

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

*Corso di Laurea Triennale in  
Ingegneria Civile*

**STUDIO DELLA COMPRESSIBILITA' DI TRE TERRENI  
NATURALI CARATTERIZZATI DA DIFFERENTE  
CONTENUTO DI MICROFOSSILI DI DIATOMEE**

Relatore: Dott.ssa Giorgia Dalla Santa

Laureanda: Elisa Dal Moro

Anno Accademico 2022-2023



# Indice

<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPITOLO 1 - Stato dell'arte, i terreni ricchi di diatomee .....</b>	<b>3</b>
1.1 I microfossili di diatomee .....	3
1.2 Influenza dei microfossili di diatomee sugli indici e proprietà fisiche.....	5
1.3 Caratteristiche geotecniche di varie miscele con differente contenuto di diatomee .....	8
1.4 Confronti tra diverse miscele .....	21
<b>CAPITOLO 2 - Il caso studio.....</b>	<b>23</b>
2.1 Descrizione e inquadramento geografico del caso studio.....	23
2.2 Le indagini geognostiche in sito .....	25
2.3 Caratteristiche paleo ambientali della zona Peri-Euganea.....	28
<b>CAPITOLO 3 – Analisi dei campioni prelevati in sito a Galzignano .....</b>	<b>33</b>
3.1 Analisi delle caratteristiche fisiche di tre provini posti a differente profondità .....	33
3.2 Osservazioni dei provini al SEM .....	37
3.3 Interpretazione delle curve di compressibilità ottenute dalle prove edometriche .....	38
3.4 Interpretazione delle curve di consolidazione ottenute dalle prove edometriche.....	46
3.5 Analisi della permeabilità dei tre provini esaminati .....	51
<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>57</b>
<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....</b>	<b>61</b>



# Introduzione

Notevoli cedimenti differenziali hanno interessato un capannone di nuova realizzazione realizzato nel settore orientale del territorio comunale di Galzignano Terme (PD), in un contesto a carattere prettamente agricolo, per incarico del committente è stata eseguita un'indagine geognostica. I risultati hanno evidenziato la presenza di una sequenza di livelli fini costituiti da materiale fine contenente microfossili di diatomee probabilmente sviluppatasi in ambiente termale, Si tratta di microalghe unicellulari composte da un frustolo siliceo, di forma e dimensioni variabili, caratterizzato da una grande percentuale di vuoti che conferiscono al terreno proprietà fisiche e meccaniche differenti da qualsiasi altro suolo naturale e che quindi non corrispondono alle relazioni empiriche solitamente utilizzate per descrivere il comportamento meccanico o deformativo. Questo genere di terreno è presente in molti siti nel mondo e numerosi sono gli studi condotti da ricercatori per comprendere il ruolo dei microfossili di diatomee dal momento che la loro unicità strutturale e il loro differente contenuto percentuale, causano l'alterazione delle caratteristiche di compressibilità, di permeabilità e di resistenza del terreno. In particolare, nel caso studio in oggetto sono state condotte tre indagini in sito comprendenti un sondaggio geognostico ad andamento verticale a carotaggio continuo a secco (S1), tre prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e un rilievo altimetrico dei punti di esecuzione delle Prove Penetrometriche Statiche con Piezocono e del sondaggio geognostico. Attraverso l'analisi delle prove edometriche eseguite su tre campioni del terreno in esame, situati a tre livelli di profondità differenti (3,20-3,80 m; 6,20-6,80 m; 9,20-9,80 m) e caratterizzati da differente contenuto di microfossili di diatomee, è stato possibile classificare i tre terreni e il loro comportamento geotecnico in termini di compressibilità osservandone anche la corrispondente variazione di microstruttura, mediante l'utilizzo della strumentazione SEM (Scanning Electron Microscope).

Il presente lavoro viene suddiviso nei seguenti capitoli:

- Capitolo 1: viene presentata una panoramica generale sui suoli contenenti microfossili di diatomee e sulle principali ricerche già svolte su tale argomento.
- Capitolo 2: descrive in maniera dettagliata il caso studio in esame e le relative indagini eseguite.
- Capitolo 3: sono presentate le procedure, le analisi e i risultati relativi alla prova edometrica effettuata sui tre campioni di terreno posti a profondità diversa



# Capitolo 1

## Stato dell'arte, i terreni ricchi di diatomee

I terreni contenenti microfossili di diatomee sono presenti in numerose località del mondo e molti sono gli studi scientifici condotti da noti ricercatori per studiarne le proprietà geotecniche, in quanto la loro presenza altera il comportamento ingegneristico di questi terreni rendendoli diversi dagli altri depositi naturali. Caratteristiche di permeabilità, compressibilità, rigidità e resistenza sono chiaramente influenzate dalla presenza e dalla particolare struttura di queste diatomee fossili. Tuttavia ancora oggi rimangono aperte discussioni e dibattiti a causa del loro comportamento non perfettamente conosciuto.

### 1.1 I microfossili di diatomee

I suoli diatomeici, sono comunemente composti da una miscela di sabbia, fini come limo e/o argilla e diatomee fossilizzate, ossia microalghe unicellulari che crescono in bacini di basso fondale di acqua dolce o salata ricca di silice che usano per costruire i loro scheletri, usualmente chiamati frustoli. Solitamente questi depositi si trovano dove in tempi geologici erano presenti laghi o paludi o lagune di basso fondale nei pressi di zone vulcaniche, dove i fluidi geotermali hanno fornito abbondanti quantità di silice disciolta e gli altri nutrienti necessari alla formazione delle diatomee. Una volta morte, la materia organica delle diatomee si decompone, mentre lo scheletro siliceo si deposita sul fondale marino o lacustre contribuendo così a generare nuovi depositi. Sedimenti con altissime percentuali di scheletri di diatomee prendono il nome di diatomite, diversamente i suoli di diatomee contengono una percentuale relativamente bassa di microfossili di diatomee. Lungo le zone tettonicamente attive situate attorno ai confini di placca, è possibile trovare suoli diatomeici e diatomite; per esempio nei paesi adiacenti alla cintura di fuoco del Pacifico come Colombia, Cile, la Baia di Osaka in Giappone, la penisola Coreana, il bacino del Messico, l'est della Cina, e ancora a sud-est di Asia e Australia, nell'Europa Orientale, Centrale e Occidentale, in parte dell'Africa dell'Est e in altre località nel mondo.

Esistono ben oltre 10.000 tipi di diatomee con forma e dimensioni differenti, tuttavia le specie predominanti sono poche. Lo scheletro è costituito da un frustolo di silice, di dimensioni variabili da

5  $\mu\text{m}$  a 500  $\mu\text{m}$  che rappresenta un meccanismo di difesa contro i predatori, fungendo da guscio di protezione esterno. Lo scheletro è caratterizzato da strutture a diversi livelli, caratterizzate da spessori decrescenti. Inoltre la parete esterna è porosa, per permettere alla diatomea di assorbire i nutrienti dall'acqua.

Generalmente le diatomee sono divise in due gruppi a seconda della forma del frustolo: diatomee pennate con forma allungata bilateralmente simmetrica e diatomee centriche con forma circolare radialmente simmetrica. La struttura di questi microfossili è prevalentemente porosa, 60-80% del volume. Recenti studi eseguiti su miscele di terreni fini e diatomee in diverse percentuali hanno identificato quattro tipologie di pori nei suoli di diatomee: **pori intra-scheletrici**, ovvero i vuoti di dimensioni maggiori all'interno della particella di diatomea, **pori scheletrici** di dimensioni minori ma molto abbondanti presenti sullo scheletro microfossile, infine **pori inter-aggregati e intra-aggregati** di dimensioni intermedie e che si formano tra la diatomea e gli altri aggregati di cui è composto il terreno. In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono rappresentate tre tipologie di diatomee: *Aulacoseira* (b), *Cyclotella* (c), *Stephanodiscus* (d) e i relativi pori.

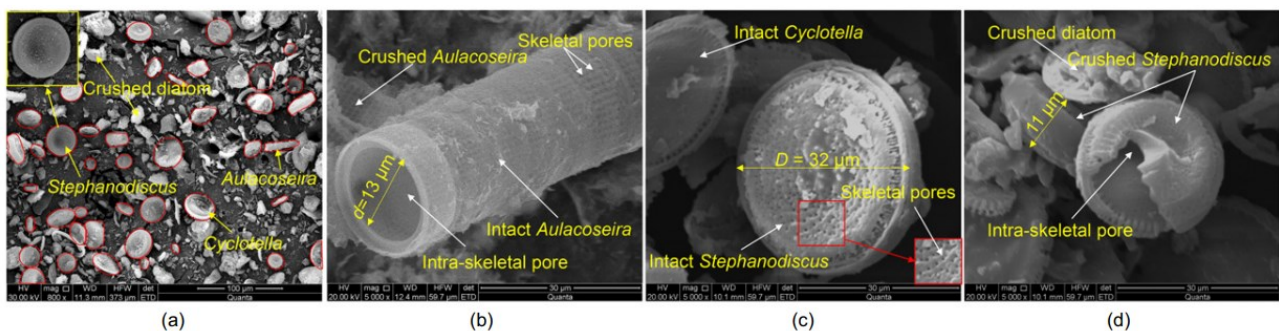


Figura 1: Immagini SEM di tre tipologie di diatomee pure, *Aulacoseira* (b), *Cyclotella* (c) *Stephanodiscus* (d); (Zhang et al., 2022)

Questi esempi di scheletri di diatomee sono rappresentati nel loro stato intatto e hanno dimensioni e forma variabili; *Aulacoseira* (b) ha forma di tubo cavo aperto con diametro interno anche maggiore di 10  $\mu\text{m}$  consentendo così un'elevatissima capacità di ritenzione idrica al suo interno; *Cyclotella* (c) ha forma circolare (piattino) di diametro notevole, anche fino a 50  $\mu\text{m}$  ed è dotato di numerosi piccoli pori-scheletrici sulla superficie esterna; infine *Stephanodiscus* (d) ha forma "a piattino" ed è caratterizzato da una cavità interna chiusa nella quale può essere immagazzinata una grande quantità d'acqua. Nel complesso, tutte queste tipologie di diatomee presentano una morfologia superficiale irregolare e rugosa e dimensioni maggiori rispetto alle particelle di argilla. E' riconosciuto che i suoli di diatomee sono caratterizzati da proprietà fisiche e meccaniche singolari; infatti secondo l'USCS (Unified Soil Classification System), che tradizionalmente è basato sulle caratteristiche granulometriche e sui Limiti di Atterberg, sono classificati come limi altamente plastici (MH) o



terreni argillosi (CH) perché a causa della grande quantità di vuoti presente nei frustoli, essi tendono ad avere un elevato contenuto d'acqua, alti limiti di Atterberg e una bassa densità secca. Il loro comportamento in termini di compressibilità, permeabilità e resistenza però, non rispetta quello atteso dai terreni così classificati: esso infatti è determinato dalla presenza dei microfossili di diatomee e inoltre, varia a seconda del contenuto di microfossili di diatomee, appunto oggetto di studio e ricerca per comprendere il comportamento ingegneristico di questi terreni.

## **1.2 Influenza dei microfossili di diatomee sugli indici e proprietà fisiche**

Per analizzare le principali caratteristiche dei suoli di diatomee, la maggior parte degli studi viene svolto su campioni di miscele di diatomee e caolino o diatomee e sabbia preparate artificialmente, effettuando poi su di esse delle prove di laboratorio per poter confrontare i risultati attendibili e poter correlare quanto trovato sperimentalmente con relazioni empiriche già consolidate. In particolare, sono stati utilizzati come riferimento le ricerche disponibili più recenti (Shiwakoti et al., 2002, Diaz-Rodriguez et al., 2013, Zhang et al., 2022, Hoang et al., 2022)

I materiali maggiormente utilizzati sono:

- Polvere di diatomee (D), che deriva da diatomiti provenienti da depositi lacustri miocenici ricchi di scheletri di diatomee e costituiti da una bassa percentuale di materiale organico, alluminio, ossigeno, carbonio, quarzo. In Shiwakoti et al., 2002 e in Diaz-Rodriguez et al., 2013 la diatomite è costituita per l'85% circa da particelle della dimensione del limo, mentre per il 10% circa da particelle di dimensione dell'argilla.
- Sabbia (S), generalmente sabbia silicea bianca composta in buona parte da quarzo.
- Caolino (K), composto principalmente da particelle di argilla e particelle di terreno più piccole di 2  $\mu\text{m}$  che rappresentano il 60 % circa.

Per costituire i campioni, viene inizialmente fatta essiccare a 105°C la polvere di diatomee e rispettivamente o il caolino o la sabbia a seconda che la miscela da utilizzare sia diatomee-caolino (D+K) (Zhang et al., 2022) o diatomee-sabbia (D+S) (Hoang et al., 2022). Per la preparazione dei campioni, è importante miscelare i due materiali facendo attenzione alle proporzioni in peso variabile delle diatomee per ogni campione, ottenendo così provini diversi. Seguendo gli standard ASTM, è possibile notare come gli indici e le proprietà fisiche delle varie miscele cambino al variare del contenuto delle diatomee. Nei terreni ordinari privi di diatomee, l'aumento di particelle grossolane comporta una diminuzione del limite liquido  $w_L$  o LL, ossia del contenuto d'acqua che segna il passaggio dallo stato plastico allo stato liquido, e del limite plastico  $w_p$  o PL; ossia del contenuto

d'acqua che segna il passaggio dallo stato semisolido allo stato plastico. Invece, nei terreni costituiti da una certa percentuale di diatomee avviene il contrario, come mostrato in Figura 2: (a) nella miscela sabbia di Toyoura-caolino all'aumentare del contenuto di sabbia corrisponde una diminuzione dei limiti di Atterberg, mentre le Figura 2 (b) e Figura 2 (c) invece, mostrano che nelle miscele che contengono diatomee, al crescere del contenuto di diatomee, sebbene le particelle abbiano la dimensione del limo, corrisponde un incremento del limite sia liquido LL che plastico PL. Ciò è dovuto senz'altro alla capacità degli scheletri fossili diatomeici di immagazzinare l'acqua al loro interno, in misura maggiore di quanto accade nei suoli convenzionali in cui la maggior parte dell'acqua è trattenuta dalle particelle di argilla.

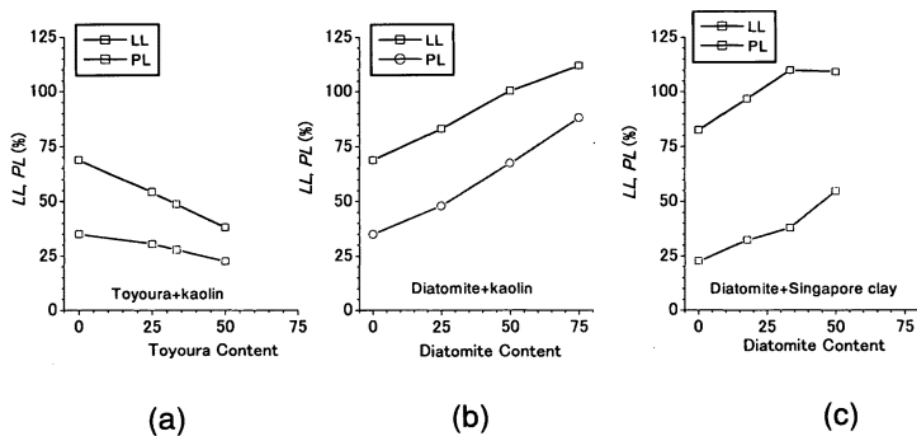


Figura 2: Relazione di  $w_L$  e  $w_P$  di tre miscele in funzione della variazione di contenuto della miscela, (a) Toyoura sabbia-caolino, (b) diatomite-caolino, (c) diatomite-Singapore clay; (Shiwakoti et al., 2002)

La **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. confronta tipici valori dei limiti di Atterberg nei terreni non diatomeici e nei suoli ricchi di microfossili di diatomee, i quali rispecchiano quanto detto in precedenza presentando significativi valori degli indici  $w_L$ ,  $w_P$  e indice di plasticità  $I_p$ .

