	0,98
S85K15_Eff50	0,99
S85K15_Eff200	0,98
S85K15_Eff800	0,99

Tabella 4.3: Coefficienti di B ottenuti per le varie prove

### 4.1.2 Consolidazione

La fase di consolidazione è stata effettuata in condizioni isotrope, incrementando in contemporanea sia il carico assiale  $\sigma_1$  che la pressione in cella  $\sigma_3$  e osservando con che entità il provino tenda a deformarsi. Le deformazioni volumetriche sono esprimibili in funzione dell'indice dei vuoti, attraverso l'equazione (20), per cui è utile comprendere come questo vari. A differenza della fase di saturazione, si analizza l'andamento dei vuoti non in funzione del tempo, ma del carico applicato. Il diagramma ottenuto prende il nome di curva di consolidazione e viene rappresentata sul piano  $e$ - $\log \sigma'$  (Figura 4.3; Ogni punto indica l'indice dei vuoti raggiunto ad un corrispettivo step di carico partendo da 15 kPa, che è il valore di tensione efficace applicato durante il flushing ed il B-checking). Successivamente la  $\sigma'$  segue degli step prestabiliti di carico in cui viene portata inizialmente a 50 kPa e ogni ora circa la si aumenta a 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa ed infine 800 kPa a seconda della pressione efficace da raggiungere. In Tabella 4.4 vengono elencati per ogni prova i vuoti ad inizio e quelli a fine consolidazione. Analogamente a quanto osservato in saturazione, la deformazione di consolidazione tende ad aumentare con l'incremento della frazione argillosa; infatti per ogni tensione applicata si osserva un  $\Delta e$  crescente con la percentuale di caolino.

Prova	$e_{\text{inizio consolidazione}} [-]$	$e_{\text{fine consolidazione}} [-]$	$\Delta e [-]$
S100_Eff50	0,743773	0,739529	0,004243
S100_Eff200	0,719845	0,710756	0,009089
S100_Eff800	0,734393	0,715152	0,019241
S92,5K7,5_Eff50	0,679774	0,674972	0,004803
S92,5K7,5_Eff200	0,680475	0,655181	0,025293
S92,5K7,5_Eff800	0,681607	0,644241	0,037366
S85K15_Eff50	0,673903	0,664480	0,009424
S85K15_Eff200	0,623103	0,577276	0,045827
S85K15_Eff800	0,604070	0,532184	0,071887

Tabella 4.4: Indice dei vuoti a inizio e a fine consolidazione

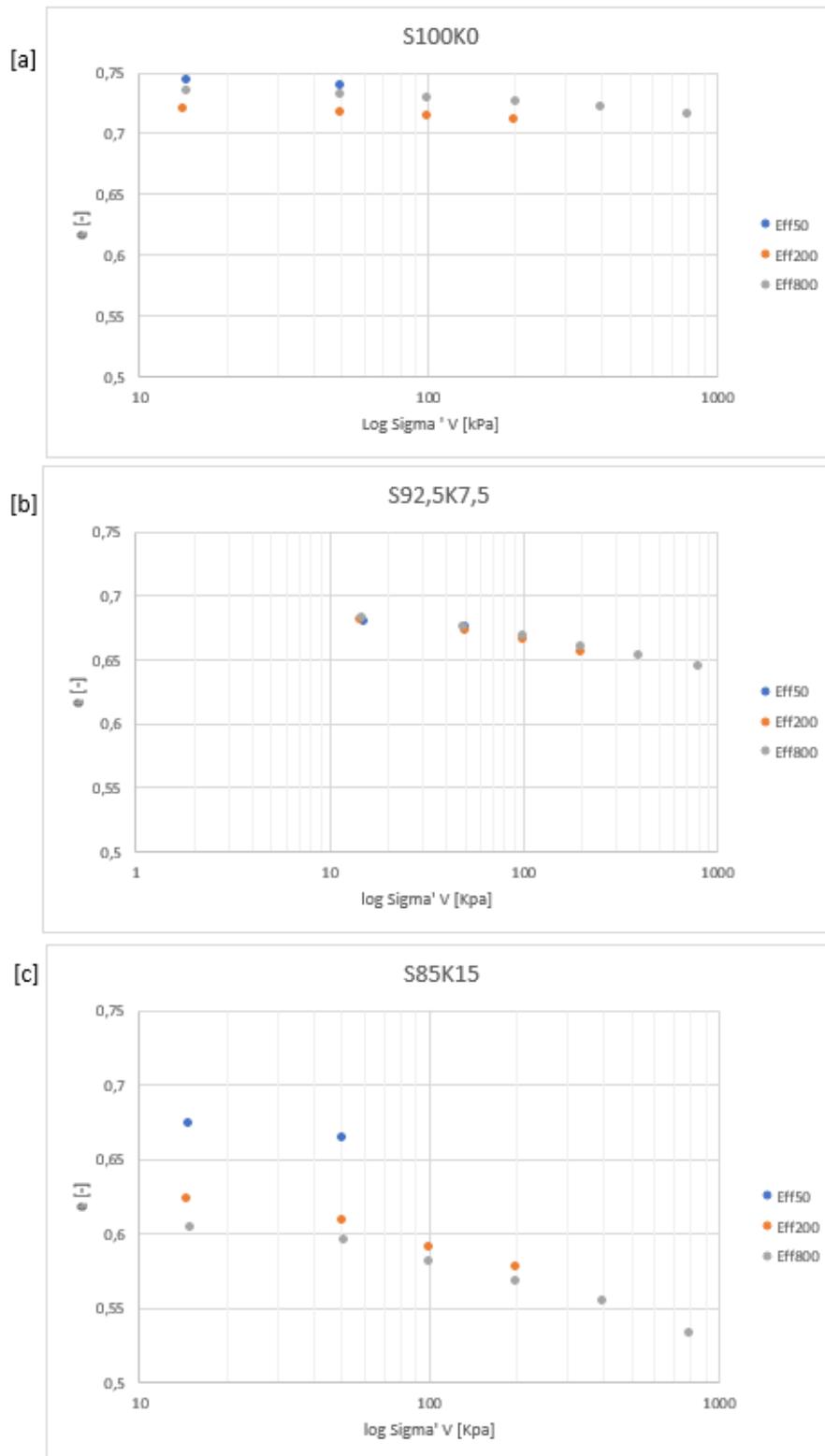


Figura 4.3: Curva di consolidazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

### 4.1.3 Rottura

La fase di rottura è stata eseguita imponendo alla pressa una velocità di deformazione pari a 0,33 mm/min. La prova viene interrotta quando la deformazione assiale raggiunge il valore ultimo di circa 20%. I risultati ottenuti durante rottura permettono di determinare la resistenza del materiale ed anche come esso si deformi dal punto di vista volumetrico al variare delle pressione di confinamento. La tensione deviatorica  $q$  espressa come

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (26)$$

viene analizzata in funzione della deformazione assiale. Tuttavia, il suo andamento, specialmente nelle sabbie, è differente se queste si trovino allo stato sciolto oppure denso (Figura 4.4). I risultati ottenuti sono riportati in Figura 4.5. Nei campioni S100 è osservabile come la  $q$  tenda ad aumentare fino ad un valore massimo (condizione di picco), oltre il quale si ha una leggera diminuzione della resistenza che sarà denominata residua, a grandi deformazioni. Nei terreni a grana grossa come la sabbia, non vi è una sostanziale differenza tra i due valori, per questa ragione le caratteristiche meccaniche del materiale vengono definite solamente in termini di resistenza al picco. Come espresso in Tabella 4.1, nelle triassiali S100 la matrice sabbiosa risulta avere uno stato di addensamento medio da cui ne deriva una rottura fragile, caratterizzata dalla presenza di un picco-residuo. La resistenza del campione aumenta incrementando la tensione di confinamento, indipendentemente dalla tipologia di terreno considerata. Aggiungendo il caolino, vengono modificati alcuni aspetti del comportamento meccanico, poiché la densità relativa della frazione sabbiosa in miscela diviene sempre più bassa all'aumentare della percentuale di fine. Per cui ci si aspetta di avere una risposta meccanica simile a quella delle sabbie poco dense. In questo caso, essendo il comportamento duttile, per un confronto tra i vari campioni si adotterà il valore di picco corrispondente ad una deformazione del 5%, poiché i valori successivi si hanno in presenza di grandi deformazioni.

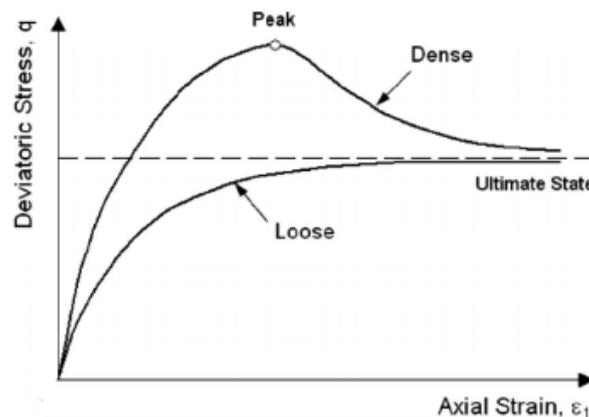


Figura 4.4: Differenza tra una sabbia densa ed una sabbia sciolta sul piano  $q$ - $\epsilon$  [12]