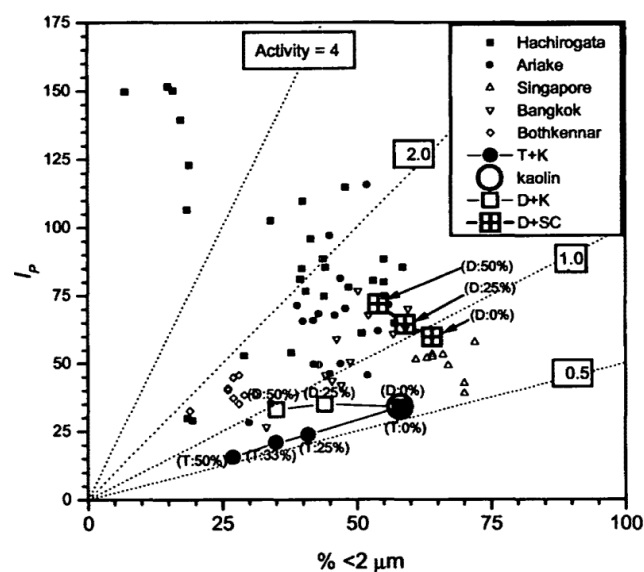
Soil name	Soil classification	$w_n$ (%)	$w_L$ (%)	$I_p$	$\rho_s$
Bothkennar	non-diatomaceous	60	67	40	2.71
Pusan	non-diatomaceous	55	60	35	2.72
Bangkok	non-diatomaceous	60	70	50	2.74
Singapore	non-diatomaceous	56	82.5	59.8	2.77
Ariake	diatomaceous	180-130	157-113	100-70	2.60-2.66
Hachirogata	diatomaceous	205-165	239-176	175-110	2.39-2.66
Mexico City*	diatomaceous	500	500	350	2.35

Tabella 1: Valori dei limiti di Atterberg di suoli privi di diatomee e suoli diatomeici; (Shiwakoti et al., 2002)

Mixture D + K	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Activity
100K	43.00	56.40	28.90	27.50	11.06	0.42
20D + 80K	45.60	58.90	33.70	25.20	10.98	0.48
30D + 70K	49.00	63.75	40.25	23.50	10.70	0.51
40D + 60K	52.40	68.60	46.80	21.80	10.43	0.53
50D + 50K	55.15	72.05	51.75	20.30	9.95	0.59
60D + 40K	57.90	75.50	56.70	18.80	9.48	0.65

Tabella 2: Proprietà indice e proprietà fisiche di miscele diatomite-caolino con differente contenuto di diatomite; (Rodriguez JA et al., 2013)

Ponendo maggior attenzione alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si nota come all'aumentare del contenuto di diatomite cresce il parametro Attività (Activity) ovvero il rapporto tra l'indice di plasticità  $I_p$  e la percentuale di particelle di argilla, a causa del crescere dell'indice plastico dato dall'aumentare della percentuale di diatomite, mentre la Clay fraction diminuisce, perché diminuisce la percentuale di caolino. Solitamente, elevati indici di attività derivano dalla presenza nel terreno di argilla smectica, una miscela di minerali argillosi costituita principalmente da montmorillonite, che a sua volta appartiene alla classe dei fillosilicati chiamati smectiti. Il comportamento delle diatomite risulta quindi tutt'altro che inerte ma piuttosto simile a particelle di argilla molto attive. In Figura 3 viene riportato un esempio di suoli diatomiteici come quelli rinvenuti nelle località di Ariake e Hahirogata aventi valori di attività molto più alti rispetto a suoli privi di microfossili di diatomite come quelli di Singapore, Bangkok e Bothkennar. Inoltre è evidente come nelle miscele caolino-diatomite e Singapore clay-diatomite l'incremento di diatomite sia il responsabile dell'elevata Attività.



*Figura 3: Relazione tra  $I_p$  e percentuale granulometria dell'argilla in diverse miscele di diatomite, terreni giapponesi diatomacei e non-diatomacei; (Shiwakoti et al., 2002)*

### **1.3 Caratteristiche geotecniche di varie miscele con differente contenuto di diatomee**

I terreni a grana fine contenenti microfossili di diatomee sono presenti in tutto il mondo e, sebbene gli siano riconosciute proprietà fisiche e meccaniche uniche, essi non seguono le classiche relazioni empiriche tipicamente utilizzate nella meccanica dei terreni; perciò l'esatto ruolo delle diatomee nel determinare i comportamenti idraulici e di compressione di tali suoli rimane ancora poco chiaro. Per caratterizzarli dal punto di vista geotecnico, svariate ricerche sono state condotte su miscele preparate artificialmente che differiscono per il contenuto di diatomee, generalmente si tratta di sabbia e diatomite (D+S) (Hoang et al., 2022) o caolino e diatomite (D+K) (Zhang et al., 2022).

Su questi campioni si effettua la prova edometrica, ossia una prova di compressione verticale ad espansione laterale impedita. Il test sperimentale viene effettuato utilizzando l'edometro, che consiste in un anello rigido al cui interno è posto il provino cilindrico. In entrambe le estremità superiore ed inferiore del provino vengono posizionati due dischi porosi che consentono il drenaggio dell'acqua presente nel campione, tramite migrazione dell'acqua nella sola direzione verticale. Il tutto viene inserito in una cella che viene riempita d'acqua per mantenere costante la condizione di saturazione completa. Sopra la pietra porosa superiore si posiziona un pistone dove viene applicato un carico verticale che viene progressivamente aumentato. Dall'istante di applicazione del carico verticale vengono misurati i cedimenti verticali del provino.

#### Miscela sabbia-diatomee

La sabbia utilizzata negli esperimenti descritti in Hoang et al. 2022 è sabbia silicea bianca, composta per lo più da quarzo, mentre la polvere di diatomee contiene diverse tipologie di frustoli, a forma circolare o pennate. In Figura 4 è riportata sia la granulometria di una sabbia passante attraverso il setaccio n.30 e trattenuta dal setaccio n.60, sia della polvere di diatomee con frustoli di forma simile a dischi. Si noti come il diametro medio  $D_{50}$  delle particelle sabbiose pari circa 0,47 mm sia nettamente superiore a quello delle particelle di diatomee corrispondente a 22  $\mu\text{m}$  circa: in questo tipo di miscela dunque, un aumento del contenuto di diatomee comporta una diminuzione del diametro medio delle particelle delle miscele sabbia-diatomee. Inoltre, sono state condotte delle analisi elementari sulla polvere di diatomee con spettroscopia a dispersione di energia a raggi X (EDX) e diffrazione di raggi X (XRD) riportate rispettivamente in Figura 5 (a) e Figura 5 (b) che permettono

di ricavare la composizione chimica della polvere. I risultati EDX identificano la presenza di silice (Si), ossigeno (O), carbonio (C), alluminio (Al) e sodio (Na) i quali sono tradotti nella Figura 5 (b) come componenti di albite e quarzo.

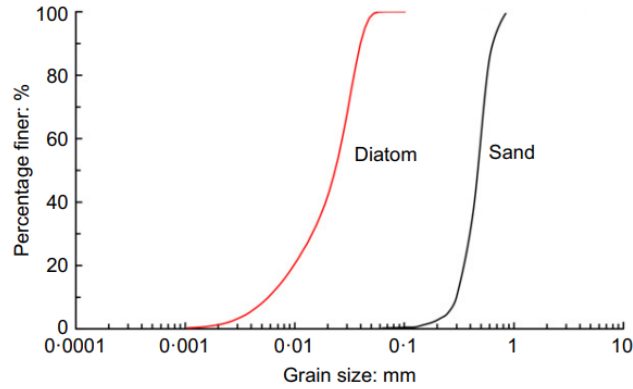


Figura 4: Distribuzione granulometrica di polvere di diatomee e sabbia; (Hoang et al., 2022)

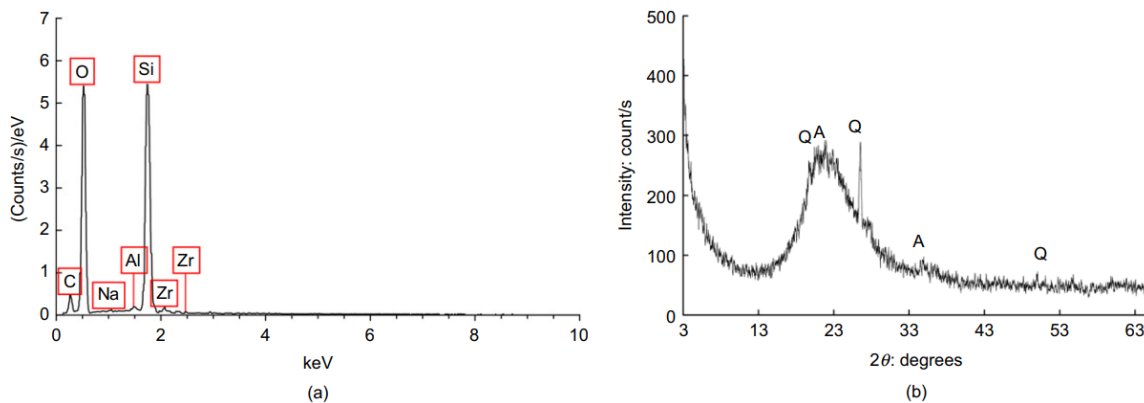


Figura 5: Risultati ottenuti sulla polvere di diatomee della spettroscopia a dispersione di energia di raggi X (EDX) (a) e della diffrazione di raggi X (XRD) (b); (Hoang et al., 2022)

Una volta predisposte le miscele, sono stati realizzati i campioni saturi pressando ogni miscela con un'asta metallica in una cella edometrica di dimensioni standard. Successivamente sono state effettuate le prove di carico e scarico in cella edometrica per ogni provino e ad ogni step di carico si sono registrati sia i relativi cedimenti come mostrato in Figura 6 (a), sia la stima dell'indice dei vuoti, vedi Figura 6 (b). Il primo grafico mostra un aumento della deformazione verticale all'aumentare della sollecitazione verticale effettiva e una diminuzione della deformazione corrispondente allo scarico tensionale, inoltre il campione con contenuto di diatomee maggiore (DC20) registra una deformazione maggiore rispetto agli altri. La seconda rappresentazione, evidenzia allo stato iniziale un notevole indice dei vuoti, che cala con l'aumentare del contenuto di diatomee e nelle seguenti fasi di carico l'indice dei vuoti diminuisce, in modo significativo soprattutto nell'ultima fase di

compressione. In fase di scarico si osserva una curva di rigonfiamento simile a quella di compressione, con un lieve aumento dell'indice dei vuoti.

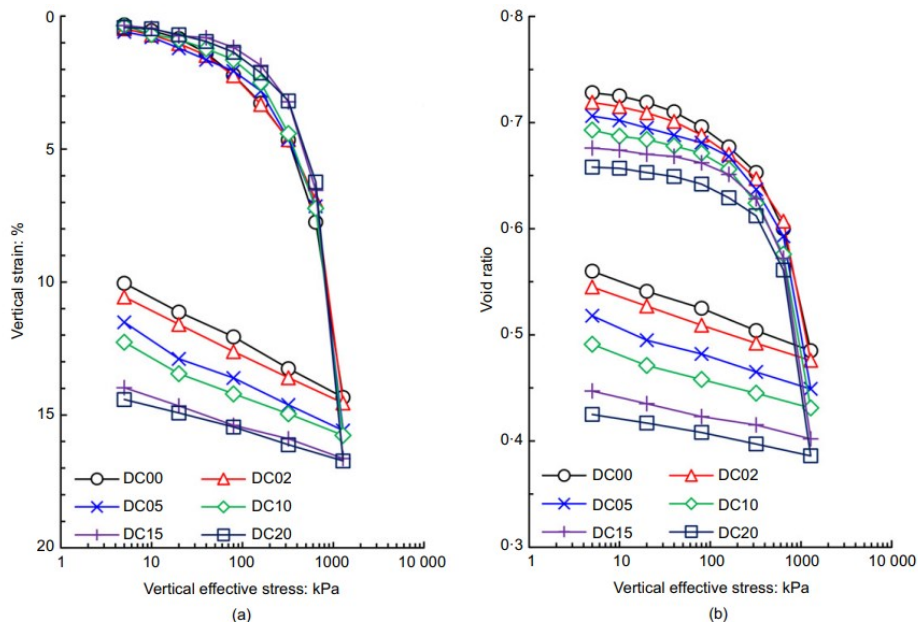


Figura 6: Risultati del test dell'edometro rispetto alla tensione verticale efficace: (a) deformazione verticale, (b) indice dei vuoti; (Hoang et al., 2022)

A questo punto, per analizzare le caratteristiche di compressibilità delle suddette miscele, a partire dalla Figura 6 è stato possibile calcolare il coefficiente di compressione  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$ , che identificano rispettivamente la pendenza della curva del tratto successivo al ginocchio e la pendenza della curva del tratto di scarico. Come raffigurato dalla Figura 7 (a) l'indice  $C_c$  cresce linearmente con il contenuto di diatomee, contrariamente a quanto accade per  $C_s$ , mentre il rapporto tra gli indici di compressione e di rigonfiamento aumenta linearmente all'aumentare del contenuto di diatomee, vedi Figura 7 (b).

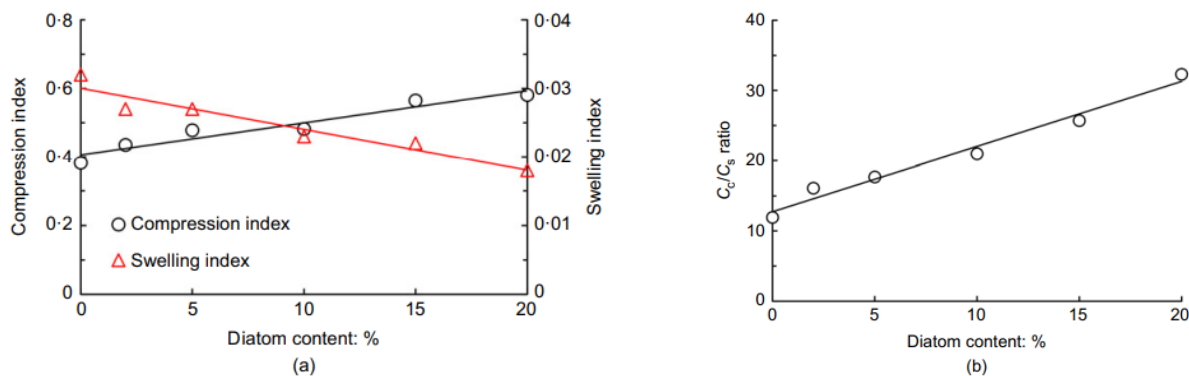


Figura 7: Variazione dell'indice di compressibilità (a) e di rigonfiamento (b) rispetto al contenuto di diatomee; (Hoang et al., 2022)

La variazione di compressibilità dei suoli con diverso contenuto di diatomee, può dipendere dall'elevata intra-porosità (pori all'interno della particella) delle diatomee, in quanto incrementando il contenuto di diatomee, la porosità tra sabbia e diatomee diminuisce; ma al tempo stesso l'intra-porosità totale aumenta rendendo così il terreno più comprimibile. Le diatomee, a differenza della sabbia, sono particelle porose che a seguito del fenomeno di compressione si riducono in piccoli frammenti, e che quindi durante la fase di scarico non sono in grado di recuperare la loro forma originale, vedi Figura 8. Pertanto, il coefficiente di compressione  $C_c$  aumenta al crescere del contenuto di diatomee a causa dell'aumento delle particelle di diatomee altamente frantumabili, mentre l'indice di rigonfiamento  $C_s$  diminuisce per via della rottura dei microfossili di diatomee e la conseguente riorganizzazione della matrice del terreno.

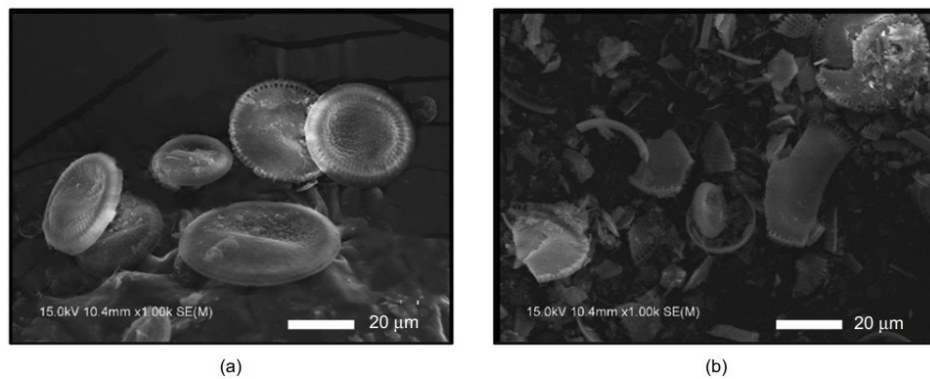


Figura 8: Frantumabilità delle particelle di diatomee: (a) prima della compressione, (b) dopo la compressione a  $\sigma=1280$  kPa; (Hoang et al., 2022)

### Miscela Caolino-Diatomite

La polvere di caolino utilizzata nelle indagini descritte in Zhang et al., 2022, si trova disponibile in commercio ed è composta principalmente da particelle di argilla e particelle di terreno più piccole di  $2 \mu\text{m}$  che costituiscono il 60 % del materiale. Le polveri di diatomee invece, derivano da suoli di diatomee lacustri aventi una percentuale di contenuto di diatomee intorno al 98% e sono composte prettamente da particelle di dimensione del limo. Se il diametro medio  $D_{50}$  delle particelle di caolino è circa  $0,6 \mu\text{m}$ , quello delle diatomee pure corrisponde ad un valore inferiore pari a circa  $7 \mu\text{m}$ ; dunque in questo caso l'aggiunta di diatomee produce una granulometria più grossolana, (vedi Figura 9), diversamente da quanto accade nelle miscele sabbia-diatomee. Inoltre, in Figura 10 (a) si visualizzano le composizioni mineralogiche delle due materie prime rilevate dalla diffrazione di raggi X (XRD) e la composizione chimica della polvere di diatomee in Figura 10 (b) ottenuta dalla spettroscopia a dispersione di energia a raggi X (EDX). Il caolino in esame è costituito da caolinite, quarzo e illite

come identificato dall’XRD; la composizione elementare delle diatomee invece costituita per più del 70% da ossigeno (O) e silice (Si), congruente con l’opale e il quarzo decritti dalla diffrazione di raggi X.