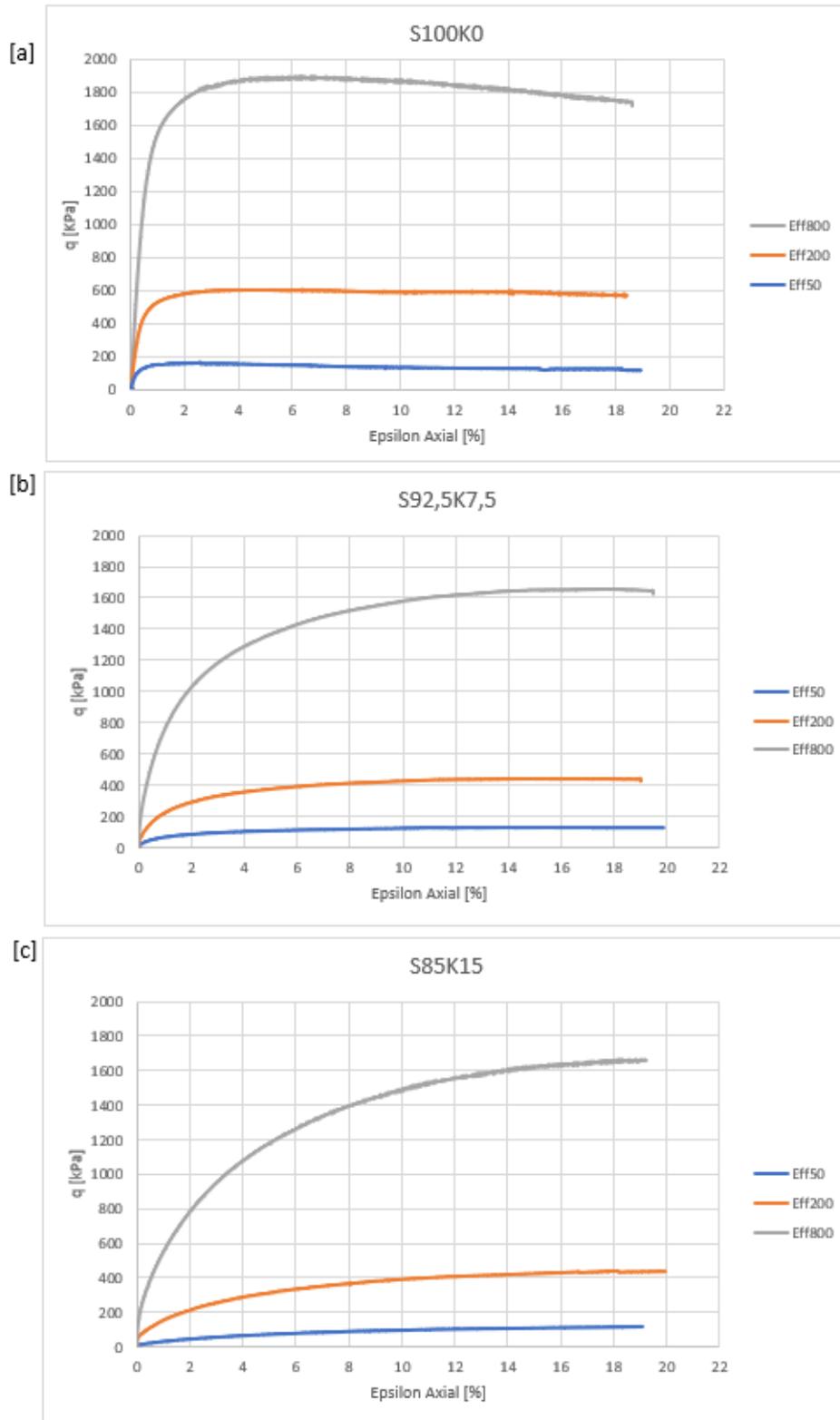


Figura 4.5: Tensione deviatorica in funzione della deformazione assiale per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

Allo stesso modo, anche il comportamento volumetrico risente dello stato d'adensamento del materiale. In generale per terreni sciolti, si ha un comportamento definito contrattivo, in cui si ha una riduzione di volume durante l'applicazione dello sforzo di taglio. Al contrario, un materiale granulare mediamente denso, mostra un'iniziale riduzione di volume, seguita da una graduale espansione che caratterizza un andamento chiamato dilatante (Figura 4.6). I risultati riportati in Figura 4.7 e 4.8 mostrano il comportamento meccanico in termini di deformazioni volumetriche e di resistenza rispettivamente. Il più alto valore di picco si ha nella sabbia pura, con una diminuzione al crescere della percentuale di caolino. Le variazioni di volume per le miscele seguono un andamento contrattivo con una maggiore deformazione presente nei provini con il 15% di fine. I campioni di sola sabbia invece mostrano un comportamento dilatante e in questo caso l'espansione della struttura granulare tende ad essere maggiore al diminuire della tensione di confinamento. La determinazione dei parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb passa attraverso la rappresentazione del percorso di carico sul piano  $p'$ - $q$ , in cui  $p'$  è la pressione media efficace espressa come

$$p' = \frac{(\sigma_1 - u) + 2(\sigma_3 - u)}{3} \quad (27)$$

con  $u$  la pressione del fluido interstiziale. Per ogni prova viene inserito il valore di di picco della tensione deviatorica. I tre punti ottenuti vengono interpolati tramite una funzione lineare che prende il nome di linea di stato critico CSL (Critical State Line). La sua pendenza viene indicata con la lettera  $M$ , da cui grazie alla relazione (9) si ricava l'angolo di attrito interno  $\phi'$ . Dall'intercetta, ove presente, invece è possibile avere una stima della coesione utilizzando la seguente equazione [31].

$$c' = q_c \frac{1 + 2K_a}{6\sqrt{K_a}} \quad (28)$$

Con  $q_c$  pari al valore dell'intercetta della linea di stato critico e  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva espresso come

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad (29)$$

La figura 4.8 dimostra come l'angolo d'attrito interno risulti essere minore incrementando la frazione argillosa. Il calcolo della coesione non è stato riportato, poiché per le seguenti tipologie di terreno assume valori prossimi allo zero. Il caolino dunque, riduce la resistenza della miscela, la cui matrice sabbiosa governa il comportamento meccanico complessivo, ma essendo ad uno stato sciolto diviene meno resistente. Conclusa la rottura, in base alle deformazioni volumetriche misurate, si calcola l'indice dei vuoti finale  $e_f$  e tramite il materiale prelevato è possibile calcolare il contenuto d'acqua finale  $w_f$  del provino. Queste grandezze, insieme al peso specifico adimensionale  $G_s$ , vengono inserite nella relazione (24), la quale permette di risalire al grado di saturazione in percentuale.

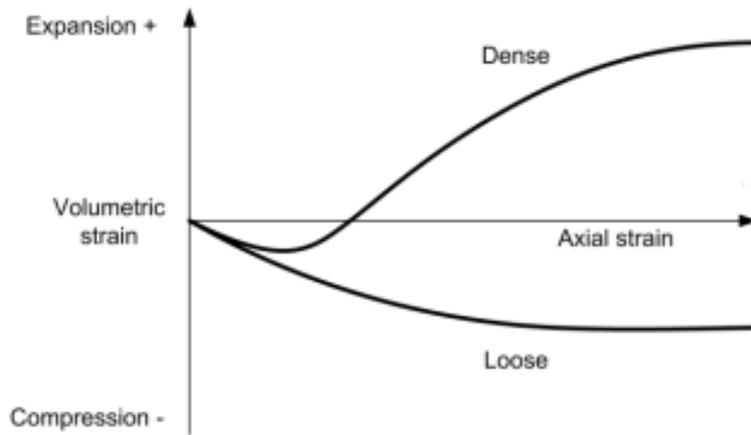


Figura 4.6: Differenza tra comportamento contrattivo e dilatante

I valori ottenuti e riportati in tabella 4.5 sono utili a comprendere il livello di saturazione che il campione mostra a fine prova, rispetto a quello calcolato in precedenza attraverso il coefficiente di Skempton. I risultati durante saturazione ed a fine prova, risultano simili, ma non coincidono, poiché durante lo smontaggio del macchinario e il prelievo del materiale, parte dell'acqua interstiziale viene persa.

Prova	$e_f$ [-]	$w_f$ [%]	$S_r$ [%]
S100_Eff50	0,795	22,66	88
S100_Eff200	0,752	24,30	96
S100_Eff800	0,738	25,10	97
S92,5K7,5_Eff50	0,659	23,90	96
S92,5K7,5_Eff200	0,634	23,00	96
S92,5K7,5_Eff800	0,608	20,70	90
S85K15_Eff50	0,606	19,90	87
S85K15_Eff200	0,531	18,50	92
S85K15_Eff800	0,478	16,80	93

Tabella 4.5: Indice dei vuoti, contenuto d'acqua e grado di saturazione a fine prova

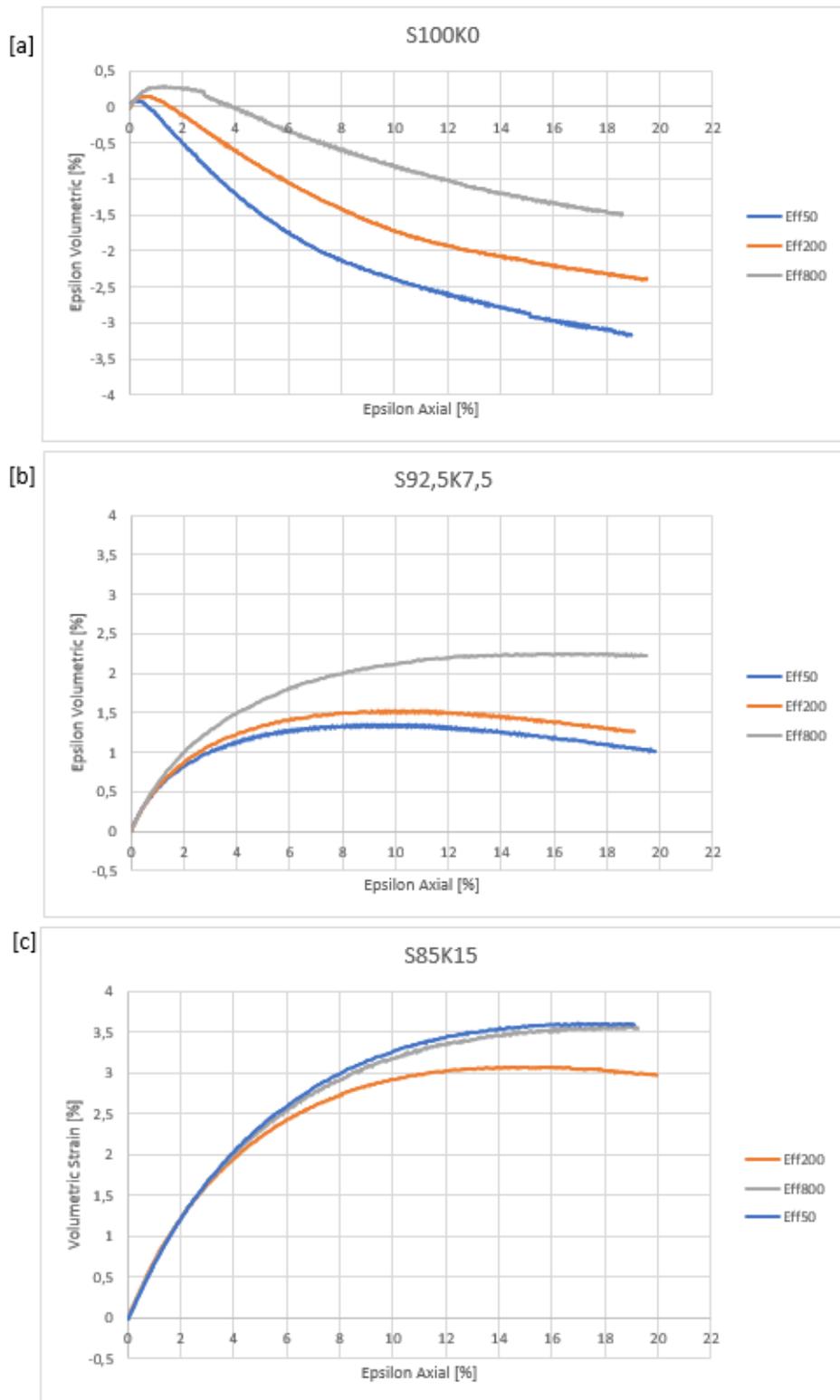


Figura 4.7: Deformazioni volumetriche per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

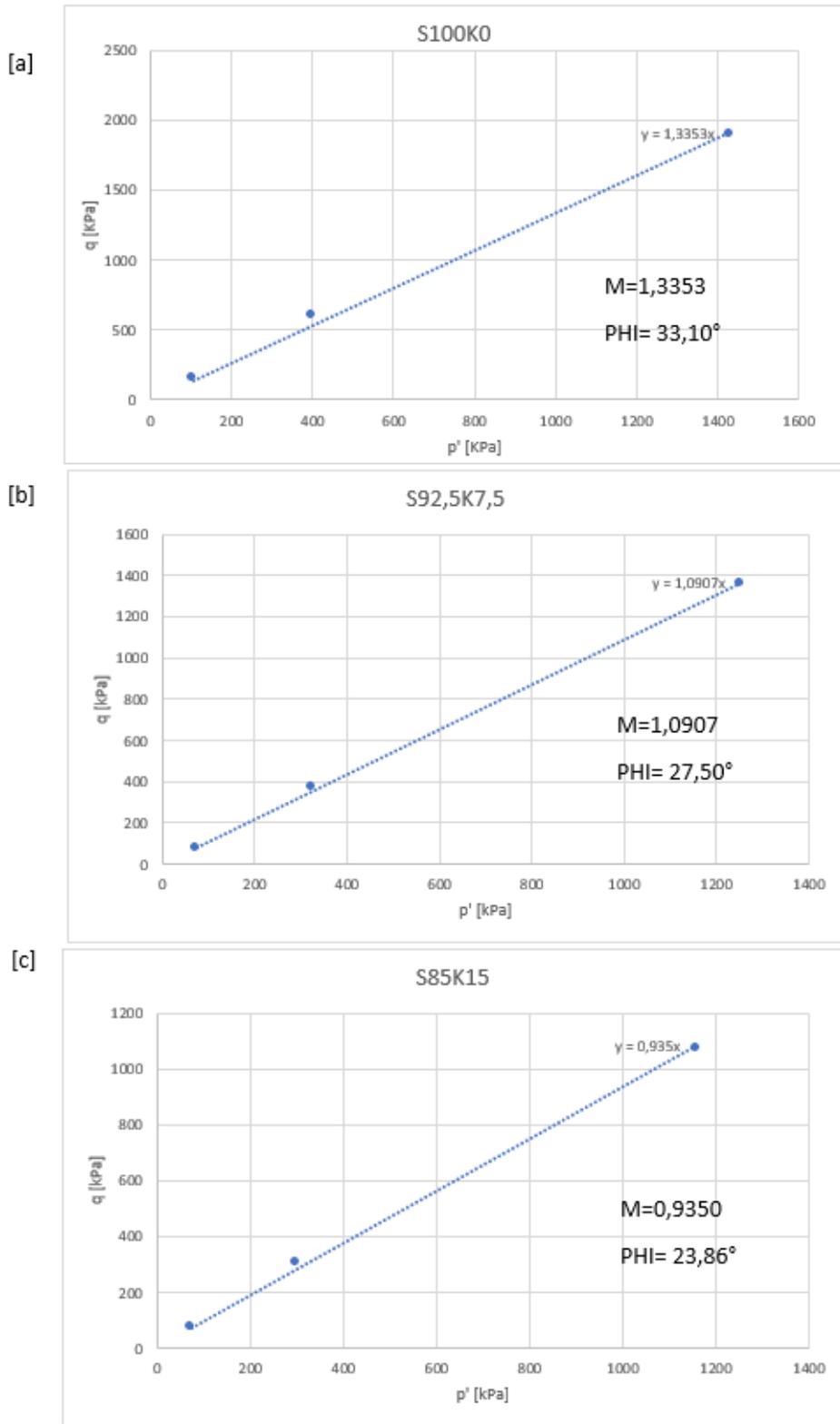


Figura 4.8: Linea di stato critico per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15)

## 4.2 Confronto con prove triassiali su terreni congelati

Le stesse tipologie di terreno sono state analizzate da G. La Porta [27] impiegando il macchinario FROZEN. Come riassunto in Tabella 3.5, le fasi con cui viene svolta la prova sono le medesime ad eccezione dell'aggiunta di uno step in cui il materiale passa allo stato congelato prima della rottura. Dalla Figura 4.9 si nota come in fase di saturazione, anche in questo caso, l'indice dei vuoti rimanga circa costante nei campioni di sola sabbia, mentre tenda a diminuire bruscamente al crescere della percentuale di caolino. Eseguito il congelamento, il provino viene portato a rottura. L'andamento della tensione deviatorica (Figura 4.10) in confronto a quello ottenuto dalle prove standard, mostra una più accentuata differenza tra il valore di picco e quello residuo. Questa è dovuta al fatto che inizialmente il ghiaccio contribuisce alla resistenza globale fino al raggiungimento del picco. Successivamente, a causa della formazione di fratture, è la matrice granulare ad influenzare maggiormente le proprietà meccaniche. Tuttavia, aumentando la frazione fine, il passaggio tra picco e residuo si manifesta meno nettamente. Gli indici dei vuoti dei vari campioni risultano simili ad inizio prova, ma prima della rottura i valori sono differenti a causa delle fasi che la precedono (Tabella 4.6). La resistenza del materiale anche in questo caso viene influenzata negativamente dalla presenza di argilla, poiché il valore di picco risulta maggiore per i provini di sola sabbia. In generale, si può osservare che allo stato congelato si ha un'importante dipendenza dalla pressione di confinamento nei campioni contenenti caolino, in cui come nelle classiche triassiali, la resistenza tenda ad aumentare incrementando la tensione efficace laterale. Inoltre, il materiale a temperatura ambiente, manifesta proprietà meccaniche decisamente inferiori rispetto allo stato congelato, confermando così l'efficacia della tecnica di congelamento artificiale per rinforzare temporaneamente i terreni. L'efficacia ne è evidente al diminuire della % di caolino (il più netto miglioramento delle caratteristiche meccaniche è apprezzabile nelle prove S100 (4.10 [a])).

Prova	$e_{inizioprova}$ [-]	$e_{iniziorottura}$ [-]
S100_Eff50	0,71	0,69
S100_Eff200	0,72	0,70
S100_Eff800	0,75	0,72
S92,5K7,5_Eff50	0,70	0,60
S92,5K7,5_Eff200	0,70	0,62
S92,5K7,5_Eff800	0,70	0,62
S85K15_Eff50	0,74	0,69
S85K15_Eff200	0,74	0,62
S85K15_Eff800	0,74	0,59

Tabella 4.6: Indice dei vuoti a inizio prova e ad inizio rottura per le prove congelate