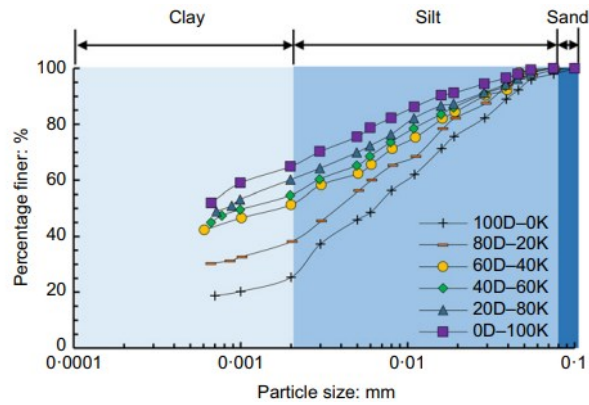


Figura 9: Distribuzione granulometrica delle miscele caolino-diatomite; (Zhang et al., 2022)

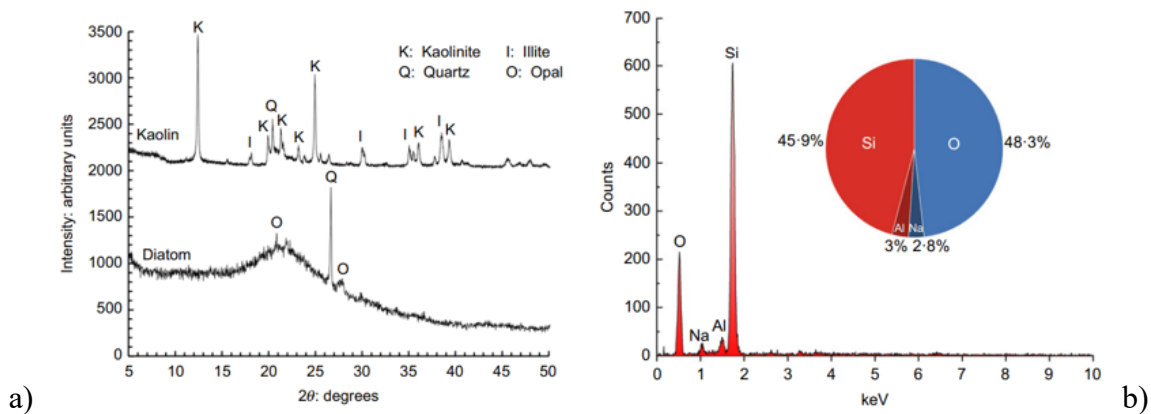


Figura 10: Composizione mineralogiche e chimiche di diatomee e caolino: (a) risultati della diffrazione di raggi X (XRD), (b) risultati della spettroscopia a dispersione di energia di raggi X (EDS) per diatomee; (Zhang et al., 2022)

Entrambe le polveri, dopo essere state essiccate a 105°C sono state opportunamente miscelate nelle porzioni richieste in peso, aggiungendo anche una quantità d’acqua distillata necessaria affinché la miscela avesse il contenuto d’acqua corrispondente al suo limite liquido. Il composto umido è stato posto in un edometro di dimensioni standard che fungeva da cella di consolidamento, nella quale sono stati applicati i carichi verticali per eseguire la prova edometrica. Le curve di compressione per le diverse miscele caolino-diatomite, evidenziano una maggiore compressibilità con l’aumento del contenuto di diatomee, come si evince dall’aumentare della pendenza delle curve di compressione e dall’indice dei vuoti iniziale crescente, Figura 11.



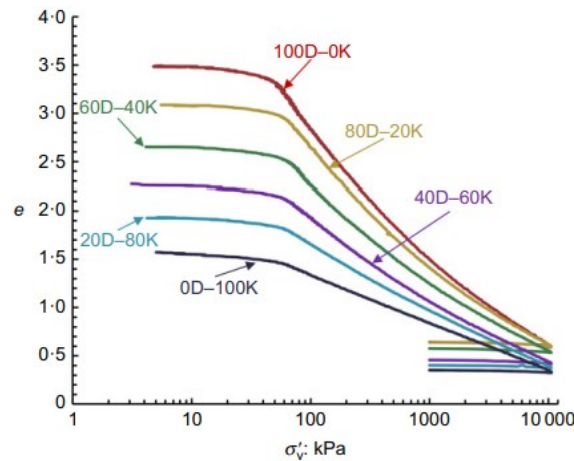


Figura 11: Curve di compressibilità per le diverse miscele, relazione  $e-\log\sigma'_v$ ; (Zhang et al., 2022)

A questo punto, per analizzare le caratteristiche di compressibilità delle suddette miscele, a partire dalla Figura 11 è stato possibile determinare il coefficiente di compressione  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$  dipendenza del livello di tensione verticale efficace applicato verticali, come mostrato in Figura 12. Per tensioni maggiori della tensione di pre-consolidazione, ossia la massima tensione a cui è stato sottoposto il terreno nella sua storia che corrisponde al valore tensionale in prossimità del ginocchio della curva, l'indice  $C_c$  aumenta rapidamente e raggiunge un valore di picco, il quale risulta essere maggiore per le miscele con contenuto di diatomee più elevato, per poi decrescere all'aumentare della sollecitazione verticale applicata nella cella edometrica. Differente è il comportamento del caolino in assenza di diatomee (0D-100K), per il quale il  $C_c$  rimane costante all'aumentare della tensione. I classici terreni a grana fine sono caratterizzati da un  $C_c$  pressoché costante ad alte tensioni, con valori molto inferiori a 1 nel caso di argille naturali, mentre nei suoli contenenti diatomee, il modo in cui l'indice di compressibilità varia con la tensione efficace applicata; dipende dal contenuto di diatomee presenti nella miscela. Si conclude quindi che suoli contenenti microfossili di diatomee per lo più intatti presentano un valore di picco per  $C_c$  in corrispondenza dello stress minimo necessario ad innescare la frantumazione delle particelle di diatomee mentre, se il suolo è principalmente dominato da microfossili di diatomee rotti, nella curva  $C_c-\sigma$  nessun valore di picco può essere definito. In Figura 12 (b) si confrontano le variazioni di  $C_c$  descritte dalla letteratura secondo diversi studiosi e quelle ottenute su campioni di miscela caolino-diatomite variando la percentuale di diatomee contenute. Si riconferma l'aumento dell'indice di compressibilità con il contenuto di diatomee e i punti che rappresentano i  $C_c$  ricavati per terreni contenenti diatomee nello studio descritto da Zhang et al., 2022, si trovano al di sopra dell'intervallo empirico per terreni naturali convenzionali senza diatomee.

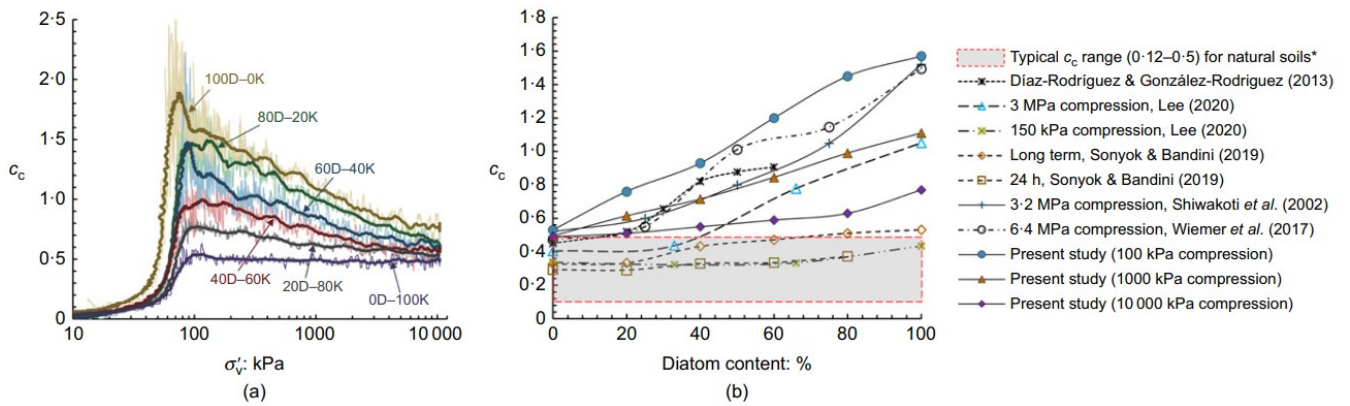


Figura 12: Variazione di  $C_c$  con: (a)  $\sigma'_v$ , (b) contenuto di diatomee; (Zhang et al., 2022)

Durante la fase di scarico, la Figura 11 rivela una variazione dell'indice dei vuoti quasi nulla generando così un indice  $C_s$  dell'ordine di  $10^{-2}$ , con valori leggermente crescenti all'aumentare della percentuale di diatomee. Questo è riportato in Figura 13 (a) dov'è inoltre possibile osservare come i valori dell'indice di rigonfiamento non superino i tipici valori dei terreni naturali. In Figura 13 (b) sono riportati inoltre i valori del rapporto  $C_c/C_s$  delle varie miscele, che diminuiscono con la sollecitazione verticale a causa della frantumazione dei microfossili e sono notevolmente superiori a quelli del terreno naturale privo di diatomee.

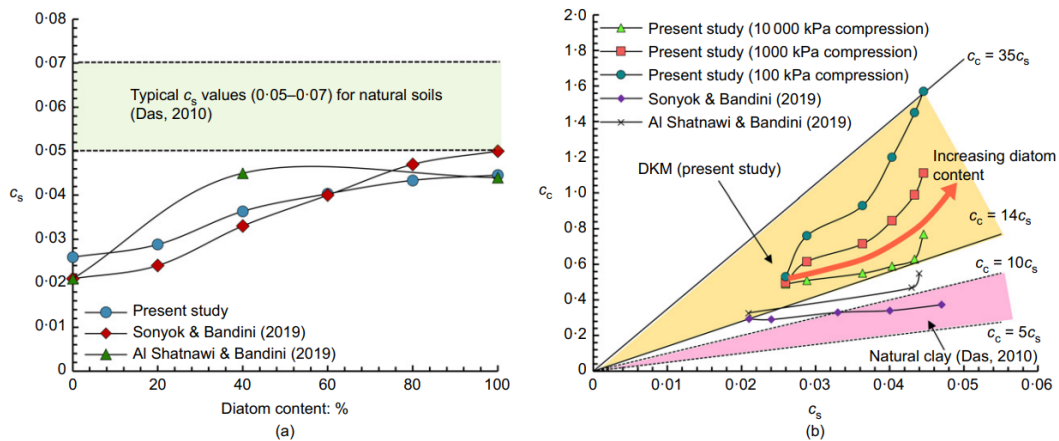


Figura 13: (a) Variazione di  $C_s$  con contenuto di diatomee, (b) Relazioni tra  $C_c$  e  $C_s$ ; (Zhang et al., 2022)

Per conoscere le proprietà idrauliche dei suoli diatomeici un altro parametro fondamentale è il coefficiente di consolidazione primaria  $c_v$ , calcolato tramite la formula:  $c_v = k / (\frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma'_v} * \gamma_w)$ , dove  $k$  rappresenta la permeabilità,  $\gamma_w$  il peso unitario dell'acqua ( $= 9,8 \text{ kN/m}^3$ ),  $\Delta \epsilon$  la deformazione assiale e  $\Delta \sigma'_v$  la sollecitazione verticale efficace. Nella Figura 14 è riportata la relazione  $c_v - \sigma'$  e si nota che, aumentando il contenuto di diatomee nella miscela,  $c_v$  aumenta mentre, aumentando la sollecitazione verticale efficace,  $c_v$  diminuisce, con una diminuzione che appare maggiore per la miscela con

maggior contenuto di diatomee. La variazione del coefficiente di consolidamento è coerente con la crescita dell'indice dei vuoti all'aumentare del contenuto di diatomee nella miscela.

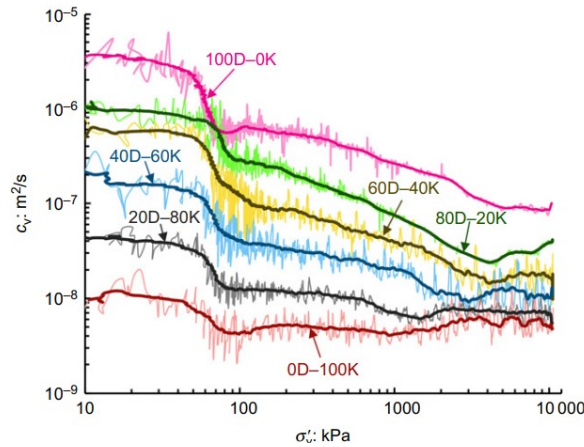


Figura 14: Relazioni  $c_v-\sigma'_v$  per le diverse miscele; (Zhang et al., 2022)

Un altro aspetto essenziale dal punto di vista geotecnico ma che presenta una certa complessità per i terreni a grana fine è la permeabilità di un terreno, la quale è governata dalla forma, dalla dimensione e dalla distribuzione dei pori presenti tra le particelle dello scheletro solido. Come già evidenziato i microfossili di diatomee sono caratterizzati dalla presenza di numerosi pori, tra cui i pori intra-scheletrici i quali connessi agli altri vuoti presenti nel terreno forniscono ampi canali per la filtrazione di fluidi. Ciò rende i suoli diatomeici assai permeabili, perciò è di rilevante interesse conoscere come vari la permeabilità in differenti miscele e con una diversa percentuale di diatomee. La Figura 15 (a) mostra che il coefficiente di permeabilità  $k$  diminuisce all'aumentare della tensione verticale efficace applicata, mentre la Figura 15 (b) correla il coefficiente di permeabilità  $k$  con l'indice dei vuoti. Da tale grafico si può identificare un andamento decrescente di  $k$  come risultato della riduzione dei vuoti al diminuire del contenuto di diatomee.

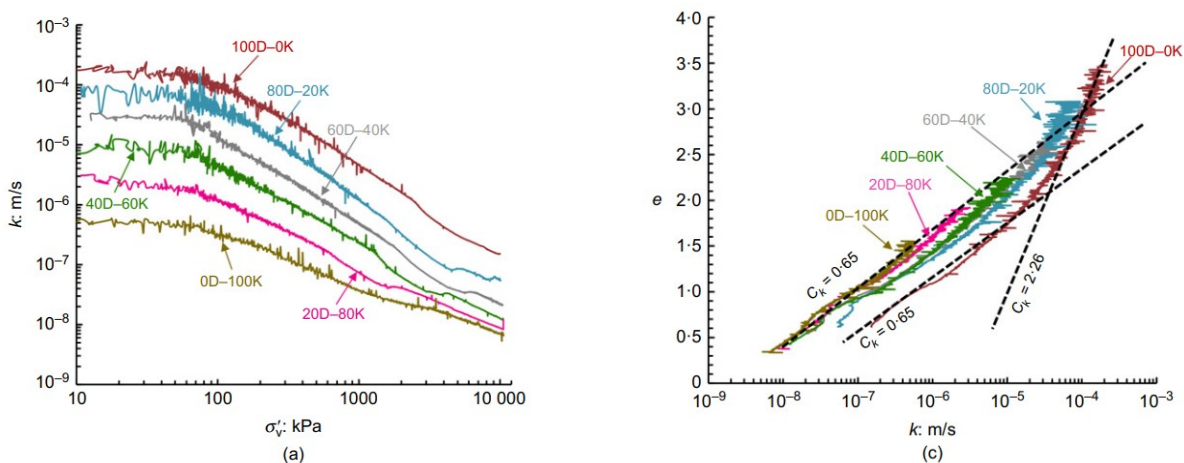


Figura 15: (a) Relazioni  $k-\sigma'_v$  per le diverse miscele, (c) Relazioni  $e-k$  per le diverse miscele; (Zhang et al., 2022)

L'indice di permeabilità  $ck$  che identifica la pendenza della curva  $e$ -log $k$ , indicato in Figura 15, è utile per misurare la sensibilità della permeabilità al variare del rapporto dei vuoti. Maggiore è  $ck$ , minore è la sensibilità della permeabilità alla variazione dell'indice dei vuoti, ossia vi è un cambiamento poco evidente di  $k$  per una data variazione dei vuoti.

Precedenti indagini hanno identificato vari valori del rapporto  $ck/e$  per i diversi terreni, Figura 16, ad esempio:

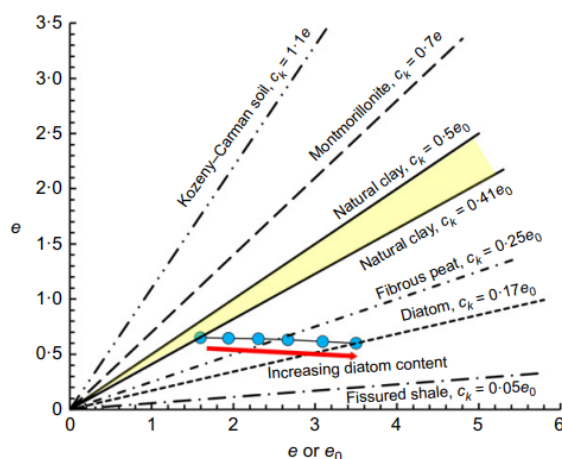


Figura 16: Relazioni  $ck$ - $e$  per le diverse miscele e vari suoli della letteratura; (Zhang et al., 2022)

per i terreni Kozeny-Carman con una distribuzione dimensionale dei pori molto uniforme, si può determinare  $ck/e = 1$ ; per argille naturali contenenti vari tipi di minerali argillosi, è comune una tessitura formata da aggregati con distribuzione dei pori non uniforme, e in tal caso  $ck/e$  è molto più basso ( $= 0,5$ ); coerentemente, l'argilla montmorillonite con un livello intermedio di uniformità dei pori tende ad avere  $ck/e$  tra quella dei terreni Kozeny-Carman e l'argilla naturale (Zhang et al., 2022). Le torbe e gli scisti fessurati hanno una distribuzione dei pori meno uniforme e questo spiega i valori di  $ck/e$  decisamente inferiori.