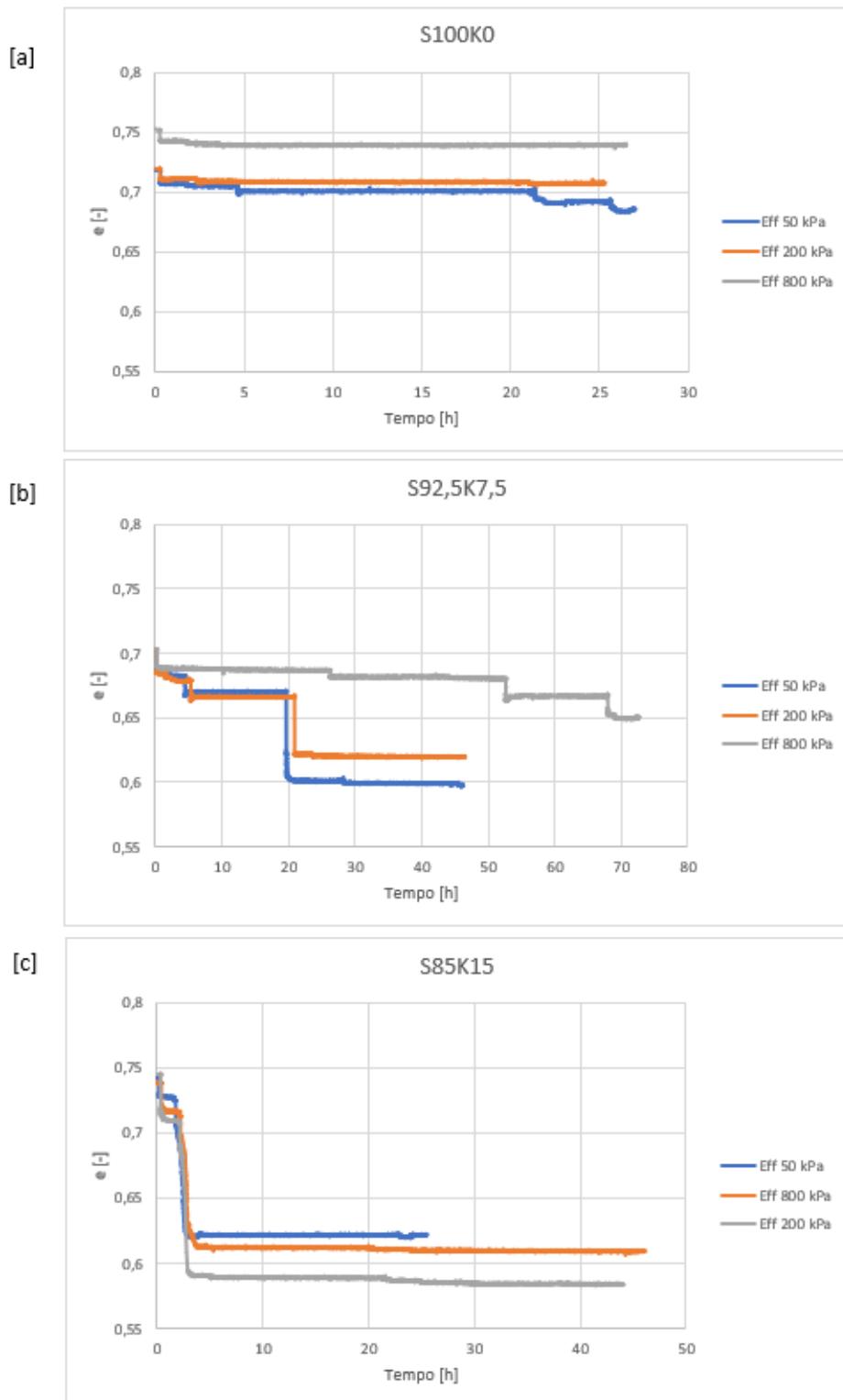


Figura 4.9: Indice dei vuoti durante la saturazione con l'apparecchiatura FROZEN per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) (risultati sperimentali delle prove congelate cortesia di G. La Porta)

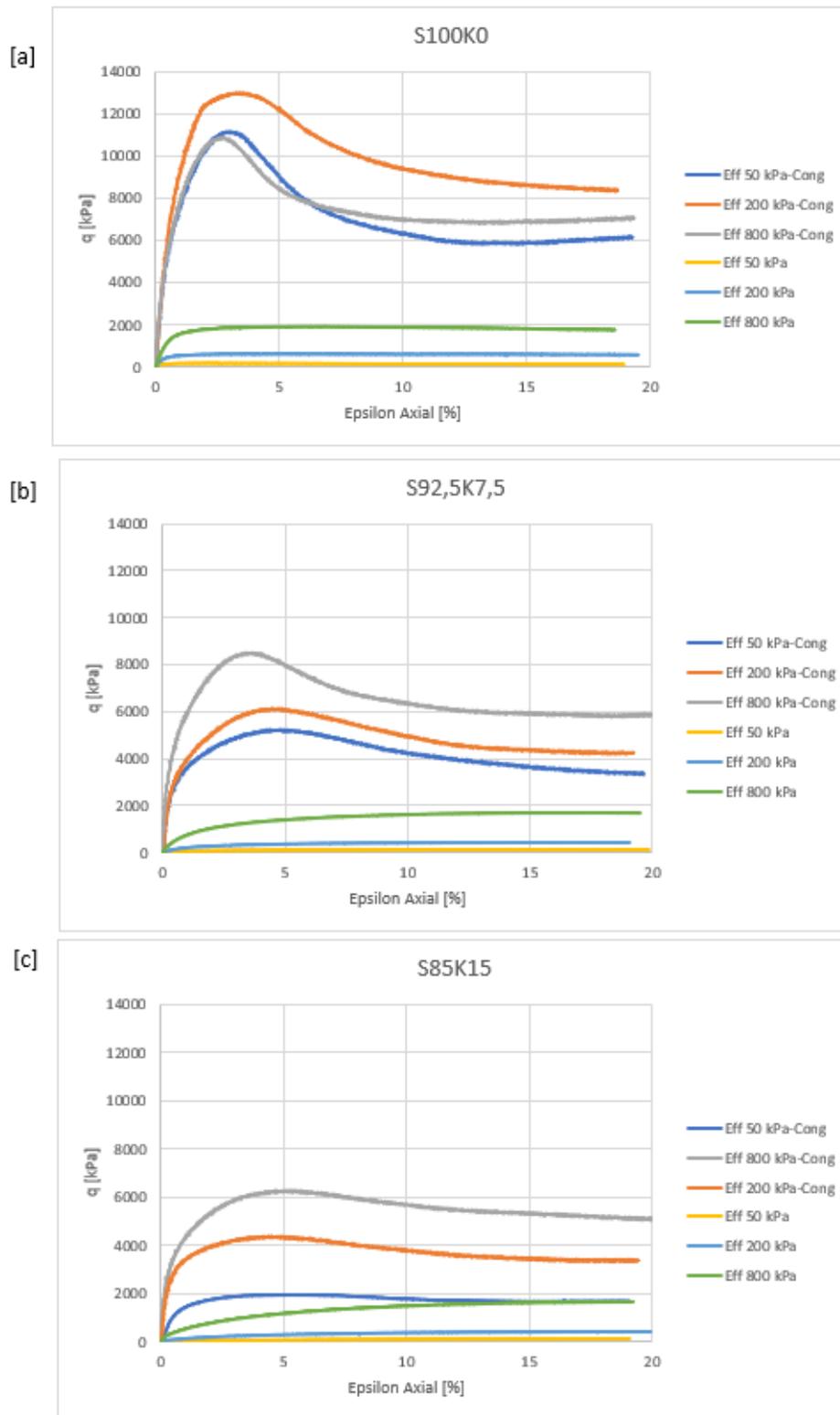


Figura 4.10: Confronto tensione deviatorica per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) (risultati sperimentali delle prove congelate cortesia di G. La Porta)

# Capitolo 5

## Analisi del comportamento a saturazione

Dai risultati ottenuti nelle prove triassiali, nella fase di saturazione, si è notata una notevole riduzione dell'indice dei vuoti, appena il provino comincia a saturarsi. Quest'aspetto viene indicato in letteratura come cedimento per saturazione ed è tipico dei terreni parzialmente saturi. Il seguente capitolo descrive la sperimentazione effettuata al fine di comprendere come esso vari in funzione del carico applicato e del tipo di terreno considerato.

### 5.1 Caratterizzazione con prove edometriche

Nel presente paragrafo, ci si concentra sulla caratterizzazione dei terreni in condizioni di compressione unidimensionale, tenendo in considerazione la presenza del probabile cedimento da saturazione e della sua entità. A tale scopo sono state effettuate una serie di prove edometriche sulle stesse tipologie di terreno caratterizzate in precedenza tramite prove triassiali, saturando il provino a differenti tensioni, in modo da individuare l'eventuale andamento dell'indice di collasso in funzione del carico applicato e di altre condizioni iniziali, come il contenuto d'acqua e la densità.

#### 5.1.1 Preparazione del provino

Le materie prime impiegate e la loro miscelazione sono le medesime di quelle descritte nel paragrafo 3.2.2, ma la sostanziale differenza sta nelle quantità necessarie, poiché il volume occupato dal provino risulta essere di gran lunga inferiore rispetto alla prova triassiale. In particolare, l'anello degli edometri utilizzati ha una dimensione diametrale di 50,46 mm ed un'altezza di 20 mm. Le quantità di materiale impiegato per ogni singola prova edometrica sono riportate in Tabella 5.1. Il contenuto d'acqua  $w_0$  iniziale teorico è sempre del 7,2%, mentre per quanto riguarda l'indice dei vuoti si è raggiunto un valore di circa 0,8 per le sabbie e di circa 0,7 per le miscele poiché le prime oppongono molta più resistenza alla compattazione e di conseguenza è comune avere del materiale in eccesso da rimuovere a fine preparazione del provino, che tenda a diminuirne la densità. Per la preparazione si è deciso di procedere alla realizzazione

di due strati di altezza 9,52mm e 10,48mm rispettivamente (misure dettate dalla dimensione dei compattatori) utilizzando due compattatori (Figura 5.1) di differente spessore, misurato accuratamente con un calibro. Una volta terminato il provino si procede dunque al montaggio dell'edometro e all'esecuzione della prova che viene descritta in seguito.

<i>Materiale</i>	$M_{sabbia}(g)$	$M_{argilla}(g)$	$M_{acqua}(g)$	$M_{totale}(g)$
S100	58.88	-	4.24	63.12
S92.5-K7.5	57.67	4.68	4.49	66.83
S85-K15	52.99	9.35	4.49	66.83

Tabella 5.1: Quantità di materiale impiegato per la preparazione dei provini edometrici



Figura 5.1: Compattatori per i due strati e anello edometrico

### 5.1.2 Descrizione della prova

Lo scopo principale della prova di compressione edometrica è quella di comprendere quale relazione ci sia tra tensione applicata e deformazione ottenuta, oltre che a determinare i vari parametri di compressibilità di un certo terreno e capire quali siano i contributi per i vari cedimenti osservati. Il provino viene inserito all'interno di un anello edometrico il quale, avendo un'elevata rigidità, non permette deformazioni radiali, ma solo assiali che saranno coincidenti, dunque, a quelle volumetriche. La prima fase della prova prevede l'applicazione di carichi secondo la sequenza riportata in Tabella 5.2, da cui è possibile notare che per ogni scalino si tenda a raddoppiare la tensione imposta  $\sigma'_v$ , utilizzando delle masse in piombo con peso crescente espresso in grammi. I vari cedimenti vengono misurati da un LVDT esterno che permette di capirne l'entità in mm. Raggiunta la tensione massima desiderata si procede infine alla fase di scarico in cui si noterà un certo recupero di spostamenti verticali del terreno analizzato. I test edometrici vengono eseguiti solitamente in condizioni di provino saturo, ma nel presente lavoro di tesi, volendo determinare la quantità in

<i>Sigma V</i> [kPa]	Pesi di Piombo [g]
12,3	250
24,5	500
49,0	1000
98,1	2000
196,1	4000
392,3	8000
784,5	16000
1569,1	32000
Scarico a 392,3	8000
Scarico a 98,1	2000
Scarico 24,5	500

Tabella 5.2: Step di carico-scarico nelle prove edometriche e relativi pesi da applicare

percentuale del cedimento da saturazione, si effettuano gli step di carico senza modificare il contenuto d'acqua iniziale. Una volta raggiunto un determinato livello di tensione scelto per la prova, si procede alla saturazione del provino. Il drenaggio può avvenire solo superiormente o inferiormente grazie alla presenza delle pietre porose e delle carta filtro a contatto con il provino. I risultati sono esprimibili in termini di spostamenti [mm] in funzione del logaritmo in base 10 del tempo ( $\log(t)$  [min]) da cui è possibile notare la presenza di 3 aliquote che contribuiscono al cedimento complessivo come già descritto nel paragrafo 2.2.3. Un altro grafico di notevole importanza è la curva di consolidazione (Figura 5.2) da cui sono riconoscibili tre tratti lineari. Il primo è definito *di ricomprensione*, ha una pendenza relativamente modesta poiché in questa fase il materiale si trova ancora nel campo elastico e di conseguenza le deformazioni osservate sono reversibili. Raggiunta la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{yy}$ , inizia un secondo tratto di pendenza molto più pronunciata, dovuta al fatto che si ha una prevalenza di deformazioni plastiche irreversibili, rispetto a quelle elastiche. L'ultimo ramo della curva si manifesta nel momento dello scarico, e viene denominato tratto *di rigonfiamento*, dove si nota una pendenza simile al ramo di ricomprensione. In generale, è di notevole interesse calcolare la pendenza della retta riguardante la compressione. Questa è esprimibile come

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (30)$$

Il parametro  $C_c$  è definito indice di compressibilità ed indica l'attitudine del materiale ad essere compresso. È inoltre utile valutare le pendenze delle altre due zone, che prendono il nome di indice di ricomprensione e di rigonfiamento.