Pertanto la distribuzione dei pori svolge un ruolo determinante per  $ck/e$ , infatti nelle miscele caolino-diatomite una diminuzione del contenuto di diatomee comporta una diminuzione di  $ck/e$ , come riportato da Figura 16.

### Suolo naturale di diatomee nella baia di Mejillones

La baia di Mejillones in Cile è stata oggetto di ricerca e studio (Arenaldi Perisic et al., 2019) data la presenza di diatomee nel suolo. La genesi di questi depositi è dovuta a correnti di risalita che trasportano grande quantità di nutrienti e provocano un aumento della riproduzione del fitoplacton. Nascono così zone di ossigeno minimo che causano la morte del fitoplacton, il quale precipita sul fondale marino. Perciò in un sondaggio di prova vicino alla riva della baia, sono stati prelevati 3

campioni di terreno a 3 m di profondità. Attraverso le osservazioni al SEM del terreno, sono stati riscontrati numerosi microfossili di diatomee di varie forme e dimensioni, anche se principalmente il suolo era dominato da frustoli per lo più centrici. Com'è noto, la forma delle particelle gioca un ruolo essenziale nel comportamento del terreno. Allo stesso modo la forma dei frustoli di diatomee conferisce al terreno differenti caratteristiche di compressibilità, maggiori se si tratta di un terreno ricco di frustoli pennati, minori se risulta ricco di diatomee centriche (Arenaldi Perisic et al., 2019). E' stata eseguita un'analisi mineralogica del suolo con la diffrazione di raggi X, la quale stabilisce la presenza di quarzo ( $\text{SiO}_2$ ), calcite ( $\text{Ca}(\text{CO}_3)$ ) e albite di calcio in quantità minori, Figura 17. Questo rispecchia quanto emerso dalla spettroscopia a dispersione di energia di raggio X (EDS), la quale mostrava come elementi più abbondanti la silice e l'ossigeno.

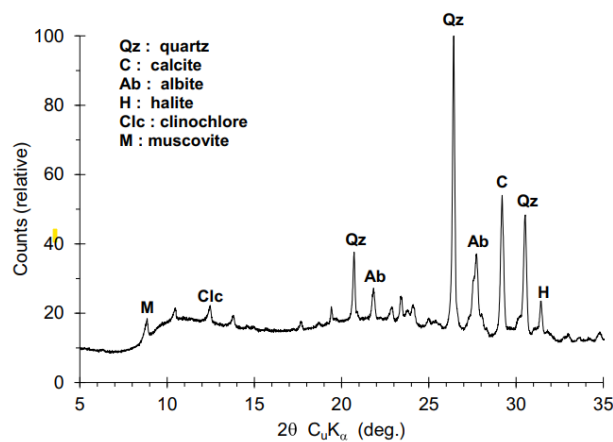
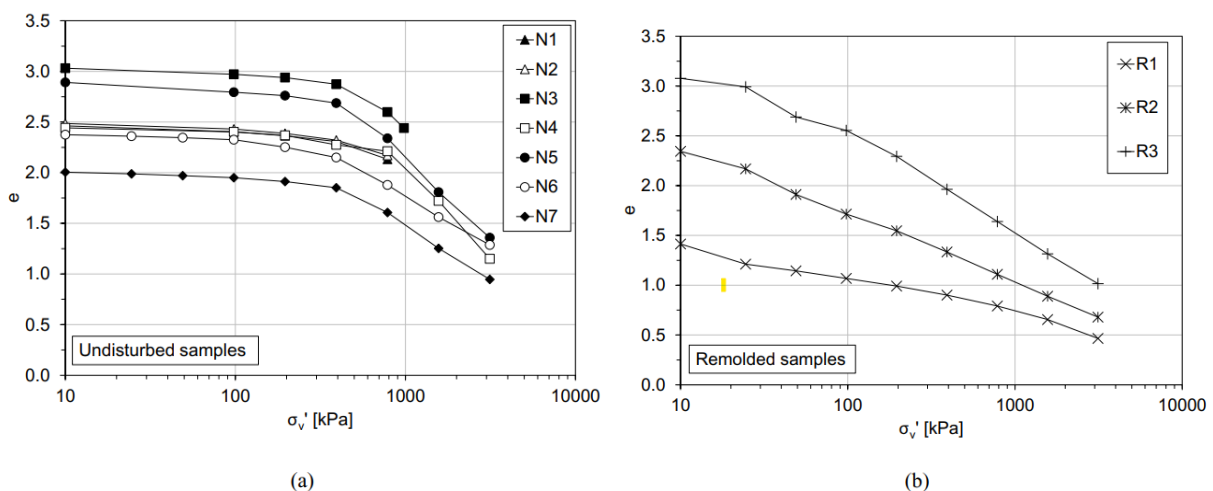
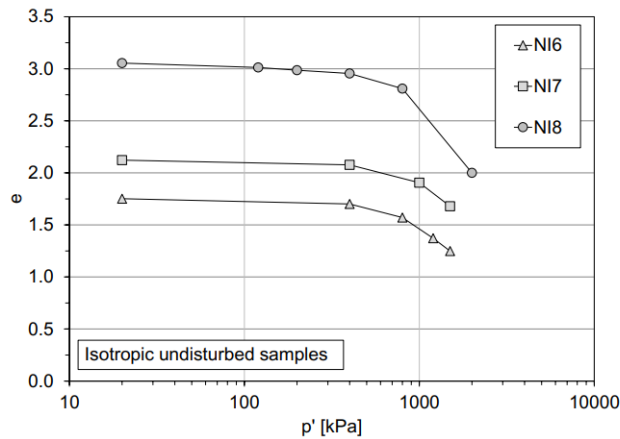


Figura 17: Diffrazione di raggi X (XRD) del suolo; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

Successivamente, campioni indisturbati, campioni rimodellati, formati cioè dall'unione di 3 strati diverso di terreno in modo da ottenere un materiale omogeneo e poi compattati con la prova Proctor, e campioni indisturbati isotropi, ossia lasciati essiccare all'ombra per 10 giorni (NI6, NI7, NI8), sono stati sottoposti alla prova edometrica. In Figura 18 sono riportate le curve di compressione per tutti i tipi di campione dopo aver lasciato agire ogni step di carico per 24h.





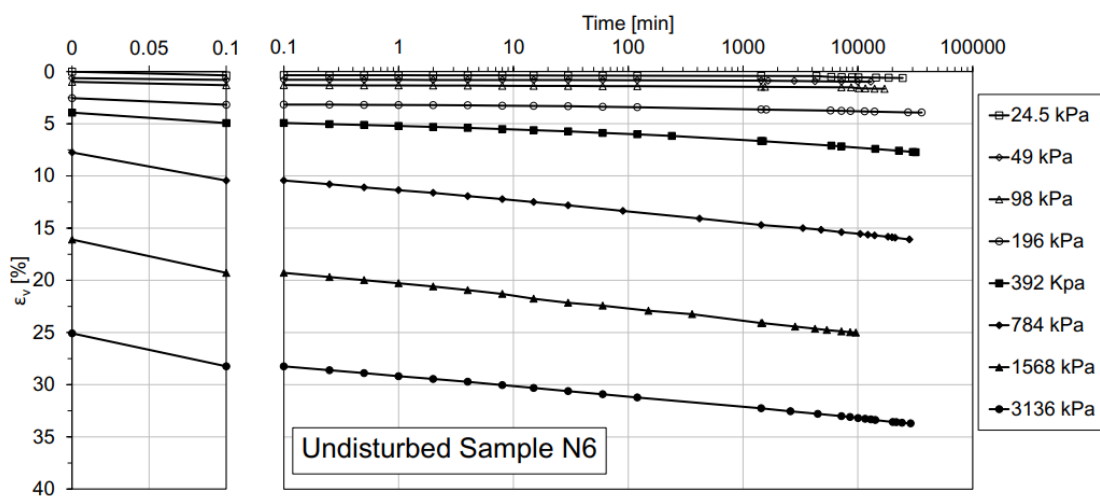
(c)

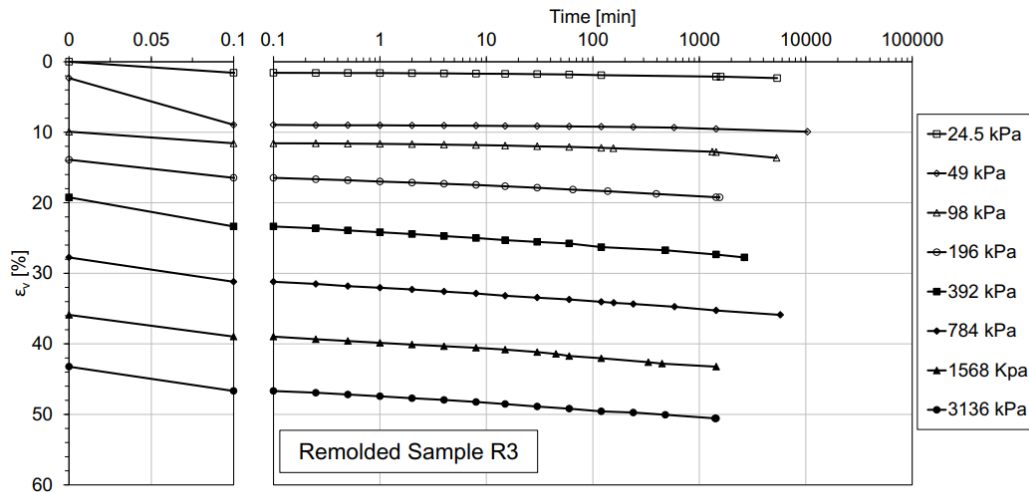
Figura 18: Curve di compressibilità per (a) campioni indisturbati, (b) campioni rimodellati, (c) campioni indisturbati isotropi; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

Monitorando la pressione interstiziale  $\Delta u$  durante le prove di consolidazione, che forniscono la variazione di cedimento nel tempo, si è rilevata la fine della consolidazione primaria solo dopo 1h dall'applicazione di tensione costante.

La consolidazione primaria corrisponde all'istante di tempo in cui le sovrappressioni interstiziali risultano nulle, la tensione efficace quindi rimane costante e i cedimenti che si verificano da questo momento in poi sono associati a fenomeni viscosi. Tali cedimenti prendono il nome di deformazioni viscosi o in inglese "creep" e si sviluppano nel tempo in condizioni costanti di stato tensionale.

Perciò, nel caso analizzato è ragionevole pensare che le deformazioni successive all'ora, siano associate al comportamento viscoso del terreno. Per comprendere meglio l'andamento dei cedimenti nel tempo, in Figura 19 (a) e (b) sono riportate le deformazioni volumetriche  $\varepsilon_v$ % del campione indisturbato N6 e del campione rimodellato R3 per diversi valori di tensione efficace.





(b)

Figura 19: Curve di assestamento  $\varepsilon_v$ %-time: (a) del campione indisturbato N6, (b) del campione rimodellato R3; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

Nel campione indisturbato N6, le deformazioni viscose aumentano significativamente con la sollecitazione verticale applicata ed in particolar modo dopo la tensione di pre-consolidazione dedotta dal grafico in Figura 19 (a) e pari circa a 540 kPa.

Il campione rimodellato R3 invece, presenta delle deformazioni viscose di gran lunga inferiori rispetto al campione indisturbato N6, formando delle rette quasi parallele ad ogni livello tensionale maggiore di 98 kPa, a causa dell'assenza di una tensione di pre-consolidazione ben definita in Figura 19 (b).

Per tutti i campioni indisturbati, a partire dalla Figura 18 è stato possibile calcolare l'indice di compressibilità  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$ , ottenendo così valori medi rispettivamente di 0.75 e 0.079. Valori molto elevati di  $C_c$  sono attribuibili alla frattura di numerosi frustoli di diatomee, tale da rendere il terreno altamente compressibile. Ciò è confermato dalle immagini al SEM dei provini dopo la compressione edometrica, che riportano diatomee schiacciate e rotte, Figura 20.

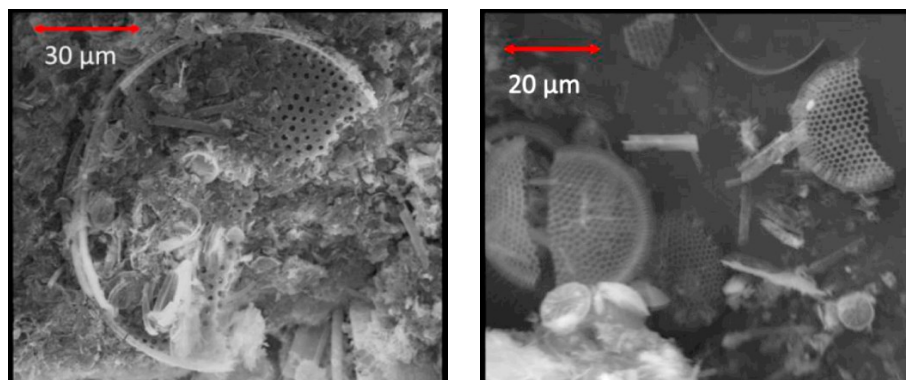


Figura 20: Immagini SEM di frustoli di diatomee fratturati dopo la compressione edometrica; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

I campioni rimodellati invece, non presentano notevoli variazioni di compressibilità, probabilmente perché il processo di rimodellamento iniziale ha già provocato lo schiacciamento di una porzione significativa di diatomee. Tale ipotesi è confermata dall'osservazione di immagini al SEM dei campioni dopo la prova di compattazione Proctor. In Figura 21 sono riportate due curve  $\varepsilon_v\%$ - $\log\sigma'_v$  per il campione indisturbato N6: una tratteggiata riferita alle deformazioni misurate dopo 24 h per ogni step di carico, e una continua che rappresenta le deformazioni misurate in periodi di tempi più lunghi, in questo caso da 5 a 50 giorni. Poiché la fine della consolidazione primaria avviene solo dopo 1h dall'applicazione del carico, come precedentemente esposto, allora è possibile affermare che gli incrementi di deformazione tra le due curve siano associati a fenomeni viscosi relativi allo scheletro solido del terreno.

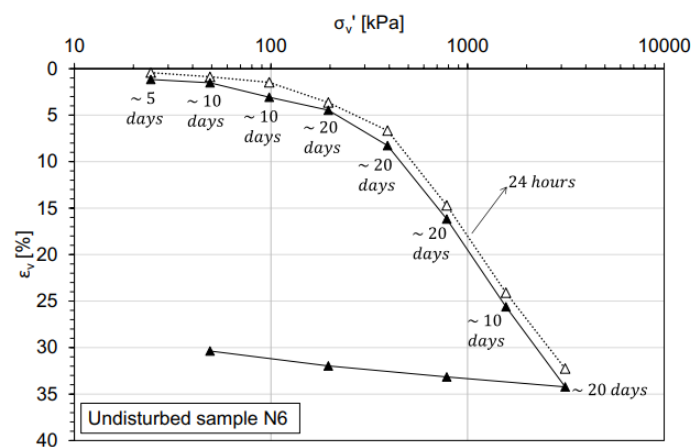


Figura 21: Curva di compressione dopo 24h e da 5 a 50 giorni del campione indisturbato N6; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

In Figura 22 sono rappresentati gli incrementi di deformazione rispetto alla curva di compressione a 24h, per ogni livello di carico, relativi al campione indisturbato N6. Se si osservano i creep prima e dopo la tensione di pre-consolidazione è possibile notare un aumento di un ordine di grandezza circa.

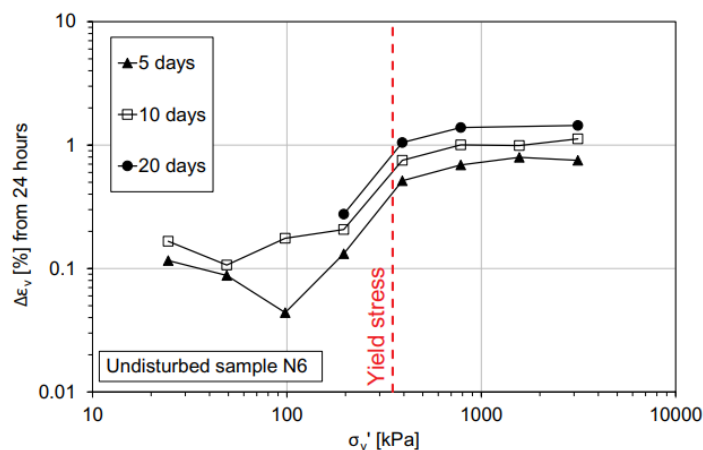


Figura 22: Sviluppo delle deformazioni viscosi rispetto alla curva di compressione su 24h del campione indisturbato N6; (Arenaldi Perisic et al., 2019)



La fase successiva alla consolidazione primaria si chiama consolidazione secondaria e per stimare l'evoluzione delle deformazioni viscosi nel tempo, si analizza l'indice di consolidazione secondaria  $c_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$  che risulta costante dopo 1h, Figura 19. Infine si evidenzia l'evoluzione dell'indice  $C_c$  con la tensione efficace in Figura 23 (a) e dell'indice  $C_\alpha$  in Figura 23 (b) per i campioni indisturbati. Entrambi i grafici presentano un andamento crescente di  $C_c$  e  $C_\alpha$  con la tensione efficace fino al raggiungimento di un valore costante dopo la tensione di pre-consolidazione (pari a 540 kPa).