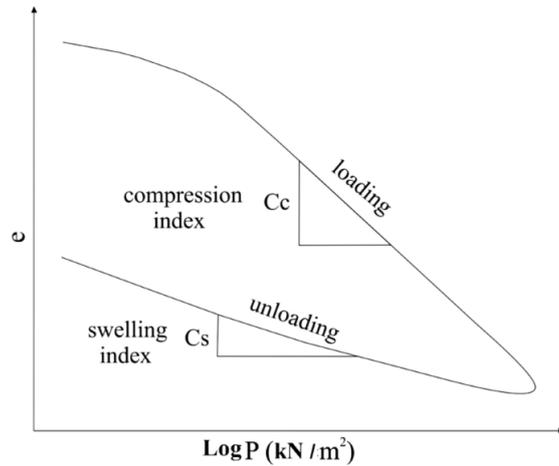


Figura 5.2: Generica curva di consolidazione [4]

Le curve di consolidazione ottenute nella presente campagna sperimentale, saranno leggermente differenti. Il campione non risulta essere saturo durante tutta l'esecuzione della prova, ma solo dopo un certo livello di carico, in cui viene aggiunta acqua alla cella edometrica. In questo istante, si nota una variazione dell'indice dei vuoti e la curva di consolidazione presenta uno scalino, dovuto proprio al cedimento da saturazione. Per capirne l'entità e fare un confronto con altre prove, è possibile utilizzare l'indice di collasso, espresso in percentuale (eq. (13)) oppure la differenza dei vuoti  $\Delta e$ . Successivamente, si procede con la fase di carico, con il provino allo stato saturo, come nelle classiche prove edometriche. La Figura 5.3 rappresenta un esempio di curva di consolidazione, con annessa fase di saturazione a carico prestabilito.

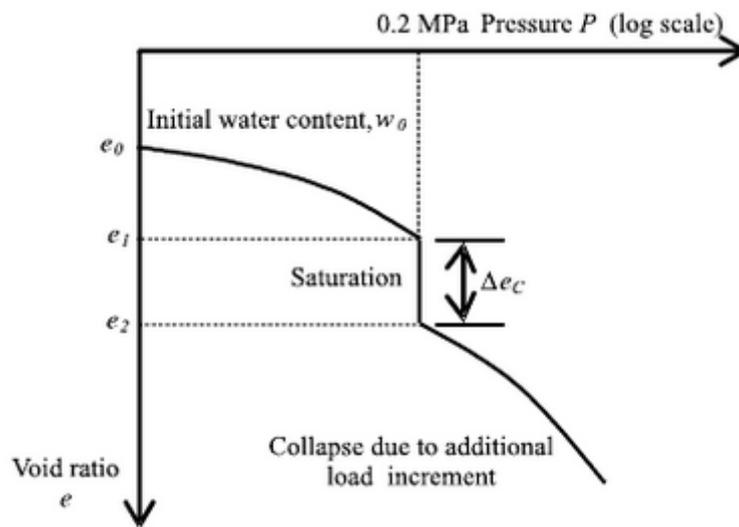


Figura 5.3: Curva di consolidazione con cedimento da saturazione [1]

Il sistema per eseguire prove edometriche, situato nel laboratorio di geotecnica del Politecnico di Torino, viene mostrato in Figura 5.4. I tre edometri impiegati

sono collegati ad un unico computer tramite cui si riescono a leggere i dati acquisiti e si gestiscono i vari step di carico. In particolare, per ogni tensione applicata, viene creato un file di testo. Alla fine della prova, i vari file generati vengono uniti e organizzati in un foglio di calcolo, così da ottenere tutti i cedimenti che si sono osservati nel corso del test. In Figura 5.4 si osservano:

1. Masse in piombo per caricare il provino;
2. Cella edometrica, in cui viene messo il provino; questa viene riempita con acqua distillata durante la fase di saturazione e deve essere mantenuta tale per tutti i livelli successivi di carico;
3. Software tramite il quale si acquisiscono i dati e si controlla l'andamento della prova;
4. LVDT esterno per misurare gli spostamenti verticali;



Figura 5.4: Sistema per prove edometriche

La cella edometrica (Figura 5.5) è composta da una base su cui viene inserito l'anello metallico con all'interno il materiale. Nella parte superiore viene appoggiato un disco che andrà poi fissato con viti. Inferiormente, è presente un o-ring di tenuta in modo che una volta inserito il bordo in plexiglas ed aggiunta acqua per saturare il provino, non si abbiano perdite.



Figura 5.5: Cella edometrica

## 5.2 Interpretazione dei risultati

Per analizzare sui tre materiali considerati, il comportamento del terreno a saturazione, sono state eseguite prove edometriche. A seconda del test, si è saturato il provino a quattro diversi livelli di tensione (12,3 kPa , 24,9 kPa, 49 kPa e 98,1 kPa), i quali corrispondono ai primi quattro step di carico della prova edometrica standard. Le dimensioni del campione coincidono con quelle dell'anello metallico che lo contiene, con un altezza di 20 mm e un diametro di 50,46 mm. In Tabella 5.3 sono riportate le caratteristiche dei test effettuati, in particolare si osservano

- Il numero progressivo di prova preceduto dalla sigla EDO (Edometrica);
- Tipo di materiale analizzato;
- Tensione a cui viene saturato il provino  $\sigma_{sat}$ ;
- L'indice dei vuoti globale iniziale  $e_0$
- Il contenuto d'acqua iniziale  $w_0$ .

Prova	Materiale	$\sigma'_{sat}$ [KPa]	$e_0$ [-]	$w_0$ [%]
EDO01	S100	12,3	0,686	10,10
EDO02	S100	12,3	0,781	7,4
EDO03	S100	24,9	0,830	11,13
EDO04	S100	49	0,848	8,35
EDO05	S100	98,1	0,783	7,17
EDO06	S92,5K7,5	12,3	0,689	6,27
EDO07	S92,5K7,5	24,9	0,763	9,92
EDO08	S92,5K7,5	24,9	0,671	5,90
EDO09	S92,5K7,5	49	0,819	5,26
EDO10	S92,5K7,5	49	0,656	6,29
EDO11	S92,5K7,5	98,1	0,654	6,46
EDO12	S85K15	12,3	0,686	2,99
EDO13	S85K15	12,3	0,731	6,54
EDO14	S85K15	24,9	0,696	2,63
EDO15	S85K15	24,9	0,731	6,54
EDO16	S85K15	49	0,681	2,39
EDO17	S85K15	98,1	0,680	6,66

Tabella 5.3: Caratteristiche delle prove edometriche eseguite

Il procedimento per calcolare l'indice dei vuoti ed il contenuto d'acqua iniziale è il medesimo seguito nelle prove triassiali, utilizzando quindi il materiale in eccesso post-preparazione. In aggiunta, è possibile verificare ulteriormente il valore dell'indice dei vuoti tramite misure finali, ovvero prelevando l'anello con dentro il materiale a fine prova e pesandolo sia allo stato saturo che anidro. La differenza di peso permette di calcolare la quantità di terreno secco effettivamente impiegata. Lo svantaggio di questo metodo consiste nella perdita parziale di materiale durante l'estrazione dell'anello dalla cella edometrica. Il valore finale dei vuoti non sarà quindi identico a quello ottenuto in precedenza, ma risulterà simile. Per ogni step di carico viene considerato il valore finale dell'indice dei vuoti, corrispondente ad una deformazione verticale che il provino presenta dopo circa 24 ore dall'applicazione di una tensione. Le curve di consolidazione ottenute sono rappresentate in Figura 5.6. da cui sono stati calcolati il coefficiente di compressibilità  $C_c$  tramite l'equazione (30), considerando la pendenza del solo tratto in cui il campione risulta saturo. La variazione dei vuoti a saturazione viene espressa attraverso l'indice di collasso in percentuale. I valori ottenuti sono riportati in Tabella 5.4. Da questi è possibile notare come il cedimento nei terreni di sola sabbia non superi il 2%, per cui, in accordo con la Tabella 4.4, si rientra in una categoria di gravità per collasso per saturazione bassa. Aggiungendo caolino fino al 15% si osserva un drastico aumento del cedimento che raggiunge anche l'11% per una saturazione a 49 kPa. In generale, una volta saturato il materiale, si ha un indice di compressibilità maggiore nelle miscele, specialmente al crescere della frazione fine. A titolo esemplificativo, si riporta il confronto di  $C_c$  per prove con saturazione eseguita a 12,3 kPa di tensione verticale, per i tre materiali considerati (Figura 5.7). La Figura 5.8 mostra come vari l'indice di collasso in funzione della percentuale di caolino. Sono state inserite nel grafico solo le miscele,

poiché nei campioni di sola sabbia l'indice dei vuoti medio iniziale è stato di circa 0,80, poco confrontabile con il valore medio delle miscele pari a circa 0,7.

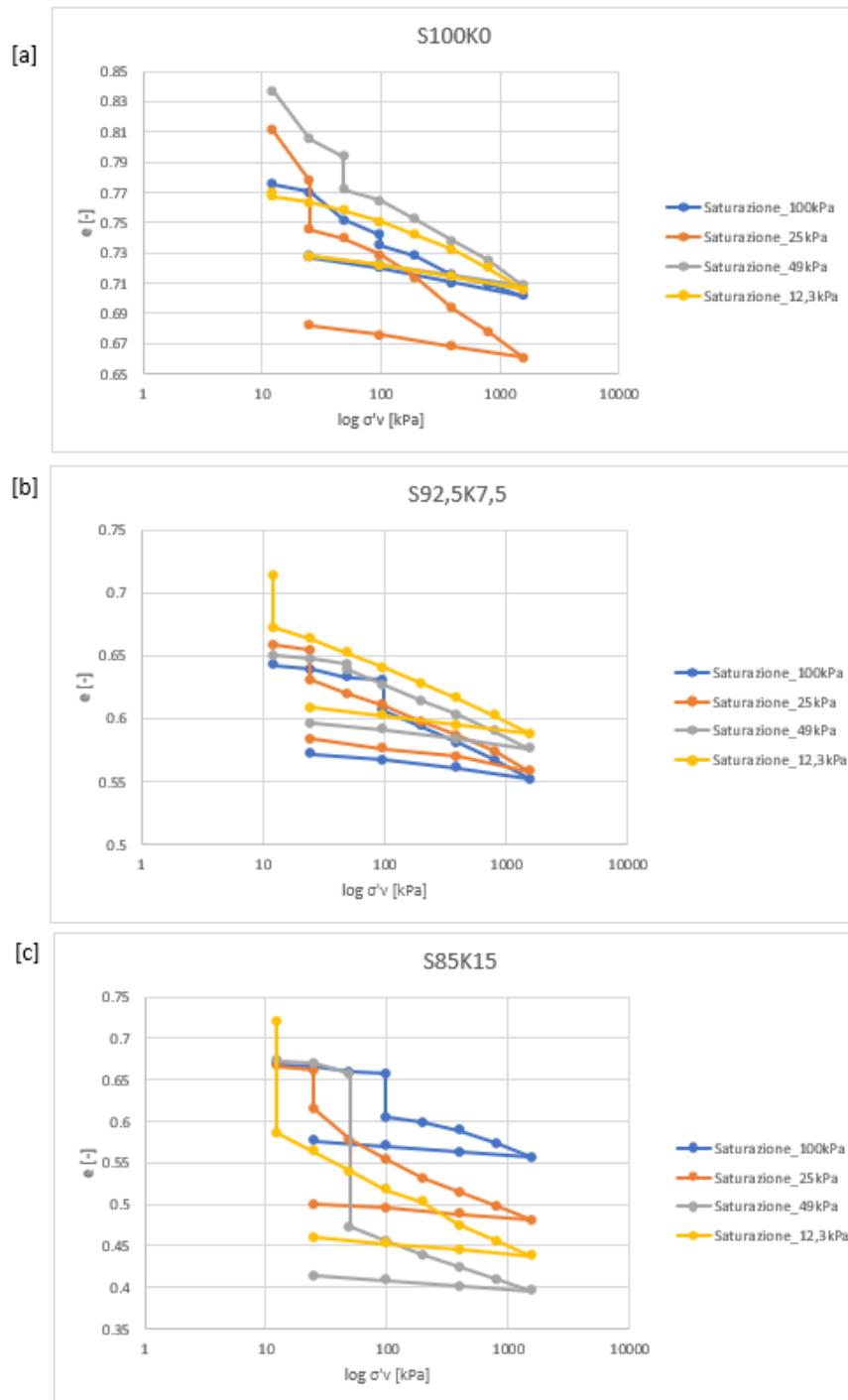


Figura 5.6: Curve di consolidazione per provini a) di sola sabbia (S100K0), b) con il 7,5% di caolino (S92,5K7,5), c) con il 15% di caolino (S85K15) a diverse tensioni di saturazione

Prova	Materiale	$\sigma'_{sat}$ [kPa]	$C_P$ [%]	$C_C$ [%] [-]
EDO01	S100	12,3	0,350	0,019
EDO02	S100	12,3	0,108	0,019
EDO03	S100	24,9	1,745	0,027
EDO04	S100	49	1,165	0,020
EDO05	S100	98,1	0,410	0,011
EDO06	S92,5K7,5	12,3	2,416	0,027
EDO07	S92,5K7,5	24,9	0,423	0,032
EDO08	S92,5K7,5	24,9	1,390	0,023
EDO09	S92,5K7,5	49	1,891	0,025
EDO10	S92,5K7,5	49	0,272	0,020
EDO11	S92,5K7,5	98,1	1,495	0,017
EDO12	S85K15	12,3	7,876	0,048
EDO13	S85K15	12,3	7,765	0,047
EDO14	S85K15	24,9	5,506	0,025
EDO15	S85K15	24,9	2,676	0,042
EDO16	S85K15	49	11,029	0,024
EDO17	S85K15	98,1	3,170	0,015

Tabella 5.4: Indici di collasso e di comprimibilità delle prove edometriche eseguite

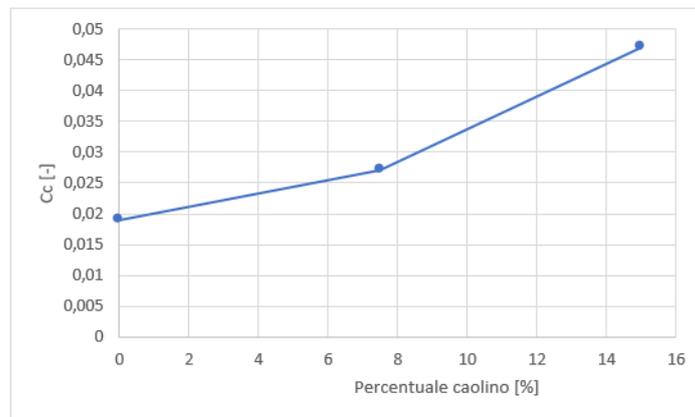


Figura 5.7: Coefficiente di compressibilità in funzione della percentuale di caolino per campioni con saturazione a 12,3 kPa

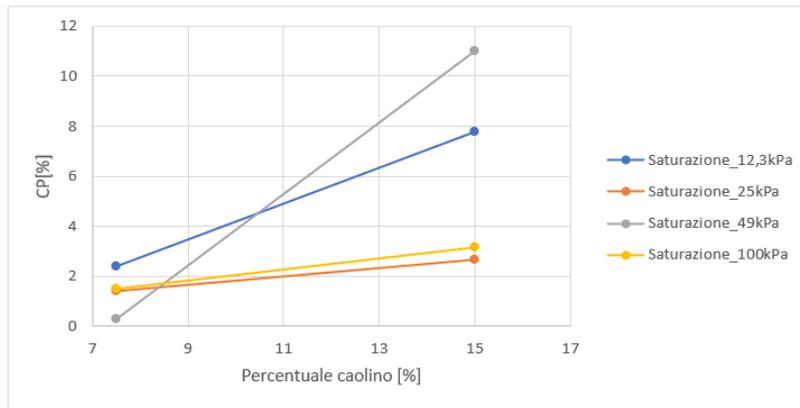


Figura 5.8: Indice di collasso in funzione della percentuale di caolino

La presenza di un eventuale carico critico è stata analizzata, ma in ogni tipologia di terreno considerata la quantità del cedimento da saturazione non segue una legge ben precisa rispetto al crescente carico a saturazione. Per i campioni di sola sabbia la situazione più sfavorevole si ha quando la saturazione avviene a 24,9 kPa, oltre il quale l'indice di collasso tende a diminuire. Aggiungendo caolino fino al 7,5%, il cedimento maggiore si manifesta per una tensione di saturazione a 12,3 kPa, per poi diminuire. In questo caso, però, dopo il valore minimo ottenuto a 49 kPa si ha un'ulteriore risalita. Infine, le miscele con la frazione fine al 15%, sotto questo punto di vista, mostrano un andamento altalenante, in cui il cedimento più drastico si ha saturando il campione a 49 kPa ( Figura 5.9). Quindi, dai risultati ottenuti, non è possibile affermare la presenza di un carico critico. Al fine di estendere l'analisi e valutare con maggiore attenzione l'eventuale presenza di un carico critico, andrebbero analizzati anche tensioni di saturazione maggiori di 100 kPa.

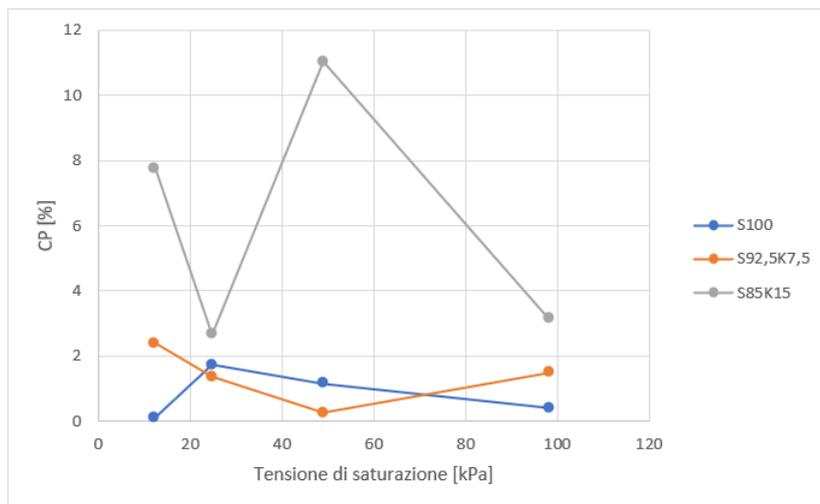


Figura 5.9: Indice di collasso in funzione della pressione di saturazione, dei tre materiali analizzati

Dalla Figura 5.10 [a], è possibile notare come l'aumento del contenuto d'acqua iniziale, causi una riduzione dell'indice di collasso. Questo comportamento è stato studiato eseguendo prove edometriche su campioni a diverso grado d'umidità, ma con lo stesso indice dei vuoti e la stessa tensione di saturazione. Nel caso in esame, si osserva che le miscele con il 15% di caolino mostrano un cedimento ridotto del 3% circa incrementando il contenuto d'acqua dal 2,63% al 6,54%. Allo stesso modo anche i provini di sola sabbia e con il caolino al 7,5% mostrano lo stesso comportamento, ma di minore entità. L'influenza che la densità ha sui risultati è stata analizzata comparando il cedimento ottenuto in due miscele al 92,5% di sabbia con un indice dei vuoti pari 0,66 e 0,82. Alla prima miscela corrisponde un indice di collasso di 0,27%, mentre alla seconda, di 1,89%. Allo stesso modo nei provini di sabbia al 100%, per indici dei vuoti di 0,69 e di 0,78, si hanno dei cedimenti dello 0,04% e dello 0,11% rispettivamente. (Figura 5.10[b]).