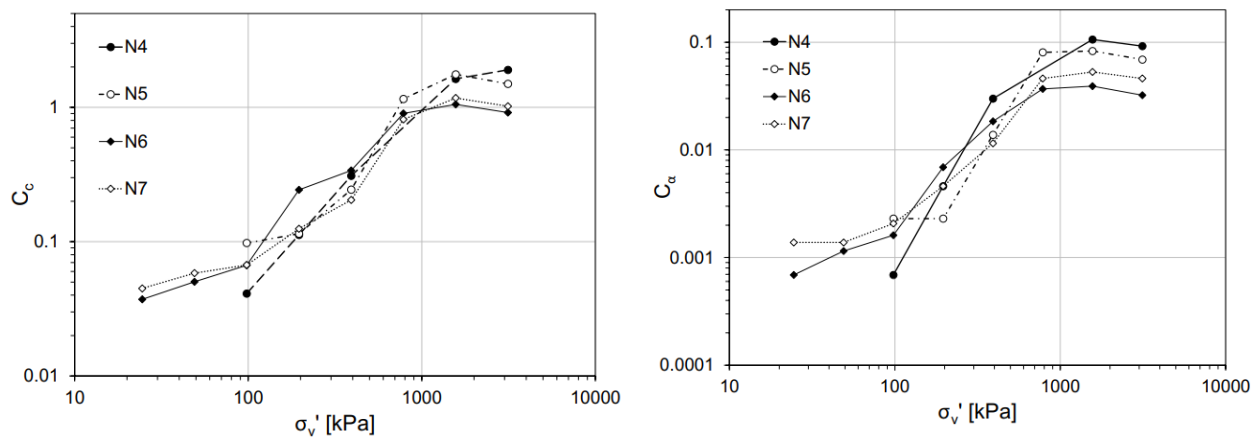


Figura 23: (a) Andamento di  $C_c$ - $\sigma_v'$ , (b) andamento di  $C_\alpha$ - $\sigma_v'$ ; (Arenaldi Perisic et al., 2019)

## 1.4 Confronti tra diverse miscele

Dopo aver analizzato il comportamento di miscele formate da sabbia-diatomee e caolino-diatomite è opportuno confrontare i risultati ottenuti e sottolineare eventuali disuguaglianze per comprendere ancor meglio l'influenza delle diatomee sulle proprietà dei terreni. I test di compressibilità effettuati nel corso delle ricerche fino ad ora presentate mostrano proprietà differenti a seconda della miscela:

1. Le curve  $e$ - $\log \sigma_v'$  allo stato iniziale presentano un rapporto dei vuoti  $e_0$  maggiore al crescere della percentuale di diatomite per le miscele D-K (Zhang et al., 2022), diversamente per le miscele S-D (Hoang et al., 2022)  $e_0$  diminuisce all'aumentare del contenuto di diatomee. Tale fenomeno è dovuto alla differente granulometria composizionale delle miscele. Come sopra spiegato, le diatomee, sono costituite da un gran numero di pori e sono per lo più da particelle per lo più della dimensione del limo. Perciò, essendo il caolino formato principalmente da particelle della dimensione dell'argilla ( $d < 0,002$  mm) con vuoti di dimensioni assai ridotte, l'aggiunta di diatomee al caolino aumenta la granulometria e la dimensione dei vuoti tra le particelle, innalzando l'indice dei vuoti e la porosità nelle miscele D-K. Diversamente la sabbia è caratterizzata da granuli di dimensione maggiore ( $0,06 < d < 2$  mm) e perciò anche i

vuoti che si instaurano tra le particelle sabbiose sono di dimensioni superiori. Di conseguenza aggiungendo la polvere di diatomee, che presenta particelle più piccole della sabbia, i vuoti tra i granelli di sabbia vengono in parte riempiti riducendo così l'indice dei vuoti e la porosità nelle miscele S-D. Le curve di compressibilità delle due miscele in esame hanno forma simile ma differiscono in quanto quelle fornite dalle miscele D-K, sono costituite dal tratto di compressione meno pendente rispetto alle miscele S-D, che si traduce in una minor riduzione di  $e$  sotto carico tensionale.

2. L'indice di compressibilità  $C_c$  in entrambe le miscele aumenta con il contenuto delle diatomee, a causa della elevata porosità dei microfossili che consente un maggior immagazzinamento di acqua nei pori aumentandone la compressibilità. In particolare si osservano valori di  $C_c$  maggiori per le miscele D-K. L'indice di rigonfiamento  $C_s$  invece, nelle miscele D-K produce un andamento quasi costante con la tensione applicata e assume valori lievemente crescenti con il contenuto delle diatomee; nelle miscele S-D  $C_s$  varia con la sollecitazione e diminuisce all'aumentare del contenuto di diatomee. Anche per questo parametro sono maggiori i valori ottenuti per le miscele D-K rispetto che per le miscele S-D.
3. Il rapporto  $C_c/C_s$  aumenta al crescere della percentuale delle diatomee per entrambe le miscele con valori molto superiori ai tipici valori dei terreni naturali privi di diatomee. Per le miscele K-D,  $C_c/C_s$  diminuisce con la tensione verticale efficace applicata a causa della frantumazione delle diatomee.

Il comportamento geotecnico delle miscele diatomee-aggregati è diverso dal comportamento convenzionale dei sedimenti che naturalmente contengono diatomee, a causa delle proprietà molto particolari delle diatomee. Per questo, a partire dalle informazioni fornite dalla letteratura sui suoli diatomeici è stato possibile condurre un lavoro di analisi e confronto sui provini del terreno prelevati a Galzignano in modo da studiarne le proprietà fisiche e le caratteristiche geotecniche.

# Capitolo 2

## Il caso studio

In questo capitolo verrà illustrato il caso studio esaminato sul quale è stata poi svolta l'attività di analisi e interpretazione dati precedentemente raccolti in sito dalle prove geotecniche. In particolare viene descritta l'ubicazione geografica riguardante il caso studio, le relative indagini geognostiche effettuate e infine la genesi geomorfologica dei terreni della zona euganea.

### 2.1 Descrizione e inquadramento geografico del caso studio

Nel comune di Galzignano Terme (PD), notevoli cedimenti differenziali hanno interessato un capannone di nuova realizzazione presso il quale è stata quindi eseguita un'indagine geognostica per incarico del committente. La campagna di indagini si è sviluppata con la realizzazione delle seguenti attività, come citato nella “relazione tecnica sulle indagini eseguite” (12 Aprile 2022):

- esecuzione di n.° 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- esecuzione di n.° 5 prove di dissipazione della sovrappressione interstiziale nel tempo durante ciascuna prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU) alle profondità, rispettivamente di -3,08 m e -6,07 m (in CPTU1), -3,79 m (in CPTU2) e -3,44 m e -6,46 m (in CPTU3) dal p.c.;
- esecuzione n.° 1 sondaggio a rotazione a carotaggio continuo a secco ad andamento verticale denominato S1 che ha raggiunto la profondità di - 20,00 m dall'attuale piano campagna;
- prelievo di n° 4 campioni indisturbati di tipo Osterberg durante l'esecuzione del sondaggio geognostico S1 ed inviati al Laboratorio di Ingegneria Geotecnica dell'Università degli Studi di Padova per i test geotecnici di laboratorio;
- esecuzione di n° 1 rilievo altimetrico dei punti di esecuzione delle Prove Penetrometriche Statiche con Piezocono e del sondaggio geognostico.

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle normative vigenti riferendosi al D.M. 17.01.18 – Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni- e alla Circolare del ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 21 gennaio 2019 n.7 “istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme

tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018” (pubblicata nel supplemento ordinario n.5 della G.U. n.35 del 11.02.2019).

Il sito analizzato si pone nel settore orientale del territorio comunale di Galzignano Terme, in un contesto prettamente agricolo. La morfologia caratterizzante il territorio è pressoché sub-pianeggiante di fondovalle ai piedi del versante meridionale del Monte Cimisella, e in corrispondenza del sito presenta una quota assoluta compresa tra 2 e 3 m s.l.m.m.. (Figura 24 e Figura 25)

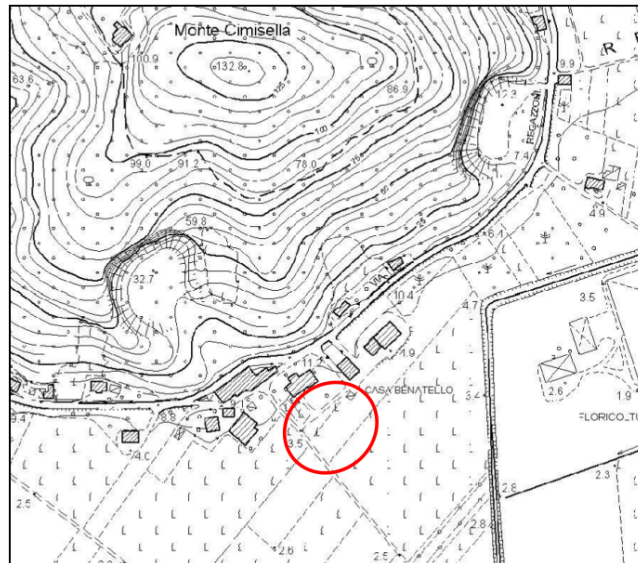


Figura 24: CTR – Sezione 147060 – Montegrotto Terme; (Relazione Tecnica, 2022)



Figura 25: Immagine Satellitare, Galzignano Terme (PD); (Relazione Tecnica, 2022)

## 2.2 Le indagini geognostiche in sito

Per caratterizzare i terreni presenti nel sottosuolo sia dal punto di vista geotecnico e che secondo l'aspetto mineralogico, sono state condotte le seguenti indagini in sito:

- n.° 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- n.° 1 sondaggio geognostico ad andamento verticale a carotaggio continuo a secco (S1);
- n.° 1 rilievo altimetrico dei punti di esecuzione delle Prove Penetrometriche Statiche con Piezocono e del sondaggio geognostico.

Attraverso un rilevatore GPS Stonex GNSS S900A attrezzato con interfaccia UT10, si è proceduto al rilievo quotato dei punti di prova per poter rappresentare al meglio l'ubicazione delle prove penetrometriche e del sondaggio eseguiti nell'area, si veda Figura 26.



Punto	Quota m s.l.m.m.	Coordinate Gauss-Boaga Fuso Ovest	
		X (Est)	Y (Nord)
CPTU1	2,689	1715836,87	5020880,55
CPTU2	2,652	1715885,69	5020918,85
CPTU3	2,700	1715877,10	5020927,02
S1	2,408	1715857,91	5020875,41

Figura 26: Ubicazione e quota dei punti di indagine; (Relazione Tecnica, 2022)

Il sondaggio S1 a rotazione a carotaggio continuo a secco ad andamento verticale, è stato eseguito utilizzando una sonda a rotazione con un carotiere semplice di diametro 101 mm e rivestimenti metallici di diametro 127 mm. Successivamente all'estrazione, le carote sono state collocate in

un'apposita cassetta catalogatrice, in grado di contenere 5 m lineari di sondaggio; e per ognuna di esse sono state annotate le seguenti informazioni (riportate nella Relazione tecnica, 2022), vedasi come nella documentazione fotografica di Figura 27

- 1) sigla sondaggio (S1);
- 2) progressive di perforazione in metri;
- 3) data di escavazione del sondaggio.



Sondaggio Geognostico S1 - Contenuto cassetta catalogatrice (0,00 – 5,00 m)



Sondaggio Geognostico S1 - Contenuto cassetta catalogatrice (5,00 – 10,00 m)



Sondaggio Geognostico S1 - Contenuto cassetta catalogatrice (10,00 – 15,00 m)



Sondaggio Geognostico S1 - Contenuto cassetta catalogatrice (15,00 – 20,00 m)

*Figura 27: Sondaggio Geognostico S1 - Contenuto cassette catalogatrici;*  
(Relazione Tecnica, 2022)

L'esame delle carote dunque, ha permesso l'identificazione di una successione di intervalli stratigrafici macroscopicamente omogenei (strati), costituiti cioè o da un tipo di terreno predominante o da alternanze più o meno regolari di terreni differenti. La *Figura 28* oltre alla stratigrafia del sondaggio evidenzia in verde le tre profondità a cui sono stati prelevati i campioni indisturbati di terreno poi sottoposti alla prova edometrica, rispettivamente a: 3.20 m - 3.80 m, 6.20 m - 6.80 m, 9.20 m - 9.80 m.

<b>Servizi Geologici s.r.l.</b> Via Busalago, 106/2 - 35010 CAMPO SAN MARTINO (PD) P. IVA: 0376950291 e-mail: info@servizi-geologici.it	<b>SCHEDA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO</b>	Certificato n°	0283/22
		Data emissione	01/04/2022
<b>COMMITTENTE:</b> SOCIETA' AGRICOLA TONIOLO VIGNETI E CANTINA S.S. QUOTA p.c.= 2,408 m s.l.m.m.			<b>Sondaggio n° S1</b>
<b>LOCALITA':</b> Galzignano Terme (PD) QUOTA FALDA da p.c.= -1,55 m*			
ATTREZZATURA: COMACCHIO MC 450 P		DATA INIZIO: 18/03/2022	DATA FINE: 18/03/2022

Da m	0,00	A m	10,00	Profondità Finale (m)	20,00	PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	TIPO	CAMPIONI		POCKET PENETROMETER Kg/cm <sup>2</sup>	TORVANE Kg/cm <sup>2</sup>	S.P.T.	
									NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.			N	H
Descrizione Litologica (A.G.I. 1977)														
						0,70					0,5 0,6 0,4 0,5	0,30		
1											0,3 0,4 0,4 0,5	0,25		
						2,10						0,20		
						2,40						0,20		
						2,80					0,4 0,5 0,3	0,15		
3											0,4 0,4	0,20		
						3,80		S1/C11	3,2 3,8					
4											0,1 0,2	0,05		
						4,20						0,05		
						5,20					0,3 0,4	0,10		
						5,50								
						5,80					0,1 0,2 0,3	0,05		
											0,4	0,10		
6								S1/C12	6,2 6,8					
						7,10					0,2 0,3	0,10		
						7,60					0,1 0,2	0,1		
						8,00					0,2 0,3	0,10		
						8,30					0,1 0,2	0,05		
											0,1 0,2 0,1	0,05		
9								S1/C13	9,2 9,8					
						10,00					0,2	0,05		

Figura 28: Scheda stratigrafica di Sondaggio; (Relazione Tecnica, 2022)

## 2.3 Caratteristiche paleo ambientali della zona Peri-Euganea

Galzignano Terme è un comune italiano della provincia di Padova in Veneto, situato sui Colli Euganei a circa 22 m s.l.m.. Confina a Sud con i comuni di Monselice, Arquà Petrarca e in minima parte con Baone, a Nord con quelli di Torreglia e Teolo, a Est con Vo', Cinto Euganeo e a Ovest con Montegrotto Terme e Battaglia Terme.

La genesi dei Colli Euganei è legata al susseguirsi di due distinti cicli vulcanici: il primo iniziato nel Giurassico superiore (circa 100 milioni di anni fa) è stato caratterizzato da fenomeni esplosivi ed effusivi di lave basaltiche prodotte dall'attività vulcanica sottomarina, dando così origine a rocce tufacee e brecce; mentre il secondo ciclo, sorto durante l'Oligocene inferiore (circa 38 milioni di anni fa) causò l'emissione di magmi di natura complessivamente silicica che diedero origine a diversi tipi di corpi eruttivi di composizione trachitica, riolitica e latitica. Dunque, la serie dei terreni sedimentari che caratterizzano il complesso euganeo, comprende sia rocce sedimentarie (Scagli Rossa, Marne Euganee, Biancone, Rosso Ammonitico) che magmatiche (Basalti, Trachiti, Rioliti) (Bongiolo, 2012).