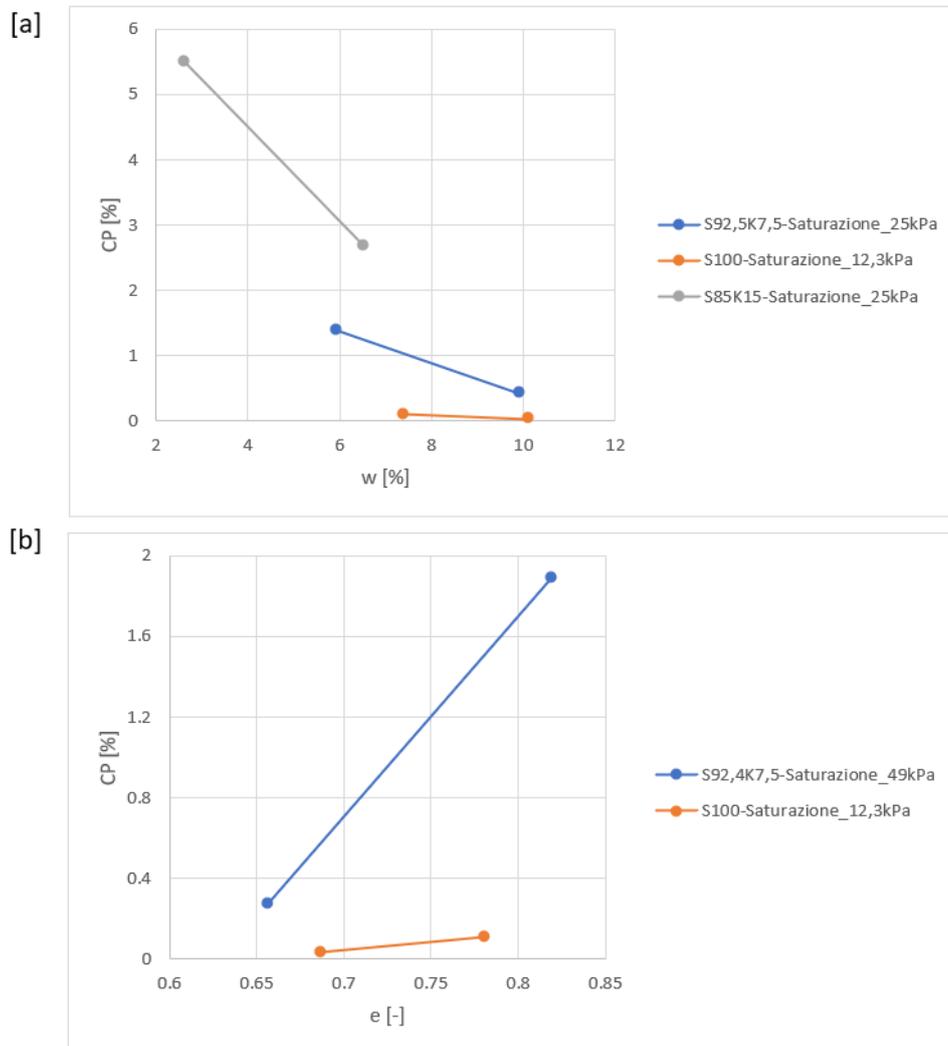


Figura 5.10: Indice di collasso in funzione del [a] contenuto d'acqua e [b] dell'indice dei vuoti iniziale

Complessivamente quindi, il cedimento per saturazione varia in funzione del terreno considerato, della tensione applicata, del contenuto d'acqua e della densità, esprimibile anche tramite l'indice dei vuoti. Si è visto come il cedimento tenda ad essere maggiore all'aumentare della frazione argillosa. Ugualmente, anche un materiale meno denso, mostrerà cedimenti maggiori in percentuale, mentre l'innalzarsi del grado d'umidità iniziale riduce l'entità di un probabile collasso a saturazione.

### 5.2.1 Confronto con le prove triassiali

Il cedimento da saturazione è stato analizzato in condizioni di consolidazione monodimensionale, tramite prove edometriche. I risultati ne hanno confermato la variazione in funzione della tipologia (% argilla) e condizioni (densità, contenuto d'acqua) del terreno considerato, nonché la tensione efficace presente al momento dell'umidificazione del campione. È utile ora capire quale sia l'influenza dello stato tensionale applicato. In Tabella 5.5, viene confrontato il cedimento osservato durante la saturazione in compressione edometrica con quelli ottenuti durante le prove triassiali (Paragrafo 4.1.1). Le condizioni di partenza tendono ad essere leggermente differenti tra loro, poiché la tensione efficace mantenuta durante il flushing è di 15 kPa. Sono state considerate dunque, solo le edometriche in cui la saturazione è avvenuta a 12,3 kPa. Per ogni terreno considerato nelle prove triassiali, si hanno tre cedimenti a saturazione, per cui nel seguito ne è stato calcolato un valore medio in percentuale. I risultati ottenuti dalle prove edometriche confermano quindi, quanto osservato dai test triassiali, ovvero che il collasso per saturazione aumenti in percentuale, incrementando la percentuale di caolino.

Materiale	Edometriche- $\sigma_{sat}=12,3$ KPa	Triassiali- $\sigma_{sat}=15$ KPa
S100	0,108 %	0,146 %
S92,5K7,5	2,41 %	1,064 %
S85K15	7,77 %	4,283 %

Tabella 5.5: Cedimento da saturazione in percentuale osservato nelle prove edometriche e triassiali

# Capitolo 6

## Conclusioni

La caratterizzazione meccanica condotta nel presente lavoro di tesi ha delineato come il comportamento del terreno venga influenzato da differenti fattori tra cui lo stato d'addensamento, il contenuto d'acqua e la percentuale di fine. La risposta meccanica di materiali a matrice sabbiosa con crescente contenuto di caolino nei pori è stata sperimentalmente analizzata e confrontata. Le prove triassiali mostrano una risposta fragile per i provini di sola sabbia con la presenza di una resistenza di picco e di residuo. Dal punto di vista volumetrico, a rottura, si ha un'iniziale riduzione di volume seguita da un aumento (comportamento dilatante) tipico dei materiali sabbiosi con uno stato d'addensamento medio- alto. Aggiungendo il caolino (fino al 15% in massa), la densità della matrice sabbiosa tende ad diminuire. Questo aspetto è dovuto al fatto che si è scelto di mantenere l'indice dei vuoti globale dei provini di sabbia pura e miscele sabbia-caolino costante. In termini di resistenza, le miscele non presentano un valore di picco e mostrano una riduzione di volume durante la rottura (comportamento contraente). La risposta è dettata dalla matrice sabbiosa, che risulta, nei provini di sabbia caolino, a densità decrescente, all'aumentare della percentuale di caolino. L'angolo di attrito  $\phi$  tende a diminuire con l'aumentare della frazione argillosa, mentre la coesione risulta essere molto bassa con valori prossimi allo 0 kPa. I risultati sperimentali sono stati confrontati con prove triassiali effettuate durante l'attività di ricerca condotta da G. La Porta [27] su provini della stessa tipologia, congelati. I materiali congelati presentano proprietà meccaniche decisamente maggiori. Si osserva una marcata differenza tra il valore di picco e quello del residuo rispetto alle prove a temperatura ambiente.

Il comportamento a saturazione dei materiali considerati è stato successivamente analizzato attraverso prove edometriche con variazione della pressione di saturazione. Dalle prove edometriche si è notato come l'entità del cedimento per saturazione dipenda dalla tipologia di terreno considerato. In particolare, si ha un collasso maggiore incrementando la frazione di caolino. A parità di materiale invece, il cedimento per saturazione risulta maggiore nei terreni poco densi e con un basso contenuto d'acqua. Nelle prove eseguite si è proceduto a saturare il provino a diversi livelli di tensione di confinamento, in modo da stabilire l'eventuale presenza di un carico limite, oltre il quale il valore in percentuale del cedimento tenda a stabilizzarsi. Questo comportamento è stato osservato solamente nei campioni puramente sabbiosi, in cui l'indice di collasso aumenta fino ad un carico di 25 kPa per poi diminuire. Per le

miscela, invece, la presenza del carico limite non risulta ben definita. L'aumentare del cedimento al crescere della percentuale di caolino è osservabile anche nelle prove triassiali.

## 6.1 Sviluppi futuri

Il presente lavoro di tesi si è concentrato sulla caratterizzazione meccanica di materiali a matrice sabbiosa, con aggiunta di caolino fino al 15% in massa. Può dunque essere interessante analizzare dal punto di vista meccanico miscele con percentuali di caolino maggiori del 15%, mantenendo l'indice dei vuoti globale costante. In questo modo è possibile determinare fino a quale percentuale di fine si noti una prevalenza della matrice sabbiosa sulla risposta meccanica.

La caratterizzazione atenzionando il comportamento in saturazione dei materiali analizzati ha fornito dei risultati preliminari interessanti. Potrebbe, dunque, essere utile capire come questo vari incrementando ulteriormente la percentuale di caolino. Inoltre, carichi di saturazione maggiori ai 100 kPa dovrebbero essere considerati, per determinare l'andamento dell'indice di collasso per tensioni di confinamento più alte.

# Bibliografia

- [1] Khelifa Abbeche, Farid Hammoud, and Tahar Ayadat. Influence of relative density and clay fraction on soils collapse. In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, pages 3–9. Springer, 2007.
- [2] Qasim Abdulkarem Jassim Al-Obaidi. Hydro-mechanical behaviour of collapsible soils. 2015.
- [3] F Al Saadi, K Wolf, and CV Kruijsdijk. Characterization of fontainebleau sandstone: Quartz overgrowth and its impact on pore-throat framework. *Journal of Petroleum & Environmental Biotechnology*, 7(328):1–12, 2017.
- [4] Muwafaq Awad, Abdulrahman Aldaood, and Ibrahim Alkiki. Development of a compressibility prediction model based on soil index properties and area under/bounded by consolidation and rebound curves. *Geotechnical and Geological Engineering*, pages 1–21, 2022.
- [5] Eren Balaban, A Smejda, and M Onur. An experimental study on shear strength behavior of soils under low confining pressure. In *Proceedings of the 4th World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering, Rome, Italy*, pages 7–9, 2019.
- [6] M Bartoli, S Raparelli, F Casini, and G M B Viggiani. Un’attrezzatura avanzata per prove su terreni artificialmente congelati. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG)*, 2018.
- [7] FG Bell and MG Culshaw. Problems soils: a review from a british perspective. In *Problematic Soils: Proceedings of the Symposium Held at the Nottingham Trent University on 8 November 2001*, pages 1–35. Thomas Telford Publishing, 2001.
- [8] Alan W Bishop. The principle of effective stress. *Teknisk ukeblad*, 39:859–863, 1959.
- [9] B Braun, J Shuster, and E Burnham. Ground freezing for support of open excavations. *Engineering Geology*, 13(1-4):429–453, 1979.
- [10] Haibing Cai, Zheng Liu, Sheng Li, and Tenglong Zheng. Improved analytical prediction of ground frost heave during tunnel construction using artificial ground freezing technique. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92:103050, 2019.

- [11] Tiziana Chiamone. Influenza della salinità del fluido nei pori sul comportamento meccanico delle argille. 2008.
- [12] Jian Chu and Dariusz Wanatowski. Effect of loading mode on strain softening and instability behavior of sand in plane-strain tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG*, 135, 01 2009.
- [13] David M Cole. A technique for measuring radial deformation during repeated load triaxial testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3):426–429, 1978.
- [14] Muawia A Dafalla. Effects of clay and moisture content on direct shear tests for clay-sand mixtures. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2013, 2013.
- [15] Yongfeng Deng, Zilong Wu, Yujun Cui, Songyu Liu, and Qiong Wang. Sand fraction effect on hydro-mechanical behavior of sand-clay mixture. *Applied Clay Science*, 135:355–361, 2017.
- [16] Emmanuel Detournay and Alexander H-D Cheng. Fundamentals of poroelasticity. In *Analysis and design methods*, pages 113–171. Elsevier, 1993.
- [17] Delwyn G Fredlund and Norbert R Morgenstern. Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(5):447–466, 1977.
- [18] Zhiwei Gao and Jidong Zhao. Evaluation on failure of fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(1):95–106, 2013.
- [19] VN Georgiannou, JB Burland, and DW Hight. The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Geotechnique*, 40(3):431–449, 1990.
- [20] Helmut Hass. Tunneling through soft ground using ground freezing. *Civil Engineering Practice*, 21(1):45–70, 2006.
- [21] Rui Hu, Quan Liu, and Yixuan Xing. Case study of heat transfer during artificial ground freezing with groundwater flow. *Water*, 10(10):1322, 2018.
- [22] Georgopoulos Ioannis-Orestis and V Ionnis. Corrections on the specimen volume change and axial force in the wykeham farrance wf11001/sn: 100257-9 triaxial cell, 2005.
- [23] Layal Jradi, Bassel Seif El Dine, Jean-Claude Dupla, and Jean Canou. Influence of non-plastic fines on the cyclic resistance of sands to liquefaction. In *MATEC Web of Conferences*, volume 281, page 02001. EDP Sciences, 2019.

- [24] Grzegorz Kacprzak. *Etude du comportement mécanique des mélanges sable/argile*. PhD thesis, Lyon, INSA, 2006.
- [25] Garimella Vijaya Kumar. *Some aspects of the mechanical behaviour of mixtures of kaolin and coarse sand*. University of Glasgow (United Kingdom), 1996.
- [26] GV Kumar and D Muir Wood. Mechanical behaviour of mixtures of kaolin and coarse sand. In *IUTAM symposium on mechanics of granular and porous materials*, pages 57–68. Springer, 1997.
- [27] G La Porta, F Casini, M Pirulli, and C Scavia. Analisi sperimentale del comportamento di terreni a matrice grossolana sottoposti a congelamento artificiale. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG)*, 2022.
- [28] Poul V Lade, Carl D Liggio, Jerry A Yamamuro, et al. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotechnical testing journal*, 21:336–347, 1998.
- [29] Rocco Lagioia, Alex Sanzeni, and Francesco Colleselli. Air, water and vacuum pluviation of sand specimens for the triaxial apparatus. *Soils and foundations*, 46(1):61–67, 2006.
- [30] R. Lancellotta. *Geotecnica*. Zanichelli, 2012.
- [31] Chiara Latini and Varvara Zania. Triaxial tests in fontainebleau sand. 2016.
- [32] Evert C Lawton, Richard J Fragaszy, and James H Hardcastle. Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(9):1252–1267, 1989.
- [33] Eugene A Miller and George F Sowers. The strength characteristics of soil-aggregate mixtures & discussion. *Highway research board bulletin*, (183), 1958.
- [34] M Murat Monkul and Gurkan Ozden. Effect of intergranular void ratio on one-dimensional compression behavior. In *Proceedings of international conference on problematic soils*, volume 25, page 27. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering . . . , 2005.
- [35] Rawaz Dlawar Muhammed. *Étude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI, 2015.
- [36] D Muir Wood and GV Kumar. Experimental observations of behaviour of heterogeneous soils. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 5(5):373–398, 2000.
- [37] J.A. Paduana. *The Effect of Type and Amount of Clay on the Strength and Creep Characteristics of Clay-Sand Mixtures*. PhD thesis, University of California, USA, 1966.

- [38] Angelica M Palomino, Susan E Burns, and J Carlos Santamarina. Mixtures of fine-grained minerals–kaolinite and carbonate grains. *Clays and Clay Minerals*, 56(6):599–611, 2008.
- [39] R Papa, M Pirone, and G Urcioli. *Elementi di meccanica dei terreni parzialmente saturi*. Hevelius, 2011.
- [40] M Raghunandan, A Juneja, and B Hsiung. Preparation of reconstituted sand samples in the laboratory. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(1):125–131, 2012.
- [41] Philippe Reiffsteck, J Arbault, Nadège SAGNARD, Matoren KHAY, Didier SUBRIN, Christian CHAPEAU, and Daniel LEVACHER. Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, (268-269), 2007.
- [42] Siya Paul Rimoy. *Ageing and axial cyclic loading studies of displacement piles in sands*. PhD thesis, Imperial College London London, UK, 2013.
- [43] Ortensio Rocca. *Congelamento artificiale del terreno*. Hevelius, 2011.
- [44] FJ Sanger and FH Sayles. Thermal and rheological computations for artificially frozen ground construction. *Engineering geology*, 13(1-4):311–337, 1979.
- [45] Michael Schultz, Michael Gilbert, and Helmut Hass. Ground freezing-principles, applications and practices. *Tunnels & Tunnelling International*, 2008.
- [46] Bassel Seif El Dine, Jean Claude Dupla, Roger Frank, Jean Canou, and Yousam Kazan. Mechanical characterization of matrix coarse-grained soils with a large-sized triaxial device. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(4):425–438, 2010.
- [47] Md Shahin, Md Mehedi Hasan Khan, and Md Niamul Bari. A disaster resilient road: effects of fines on density and shear strength of sands. *Int. J. Transp. Eng. Technol*, 6:38, 2020.
- [48] Samir Ibrahim Shalaby. Potential collapse for sandy compacted soil during inundation. *Int J Innov Sci Eng Technol*, 4(5):307–314, 2017.
- [49] Kunio Shinohara, Mikihiro Oida, and Boris Golman. Effect of particle shape on angle of internal friction by triaxial compression test. *Powder technology*, 107(1-2):131–136, 2000.
- [50] DC Simpson and TM Evans. Behavioral thresholds in mixtures of sand and kaolinite clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), 2016.
- [51] Filomena Spasiano and Gea Pagano Arianna. *Variabili tensionali efficaci per i terreni parzialmente saturi*. Tesi di laurea, Università degli studi di Napoli Federico II, 2010/2011.

- [52] S Thevanayagam and GR Martin. Liquefaction in silty soils—screening and remediation issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12):1035–1042, 2002.
- [53] S Thevanayagam, T Shenthan, S Mohan, and Jun Liang. Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(10):849–859, 2002.
- [54] Medard Thiry and Benoit Marechal. Development of tightly cemented sandstone lenses in uncemented sand: example of the fontainebleau sand (oligocene) in the paris basin. *Journal of Sedimentary Research*, 71(3):473–483, 2001.
- [55] Luis E Vallejo and Roger Mawby. Porosity influence on the shear strength of granular material–clay mixtures. *Engineering Geology*, 58(2):125–136, 2000.
- [56] Gang Wang, Kazuki Horikoshi, and Akihiro Takahashi. Effects of internal erosion on parameters of subloading cam-clay model. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2):1323–1335, 2020.
- [57] David Muir Wood. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge university press, 1990.
- [58] Bo Xiang, Enlong Liu, and Liuxin Yang. Influences of freezing–thawing actions on mechanical properties of soils and stress and deformation of soil slope in cold regions. *Scientific Reports*, 12(1):1–13, 2022.
- [59] J Yang, LM Wei, and BB Dai. State variables for silty sands: Global void ratio or skeleton void ratio? *Soils and Foundations*, 55(1):99–111, 2015.
- [60] Shaoli Yang, Suzanne Lacasse, and Rolf Sandven. Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines. *Geotechnical Testing Journal*, 29(2):102–107, 2006.
- [61] Kexin Yin, Anne-Laure Fauchille, Eugenia Di Filippo, Panagiotis Kotronis, and Giulio Sciarra. A review of sand–clay mixture and soil–structure interface direct shear test. *Geotechnics*, 1(2):260–306, 2021.
- [62] Y Yudhbir. Collapsing behavior of collapsing soils. In *Proceedings of 7th Southeast Asia geotechnical conference, Hong Kong*, pages 915–930, 1982.
- [63] Lu Zuo and Béatrice Anne Baudet. Determination of the transitional fines content of sand-non plastic fines mixtures. *Soils and Foundations*, 55(1):213–219, 2015.