Dal punto di vista morfologico è possibile suddividere la zona euganea in tre elementi importanti: la pianura alluvionale, la fascia di altitudini modeste a morfologia dolce, caratterizzata da rocce di tipo sedimentario, la fascia di altitudini più elevate a morfologia accentuata, caratterizzata da rocce di origine vulcanica. L'attuale aspetto dei Colli Euganei è dovuto alla sua origine eruttiva, alla grande varietà di fenomeni geologici e all'azione modellatrice degli agenti esogeni che hanno provocato e tutt'oggi provocano eventi di erosione e alterazione delle rocce (Bongiolo, 2012). I risultati più evidenti di tale fenomeno sono l'asportazione di frammenti di roccia sedimentaria, con conseguente deposizione in conoidi e falde ai piedi dei versanti e inoltre l'incisione di valli e formazione di torrenti. È proprio in corrispondenza di una di queste valli, nel dettaglio Le Valli presso Galzignano, che nel settembre del 1995 è stata campionata una carota di 50 metri di profondità con l'obiettivo di ricostruire l'evoluzione dell'ambiente locale nel tempo, individuare il tipo di sedimenti e verificare la presenza di polline fossile e resti di insetti. La colonna stratigrafica mostra che nella carota vi sono sedimenti di torba, sabbia, limi e argille di spessore variabile, come mostrato in Figura 29. Gli strati torbosi vanno da pochi cm a qualche metro e in questo studio si può notare che i livelli di torba hanno un basso contenuto d'acqua, sono ben compattati e mostrano scarse quantità di detriti vegetali. Inoltre, indipendentemente dalla posizione stratigrafica, gli strati di torba sembrano poco influenzati dai cambiamenti fisico-chimici. È importante osservare che torba e strati ad elevato contenuto di materiale organico sono interposti all'interno di livelli completamente privi di sostanza organica, e questo nega la possibilità che la materia organica si sia accumulata a seguito di una mobilitazione



verso il basso e successivo intrappolamento da parte di una barriera geochemica. In realtà si registra una sequenza di episodi di sedimentazione in condizione di bassa energia come quelli che si verificano in ambienti fluviolacustri (Calderoni et al., 1996)

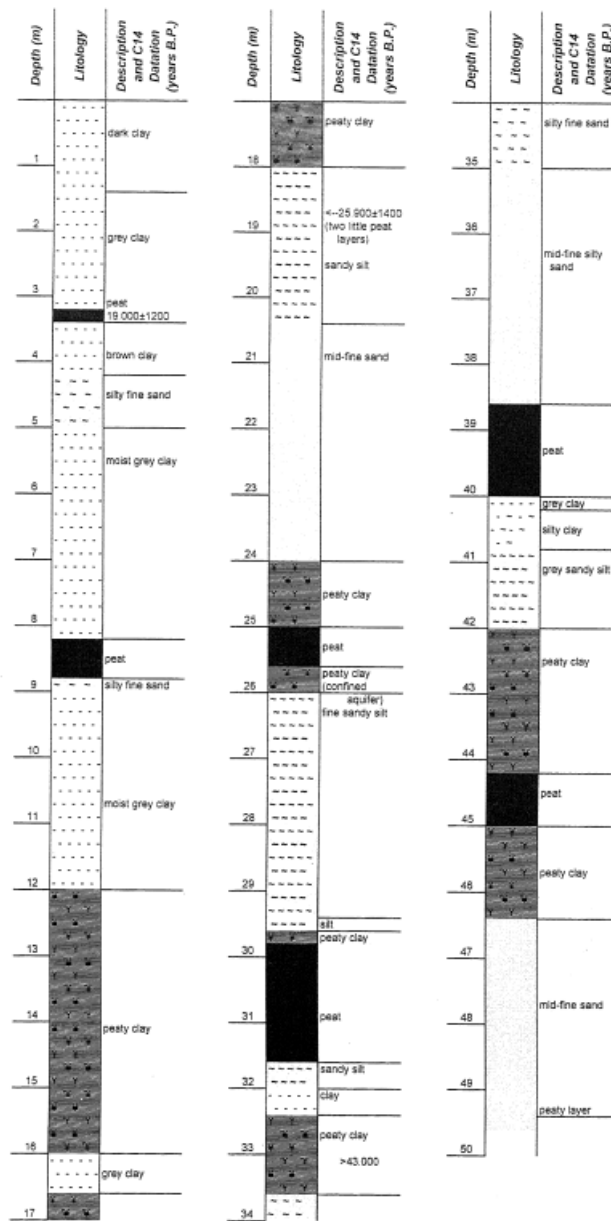


Figura 29: Stratigrafia della sequenza di “Le Valli” presso Galzignano; (G. Calderoni et al., 1996)

Ai piedi delle valli sono presenti aree di depressione che, risultando un ostacolo per lo smaltimento delle acque provenienti dalla zona collinare, sono state sede di paludi e piccole aree lacustri come nel caso del lago della Costa di Arquà Petrarca e quello di Lispida. Tali aree di depressione, si pensa, si siano originate dall’azione erosiva delle sorgenti termali sparse per tutto il fondo dei laghi.

Il Laghetto della Costa, ubicato nel territorio di Arquà Petrarca all'interno del Parco Regionale dei Colli Euganei, è uno specchio d'acqua di formazione naturale, alimentato da sorgenti termali sotterranee. Il lago Della Costa d'Arquà, Figura 30, con le sue acque color verdastro e le grandi erbe palustri che lo circondano, più che un lago ha l'aspetto di un padule. La sua altezza sul livello del mare non è superiore ai 5 m. La forma è molto irregolare, e la riva sinistra presenta nella parte settentrionale un'espansione a guisa di promontorio, che strozza il lago e lo divide in due bacini, il più vasto dei quali si trova a mezzogiorno. Il bacino è tutto circondato da un argine artificiale, lungo il quale verso campagna corre un fosso che raccoglie le varie acque scolanti. Lo sviluppo circumlacuale della costa, ossia il perimetro del lago, è di 870 m e la sua superficie è pari a 26520 m<sup>2</sup>. L'altissimo numero di sondaggi eseguiti ha permesso di ricostruire una carta batimetrica in scala 1:2000 molto dettagliata, riproducendo così la morfologia subacquea di questo bacino nei minimi particolari. La massima profondità raggiunta durante i sondaggi fu di 12.60 m, nella zona meridionale del bacino. Un'altra depressione si nota in un'insenatura nella parte settentrionale del bacino raggiungendo solo i 6 m di profondità. Altre due depressioni si trovano nel bacino settentrionale: la maggiore delle quali occupa il centro del medesimo e raggiunge 11,80 m di profondità; la seconda risulta più piccola e profonda al massimo 10 m. Riassumendo il lago d'Arquà presenta quattro depressioni, classificandosi nella categoria "laghi complessi costituiti da due o più depressioni". In base alla carta batimetrica costruita e per mezzo della formula di Simpson è stato possibile calcolare: il volume del lago, pari a 144579 m<sup>3</sup> e la profondità media, di 5,45 m. Principalmente il lago è alimentato da due sorgenti termali che si trovano nella campagna a piccola distanza dalla riva sinistra verso N-E. Sono chiamate le Bombeghe, e danno luogo a due piccoli bacini intercomunicanti, con temperatura leggermente diversa. L'emissario esce dalla parte di levante immettendo nel vicino scolo consorziale, che si riversa poi nel canale detto Fossa Paltana. (Stegagno, 1901)

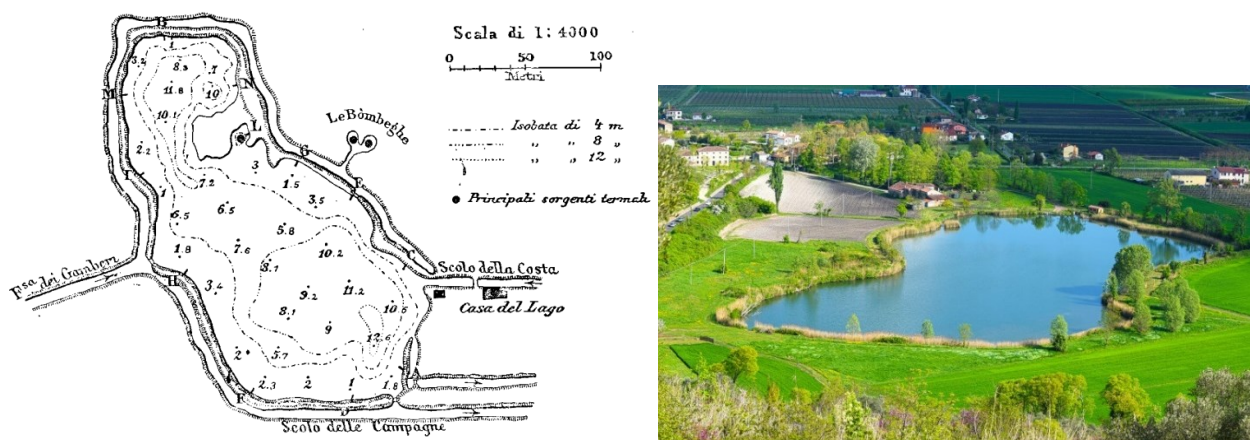


Figura 30: Lago della Costa d'Arquà

Il lago di Lospida si trova tra Monselice e Battaglia Terme e si estende ai piedi del versante orientale del piccolo monte Ispida da cui prende il nome. Il bacino è circondato da canne palustri ed è alimentato principalmente da sorgenti termali. I fanghi che si formano in questo laghetto per opera delle sorgenti termali che lo alimentano, sono tutt'oggi utilizzati ad uso terapeutico nei centri termali. Nei fanghi si trova una prevalenza di silicati che dimostra che il fondo roccioso è formato da trachite e la presenza di carbonati è spiegata dalla combinazione della CO<sub>2</sub> con calcio e magnesio resi liberi nella decomposizione dei feldspati della trachite (Bongiolo, 2012).

A ridosso dei Colli Euganei si trovano i centri di Abano Terme, Montegrotto Terme e Battaglia Terme che costituiscono uno dei più noti complessi termali in Italia. Questo bacino termale è alimentato da acque di origine meteorica e durante il loro percorso si arricchiscono in sali minerali, si riscaldano e quindi risalgono in superficie grazie alla particolare conformazione strutturale del sottosuolo, sgorgano dai pozzi a temperature intorno a 87° C. Le acque termali euganee vengono definite salso-bromo-iodiche e come tali sono in grado di produrre effetti benefici. Alla luce di recenti ricerche, si ritiene che il fango termale espliciti la propria azione benefica soprattutto mediante il rilascio di sostanze dotate di elevata capacità anti-infiammatoria prodotte da micro-organismi presenti nel fango stesso. Questi micro-organismi costituiscono le cosiddette “bioglee”, ossia ammassi gelatinosi di origine organica formati da batteri, microalghe e protozoi (Tolomio et al., 2001). In effetti, durante la “maturazione”, che consiste nel lasciare l'argilla a contatto con acqua termale in apposite vasche per un periodo di almeno 60 giorni, si verifica una progressiva colonizzazione da parte di micro-organismi succitati, con incremento di materiale organico in dispersione colloidale. Inoltre, il processo di maturazione determina la modificazione di numerose caratteristiche del fango. D'altra parte, sembra esistere una certa affinità tra i lipidi rinvenuti nel fango e quelli normalmente presenti in alcuni gruppi di microalghe. Studi a livello biochimico, condotti durante il periodo di maturazione, hanno dimostrato che tali sostanze sono presenti non solo sulla superficie del fango, dove prevalgono in maniera progressiva le alghe azzurre, ma anche in seno al fango stesso, dove si trovano comunità di microalghe appartenenti esclusivamente alla classe delle Diatomee (Tolomio et al., 2001). È noto che alcune di queste alghe microscopiche sono in grado di muoversi e quindi possono migrare negli spazi interstiziali esistenti tra le particelle di materiale incoerente, anche a granulometria piuttosto ridotta. Non è escluso che le Diatomee, rinvenute allo stato vitale anche a diversi centimetri di profondità siano, come le Cianofitiche, capaci di produrre solfolipidi ritenuti potenzialmente depositari di agenti terapeutici con proprietà anti-infiammatorie e antivirali. Per questo motivo svariate ricerche sono state finalizzate all'isolamento e alla coltura di alcune specie di Diatomee che caratterizzano i fanghi durante il processo di maturazione. Su tali ceppi sono state svolte sperimentazioni sul tasso di

crescita a diverse temperature e sulla loro capacità di poter produrre sostanze ad elevato potere anti-infiammatorio (Tolomio et al., 2001).

I sedimenti analizzati nel caso studio di Galzignano hanno probabilmente una formazione simile ai sedimenti che ora si trovano sul fondo di questi laghi, ma con un'origine che risale a 20 mila anni fa circa. Infatti lo studio riferito ai campioni prelevati nel terreno di Galzignano presenta microfossili di diatomee, mentre le diatomee che agiscono nei fanghi termali sono diatomee vive.

# Capitolo 3

## Analisi dei campioni prelevati in sito a Galzignano

Sui 3 campioni di terreno posti a profondità differenti derivanti dal sondaggio a carotaggio continuo è stato possibile svolgere delle analisi in laboratorio per poter poi classificare il terreno in esame e studiarne le caratteristiche di compressibilità. Inoltre, l'utilizzo della strumentazione SEM (Scanning Electron Microscope) ha permesso di descrivere e comprendere le proprietà del terreno, aggiungendo quindi interessanti informazioni che hanno permesso di interpretare i dati edometrici e quanto osservato al porosimetro.

### 3.1 Analisi delle caratteristiche fisiche di tre provini posti a differente profondità

Dopo aver eseguito il sondaggio geognostico ad andamento verticale a carotaggio continuo in sito, come prima cosa si è preceduto all'estrazione dalle carote di tre campioni di terreno, posti a 3.20 m - 3.80 m, 6.20 m - 6.80 m, 9.20 m - 9.80 m di profondità, i quali poi sono stati oggetto di osservazioni e test geotecnici. In seguito sono riportate le foto dei provini estratti:



*Figura 31: In ordine, provini posti a 3.20 m - 3.80 m, 6.20 m - 6.80 m, 9.20 m - 9.80 m di profondità e sottoposti ad analisi geotecniche;*

In primo luogo è stata eseguita una analisi granulometrica dei campioni estratti, fornendo una descrizione litologica riportata in seguito:

**Provino 3.20 m - 3.80 m:** Terreno argilloso debolmente sabbioso, ad elevata componente organica, altamente stratificato con livelli di vario colore. Materiale molto leggero, poroso e friabile.

**Provino 6.20 m - 6.80 m:** Terreno argilloso debolmente sabbioso organico, omogeneo, di colore grigio scuro dall'aspetto spugnoso. Materiale molto leggero, poroso e friabile.

**Provino 9.20 m - 9.80 m:** Terreno argilloso limoso di colore grigio chiaro incoerente. Materiale molle, inconsistente, molto umido, di aspetto fangoso.

Si noti come il terzo campione differisce completamente dai primi due, sia come composizione, aspetto e consistenza. Anche tra il provino 3.20-3.80 e 6.20-6.80 è possibile osservare alcune differenze, infatti il primo presenta un evidente aspetto striato, in cui i vari strati di terreno depositati nel corso del tempo in condizioni evidentemente variabili sono ben visibili nel campione, il secondo provino al contrario è molto più omogeneo nel suo aspetto. Dunque, è ragionevole ipotizzare che il terzo campione mostri proprietà fisiche e idrauliche completamente differenti dagli altri due campioni, i quali invece possono presentare alcune similitudini.

Trattandosi quindi per lo più di materiale fine, si è proceduto a valutarne le caratteristiche di plasticità attraverso la valutazione dei limiti di Atterberg. Essi rappresentano particolari valori del contenuto d'acqua a cui corrisponde una variazione dello stato fisico del materiale. Ogni 0.5 m di profondità circa, è stato possibile determinare: contenuto d'acqua  $w$ , limite liquido  $w_L$ , limite plastico  $w_P$ , indice di plasticità  $I_p$  e contenuto organico del terreno.

In particolare, la Figura 32 evidenzia valori significativamente elevati di  $w$ ,  $w_L$ ,  $w_P$  in prossimità dei primi due campioni (3.7m e 6.8 m rispettivamente presentano valori di  $w$ ,  $w_L$ ,  $w_P$  pari a 202, 235, 71 e 178, 211, 61). Questa caratteristica è del tutto analoga con quanto visto accadere nei suoli contenenti microfossili di diatomee, i quali presentano valori di limite liquido e limite plastico assai elevati a causa della capacità dei microfossili di immagazzinare grandi quantità d'acqua al loro interno. Addirittura alla profondità di 3.4 m, si riscontra un valore del contenuto d'acqua elevatissimo pari a 327. Anche l'indice di plasticità  $I_p$  assume valori estremamente elevati (164 e 150) tale da rendere i primi due provini molto plastici. Diversamente il terzo campione (9.20-9.80 m), non presenta alcun picco in nessuno dei tre grafici e perciò, gode di proprietà del tutto differenti dagli altri due provini, assumendo tipici valori dei terreni argillosi. Già questi primi dati suggeriscono la possibilità che i primi due campioni siano caratterizzati dalla presenza di microfossili di diatomee, contrariamente al terzo che invece non ne rispecchia le caratteristiche.

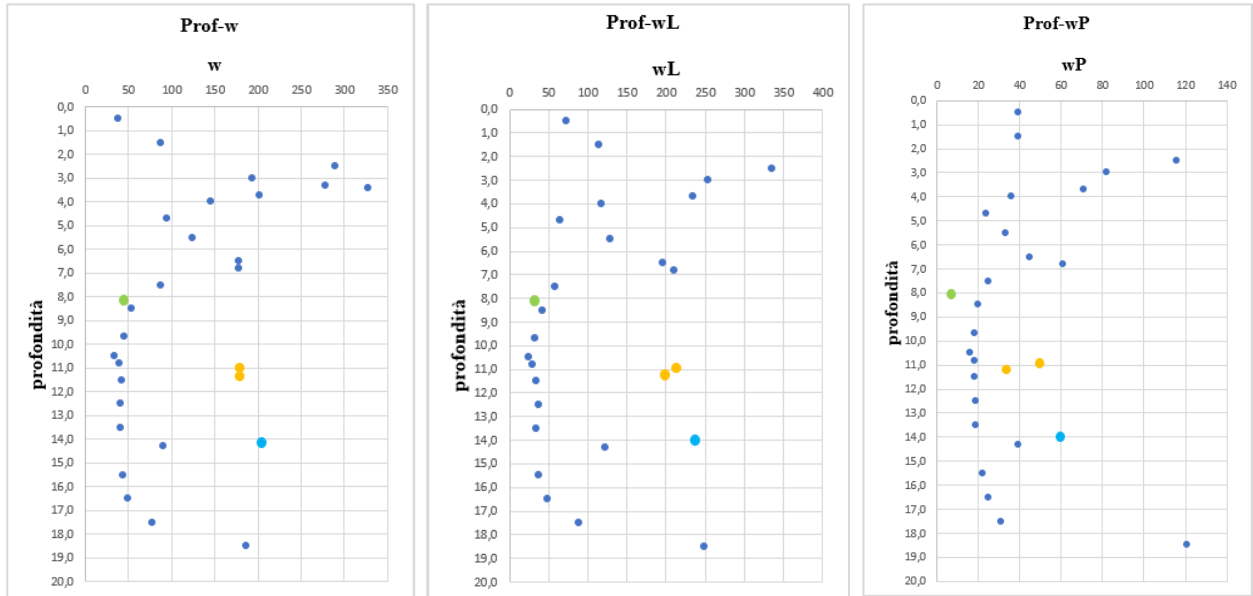


Figura 32: Relazione tra profondità e contenuto d'acqua  $w$ , limite liquido  $w_L$ , limite plastico  $w_P$ . In azzurro sono rappresentati i punti corrispondenti al campione 3.2-3.8 m, in rosso al campione 6.2-6.8 m e in verde il campione 9.2-9.8 m

Per classificare il terreno, trattandosi di materiale fine si ricorre all'utilizzo della carta di plasticità di Casagrande che mette in relazione  $I_p-w_L$  e definisce 6 classi di terreno. Come mostra la Figura 33, il terzo campione si classifica come argilla inorganica di bassa/media plasticità CL, mentre i primi due provini ricadono nella sezione argille inorganiche di elevata plasticità CH.

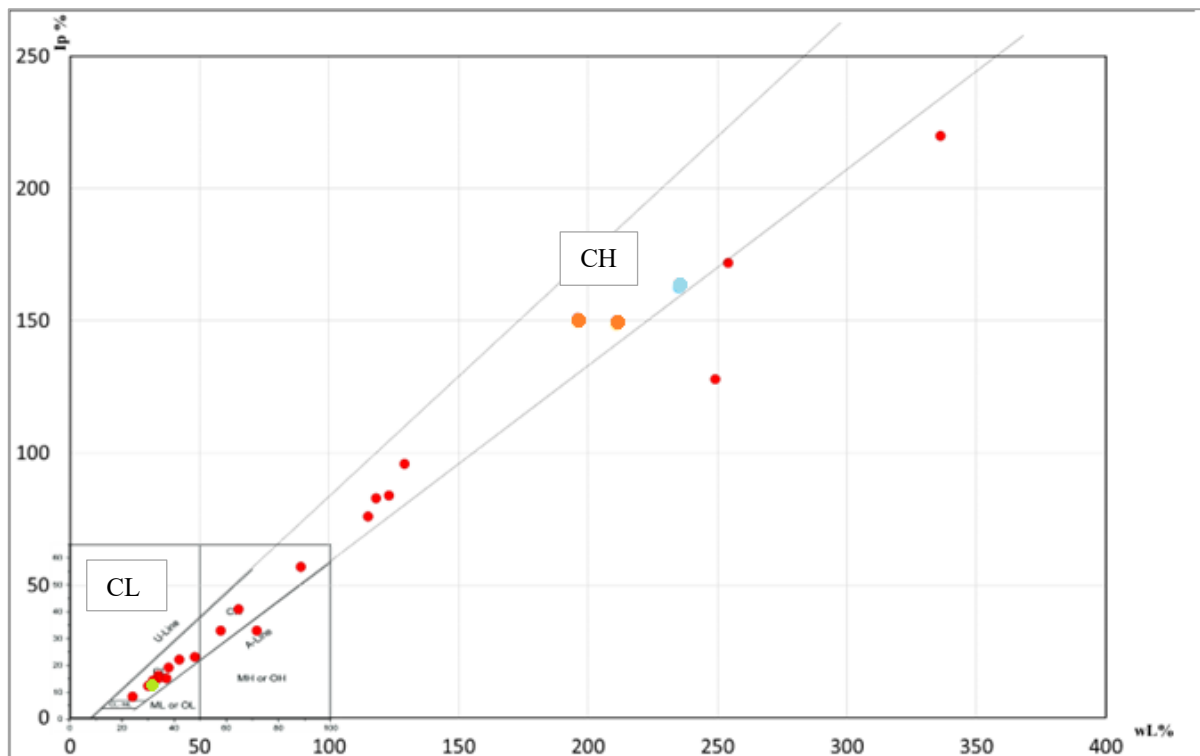


Figura 33: Punti ottenuti dai limiti di Atterberg raffigurati sulla Carta di plasticità di Casagrande

In particolare, in Tabella 3 sono riportati i valori nel dettaglio dei tre terreni analizzati che rappresentano i punti colorati in Figura 32 e Figura 33.

Campioni indisturbati (m)	Contenuto d'acqua %	Limite liquido %	Limite plastico %	Indice di plasticità %
3,3	278	/	/	/
3,4	327	/	/	/
3,7	202	235	71	164
6,5	178	196	45	152
6,8	178	211	61	150
9,7	45	32	18	14

Tabella 3: Valori dei limiti di Atterberg dei tre provini

Un altro parametro molto importante da conoscere è la percentuale di contenuto organico presente nel materiale. In tabella 4 è possibile notare una diminuzione del contenuto organico all'aumentare della profondità, fino a raggiungere solo il 2% nell'ultimo campione. I primi due provini invece risultano avere un contenuto organico rilevante (rispettivamente pari al 15% e al 10%), e decisamente superiore all'ultimo campione. Più precisamente l'aspetto spugnoso e il colore scuro nei primi due provini suggeriscono la presenza di torba ed eventualmente altri microrganismi o sostanze organiche.

Infine, l'indice di consistenza  $I_c$  calcolato come  $(w_L - w_0)/I_P$  suggerisce una consistenza fluido-plastica per i primi due provini, fluida per l'ultimo (Indice di consistenza < 0); caratteristiche che concordano con quanto riportato nell'analisi descrittiva del campione. Per di più, entrambi i parametri (contenuto organico e indice di consistenza) influenzano le proprietà del terreno, inducendo una maggior compressibilità al crescere del contenuto organico e una riduzione di compressibilità al crescere dell' $I_c$ . Queste caratteristiche saranno poi verificate tramite la prova di compressibilità edometrica svolta nel seguito.

Campioni indisturbati (m)	Contenuto organico %	Indice di consistenza %	Peso specifico $G_s$ (gr/cm <sup>3</sup> )
3,3	27	/	/
3,4	29	/	/
3,7	15	0,201	2,355
6,5	10	0,119	2,438
6,8	10	-0,879	/
9,7	2	-0,929	2,729

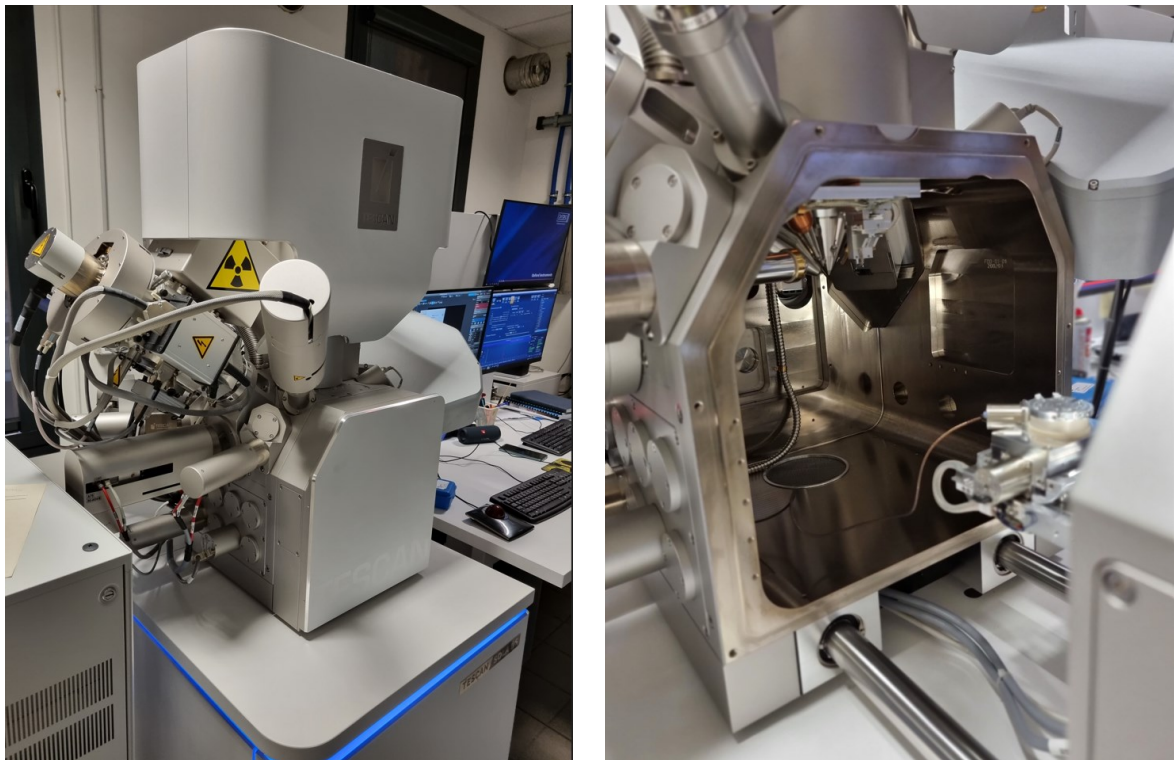
Tabella 4: Valori del contenuto organico e indice di consistenza dei tre provini

Perciò, i seguenti risultati dimostrano un'alterazione significativa dell'aspetto fisico per i provini 3.20-3.80 e 6.20-6.80 producendo alti limiti di Atterberg; mentre il campione 9.20-9.80 non presenta caratteristiche così particolari, assumendo un comportamento tipico dei terreni argillosi. Come precedentemente esposto, vari studi precedenti hanno evidenziato valori dei limiti di Atterberg molto accentuati per i suoli diatomeici, proprio come accade in questo caso per i primi due campioni.



## 3.2 Osservazioni dei provini al SEM

Infatti, attraverso la strumentazione SEM è stato possibile rilevare la presenza di questi microfossili di diatomee anche in alcuni strati del suolo di Galzignano. Il SEM, Figura 34, è un microscopio a scansione elettronica che permette di ottenere immagini con ingrandimenti dell'ordine dei nanometri. In particolare, analizzando i campioni 3.2-3.8 e 6.2-6.8 al SEM si sono confermate le supposizioni dedotte dai risultati dei limiti di Atterberg sulla possibile presenza di microfossili di diatomee in questi due strati. Sono state individuate diatomee di forma e grandezza differenti come mostra la Figura 35 (a). Ancora l'analisi al SEM del campione 9.2-9.8 invece ha dimostrato l'assenza di diatomee a questa profondità confermando l'ipotesi che si trattasse di un terreno privo di diatomee fossili.



*Figura 34: Strumentazione SEM*

L'osservazione tramite microscopio a scansione elettronica ha permesso l'individuazione di altre caratteristiche mineralogiche presenti in questi campioni. Ad esempio solo il provino 3.2-3.8 è ricco di gesso, Figura 35 (b) che si presenta sottoforma di lamine una attaccata all'altra, fino a creare dei veri e propri blocchi. Inoltre, sono stati osservati anche alcuni blocchi di pirite, Figura 35 (c).

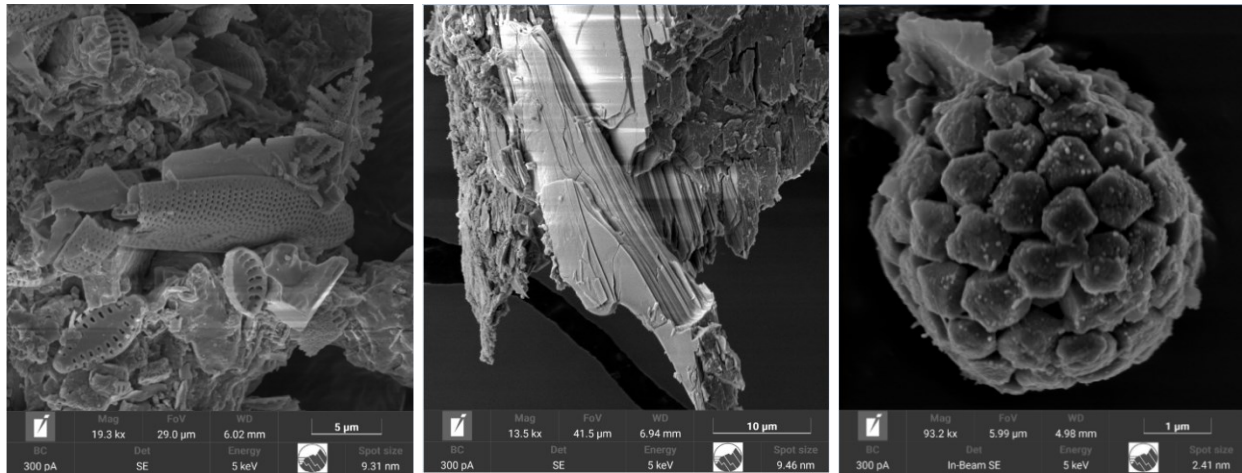


Figura 35: (a) Diatomee nel campione naturale a profondità 3.20-3.80 m, (b) agglomerato di gesso, (c) pirite

### 3.3 Interpretazione delle curve di compressibilità ottenute dalle prove edometriche

Dopo aver classificato i tre terreni e aver analizzato le loro proprietà fisiche, la ricerca si è concentrata sull'analisi della compressibilità dei provini, ricavandone anche la permeabilità. Conoscere il comportamento meccanico dei terreni è essenziale per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità necessari per la realizzazione di opere geotecniche.

Il terreno è un mezzo complesso da studiare, per via della sua matrice non omogenea. Il suolo viene descritto come un mezzo poroso, costituito cioè da uno scheletro solido e uno liquido. Il primo comprende l'insieme delle particelle solide mentre l'altro è formato dai vuoti, detti pori, permeati da fluido, che si creano tra i diversi aggregati di particelle. Nella quotidianità, tutti gli edifici sono carichi strutturali applicati nel terreno attraverso gli apparati di fondazione, di conseguenza la geotecnica ha come obiettivo lo studio della ripartizione di tali carichi esterni nel terreno.

Il Principio delle Tensioni Efficaci di Terzaghi del 1928, afferma che l'applicazione di una sollecitazione esterna ( $\sigma$ ) ad un mezzo poroso, si trasmette allo scheletro solido come tensione efficace ( $\sigma'$ ) e allo scheletro liquido come pressione neutra ( $u$ ).

$$\sigma = \sigma' + u$$

Dunque un carico esterno  $q$  si trasmette verticalmente come un incremento delle tensioni:

$$\sigma + q = \sigma' + u + q$$

La compressione dovuta ad un carico esterno è trascurabile negli strati sabbiosi, mentre è rilevante negli strati argillosi. Perciò l'incremento di tensione verticale induce una compressione verticale  $\Delta h$  dello scheletro solido argilloso. Affinché la compressione dello scheletro solido possa avere luogo, è

necessario che ad essa sia associata la filtrazione dell'acqua interstiziale verso gli strati più permeabili, come la sabbia. La filtrazione dell'acqua però è ritardata nel tempo per effetto della bassa permeabilità dell'argilla. Infatti al tempo  $t=0$ , il carico si ripartisce totalmente come sovrappressione neutra  $\Delta u$ , mentre al generico tempo  $t$  il carico si distribuisce gradualmente dalla fase liquida allo scheletro solido.

Tale fenomeno prende il nome di consolidazione e viene riprodotto in laboratorio per mezzo della prova edometrica. Si tratta di una prova ad espansione laterale impedita, durante la quale vengono applicati una serie di carichi ad un provino cilindrico saturo in modo che il flusso dell'acqua e gli abbassamenti avvengano solo in direzione verticale. Considerando l'acqua un mezzo incompressibile e la compressibilità delle particelle dello scheletro solido trascurabile, l'applicazione di un carico, in un mezzo poroso saturo, produce un cedimento pari al volume d'acqua che viene espulso dai pori. Tale cedimento genera una riduzione di volume del provino dovuta al riassetto delle particelle a causa dell'espulsione del fluido interstiziale.

Per eseguire la prova edometrica sui campioni in oggetto, è stata applicata una sequenza di carichi verticali, variabili secondo una progressione geometrica e per ogni incremento di carico si è misurato l'abbassamento nel tempo mediante un micrometro.

In particolare le fasi di carico e scarico sono state interessate dai seguenti carichi: 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200, 1600, 400, 100, 25 kPa. A questo punto, i risultati ottenuti sono riportati nel grafico  $e-\log\sigma'$ , generando così le curve di compressibilità cioè la variazione dell'indice dei vuoti  $e$  sotto incremento di carichi tensionali, per tutti e tre i campioni, Figura 36.

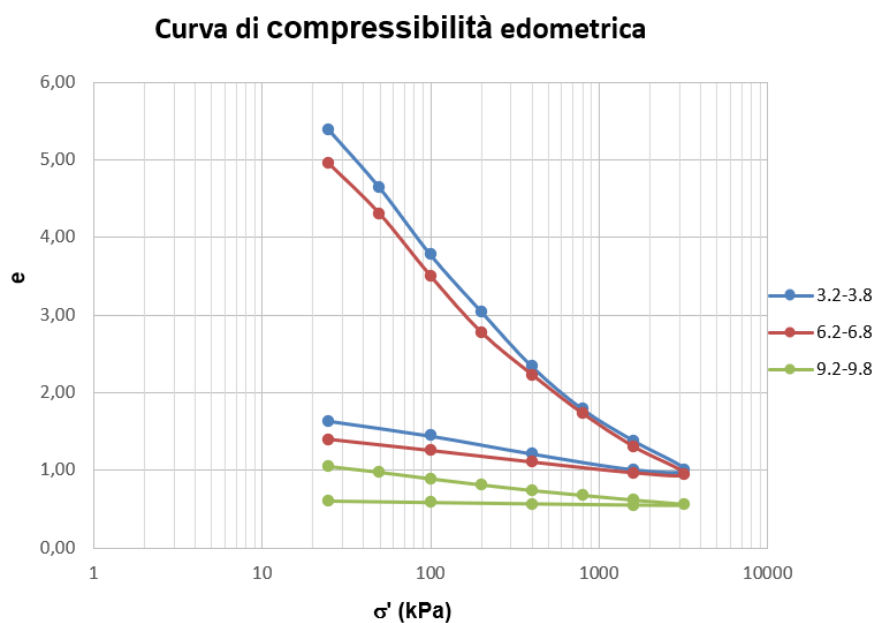


Figura 36: Curve di compressibilità  $e-\log\sigma'$  riferite ai tre provini in esame

Per quanto riguarda i primi due campioni, la Figura 36 mostra un elevato valore dell'indice dei vuoti allo stato iniziale  $e_0$  (pari a 5,796 e 5,733 rispettivamente per il primo e secondo campione); che decresce all'aumentare della tensione verticale ed aumenta in fase di scarico. Questo comportamento è attribuibile alla presenza di microfossili di diatomee che, tramite la loro elevata porosità strutturale, generano un indice dei vuoti iniziale significativamente elevato. Poi, l'incremento tensionale causa un'importante frantumazione delle diatomee, riducendo così la porosità nei microfossili e l'indice  $e$ . Il terzo campione invece, presenta un indice dei vuoti iniziale  $e_0$  molto inferiore ai precedenti (pari a 1,261) e una curva più schiacciata rispetto alle altre, che si traduce in una riduzione minore di  $e$  durante l'applicazione dei carichi. Quindi è possibile affermare che l'ultimo campione risponde in maniera differente dagli altri due provini anche in termini di compressibilità: i provini contenuti microfossili di diatomee presentano una compressibilità decisamente superiore. Rispetto a quanto analizzato per le miscele, l'andamento e i valori espressi dalla Figura 36 denotano una certa somiglianza con le curve di compressibilità dei provini diatomee-caolino piuttosto che con quelle diatomee-sabbia (confronta con Figura 11 e Figura 6). Le curve di compressibilità edometrica mostrano un andamento tipico di un terreno normal consolidato, senza identificare una tensione di pre-consolidazione, ossia la massima tensione a cui è stato sottoposto il terreno nella sua storia geologica. Infatti manca il tratto iniziale di ricarico a debole pendenza e il tipico tratto a ginocchio che comprende la tensione di pre-consolidazione. Questo suggerisce che nei provini analizzati la tensione di pre-consolidazione sia inferiore a 25 kPa, che rappresenta il carico minimo a cui sono stati sottoposti i campioni, e che i campioni siano NC. Successivamente, dalle seguenti curve di compressibilità è stato possibile estrapolare l'indice di compressione  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$ , che rappresentano rispettivamente la pendenza del tratto di carico lungo la linea di compressione vergine e la pendenza del tratto di scarico, cercando una correlazione con quanto dimostrato in letteratura. In seguito sono riportati i valori medi di  $C_c$ ,  $C_s$  e  $C_c/C_s$  dei tre campioni in esame:

3,2-3,8	6,2-6,8	9,2-9,8
<b>Cc medio</b>	<b>Cc medio</b>	<b>Cc medio</b>
2,109266288	1,938316105	0,235362516
<b>Cs medio</b>	<b>Cs medio</b>	<b>Cs medio</b>
0,310538997	0,216222785	0,023564837
<b>Cc/Cs</b>	<b>Cc/Cs</b>	<b>Cc/Cs</b>
6,792275068	8,964439655	9,987869665

Figura 37: Valori medi di  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $C_c/C_s$

Valori tipici di  $C_c$  per i terreni naturali argillosi privi di diatomee risultano essere compresi tra 0,1 e 0,5 circa, per cui i dati forniti dai primi due campioni di terreno mostrano valori di  $C_c$  decisamente

superiori all'intervallo empirico, mentre il terzo provino rientra nell'intervallo citato, Figura 37. Come visto accadere per le miscele diatomee-caolino all'aumentare della percentuale di diatomee, anche nei primi due campioni in esame la presenza di tali microfossili causa una compressibilità maggiore, che si traduce nell'aumento dell'indice di compressione  $C_c$ .

L'indice di rigonfiamento  $C_s$  invece assume valori di gran lunga superiori sia ai terreni naturali, compresi tra 0,05 e 0,07, sia a quanto ottenuto per le miscele artificiali D-K come precedentemente analizzato. A differenza del caolino, utilizzato nelle miscele D-K, che risulta essere un'argilla inattiva e con limiti di Atterberg bassi, il terreno in esame ha per matrice argille che risultano attive, dato che sono caratterizzate da alti valori dei limiti di Atterberg e in grado di assorbire grandi quantità d'acqua, che gli fornisce alta capacità di rigonfiamento e, di conseguenza, anche alti valori di  $C_s$ . Tali caratteristiche dunque suggeriscono la presenza di minerali argillosi molto attivi nel terreno in analisi, come ad esempio la montmorillonite.

Il rapporto  $C_c/C_s$  nei suoli diatomeici, come mostrano in Zhang et al., 2022 e Hoang et al., 2022 risulta essere molto elevato fino a raggiungere valori superiori a 30, mentre nei comuni terreni argillosi il rapporto è solitamente compreso tra 3 a 7. I dati ottenuti nel caso studio in oggetto invece, forniscono valori di  $C_c/C_s$  inferiori rispetto ai tipici valori ottenuti su miscele contenenti polvere di diatomee. La causa è dovuta ai valori dell'indice di rigonfiamento piuttosto elevati che diminuiscono notevolmente il rapporto  $C_c/C_s$ .

Come precedentemente spiegato, la presente ricerca si è avvalsa della collaborazione con la prof. Lara Maritan del Dipartimento di Geoscienze che ha permesso l'utilizzo di una strumentazione molto innovativa e tecnologica, il microscopio a scansione elettronica, comunemente chiamato con l'acronimo SEM, che permette di osservare il terreno ad un ingrandimento elevatissimo. Allo scopo di osservare la variazione della microstruttura, ognuno terreno è stato esaminato con il microscopio a scansione elettronica in tre diverse condizioni: allo stato naturale, dopo aver subito una prova edometrica fino al massimo carico di 100 kPa e dopo aver subito una prova edometrica fino al massimo carico di 3200 kPa.

In questo modo poi, si è cercata una correlazione con quanto ottenuto dall'elaborazione dati delle prove edometriche e quanto osservato dalle immagini al SEM.

Dalla Figura 36 è stato possibile effettuare un'ulteriore analisi di compressibilità mettendo in relazione l'andamento dell'indice di compressione  $C_c$  con la tensione efficace applicata ( $C_c-\sigma'$ ) per tutti e tre i campioni, come rappresentato in Figura 38. I valori di  $C_c$  appartenenti a tale grafico sono stati calcolati come pendenza della curva  $e-\log\sigma'$  di 3 punti in sequenza e fatti corrispondere al valore di tensione efficace centrale di quei 3 punti. Per quanto riguarda i primi due campioni si evidenziano

due curve caratterizzate ciascuna da un picco, mentre il terzo campione è rappresentato da una curva monotona decrescente. Come spiegato in Zhang et al., 2022, il picco è tipico dei suoli contenuti microfossili di diatomee per lo più intatti, in corrispondenza dello stress minimo necessario ad innescare la frantumazione delle diatomee stesse. Al contrario, un suolo dominato soprattutto da diatomee rotte non presenta alcun valore di picco di  $C_c$ . Dunque il terzo campione, privo di diatomee, non presenta alcun picco ma bensì un valore pressoché costante con l'aumentare della tensione verticale, che rispecchia ciò che accade nei tipici terreni a grana fine. Mentre per i primi due campioni contenenti microfossili di diatomee, attraverso il SEM è stato possibile osservare una maggiore quantità di diatomee intatte e non fratturate nella condizione naturale del campione, Figura 41 e Figura 41, sebbene alcune fossero già rotte. Probabilmente la presenza del picco nel grafico  $C_c-\sigma'$ , non è solamente dovuto alla presenza di diatomee rotte o intatte, dipende anche da altre caratteristiche relative alle diatomee come ella forma, dimensione, età.

In Figura 40 e Figura 42 sono riportate delle immagini al SEM relative ai primi due campioni sotto carico di 100 kPa e 3200 kPa e si può osservare che a causa dello stato tensionale crescente le diatomee si presentano maggiormente fratturate e con dimensioni strutturali inferiori.

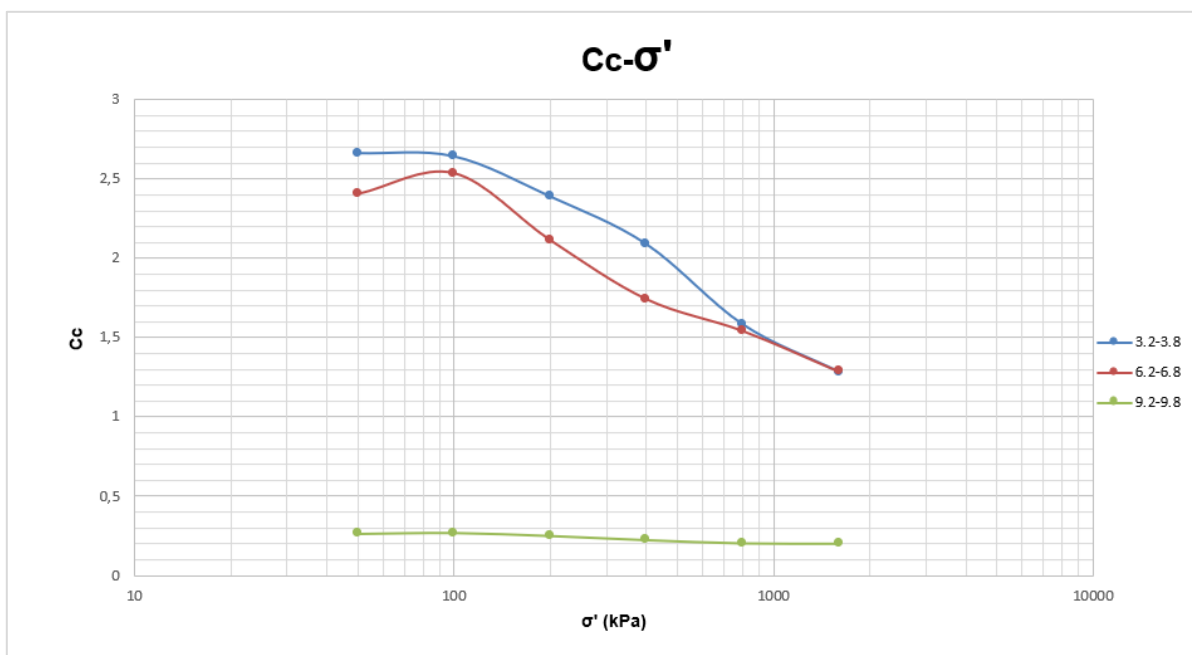


Figura 38: Relazione tra  $C_c-\log\sigma'$  per i tre provini

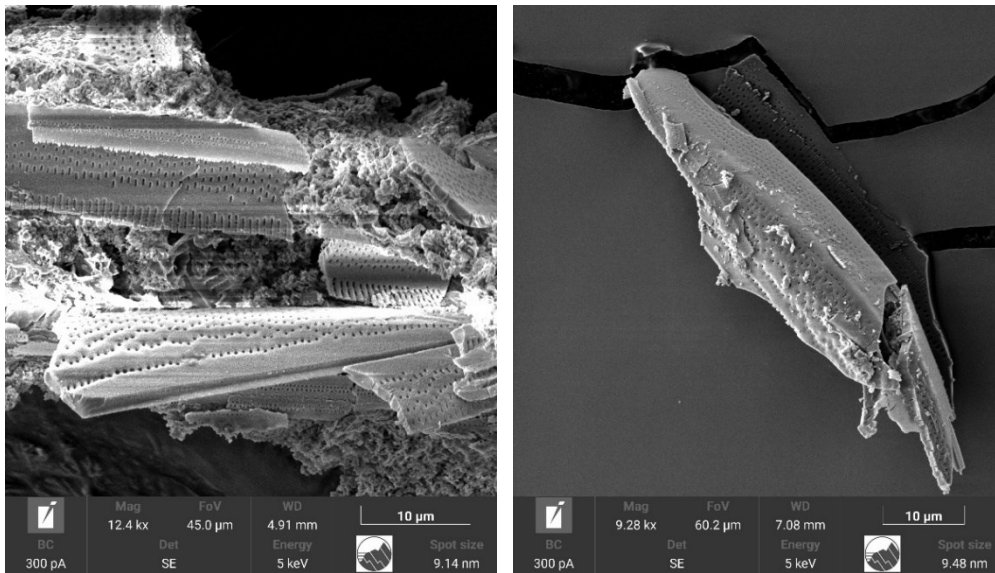
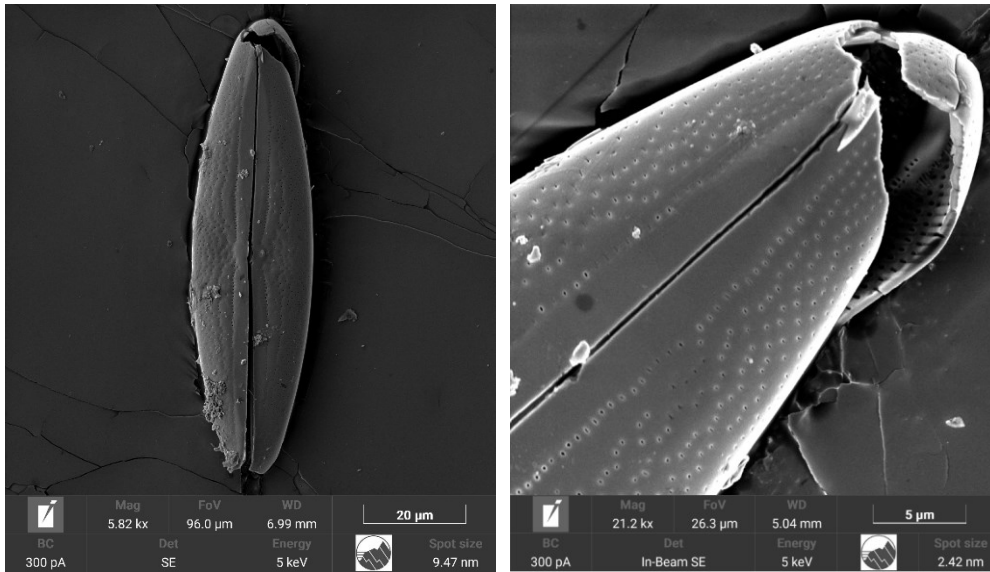


Figura 39: Immagini al SEM del campione naturale a profondità 3.20-3.80 m

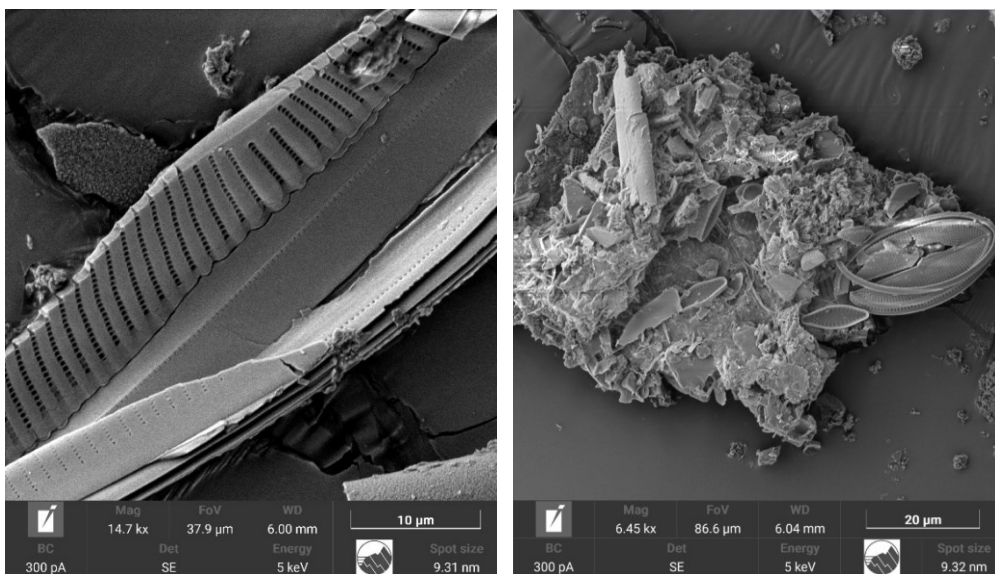


Figura 40: Immagini al SEM del campione sottoposto a 100kPa a profondità 3.20-3.80 m

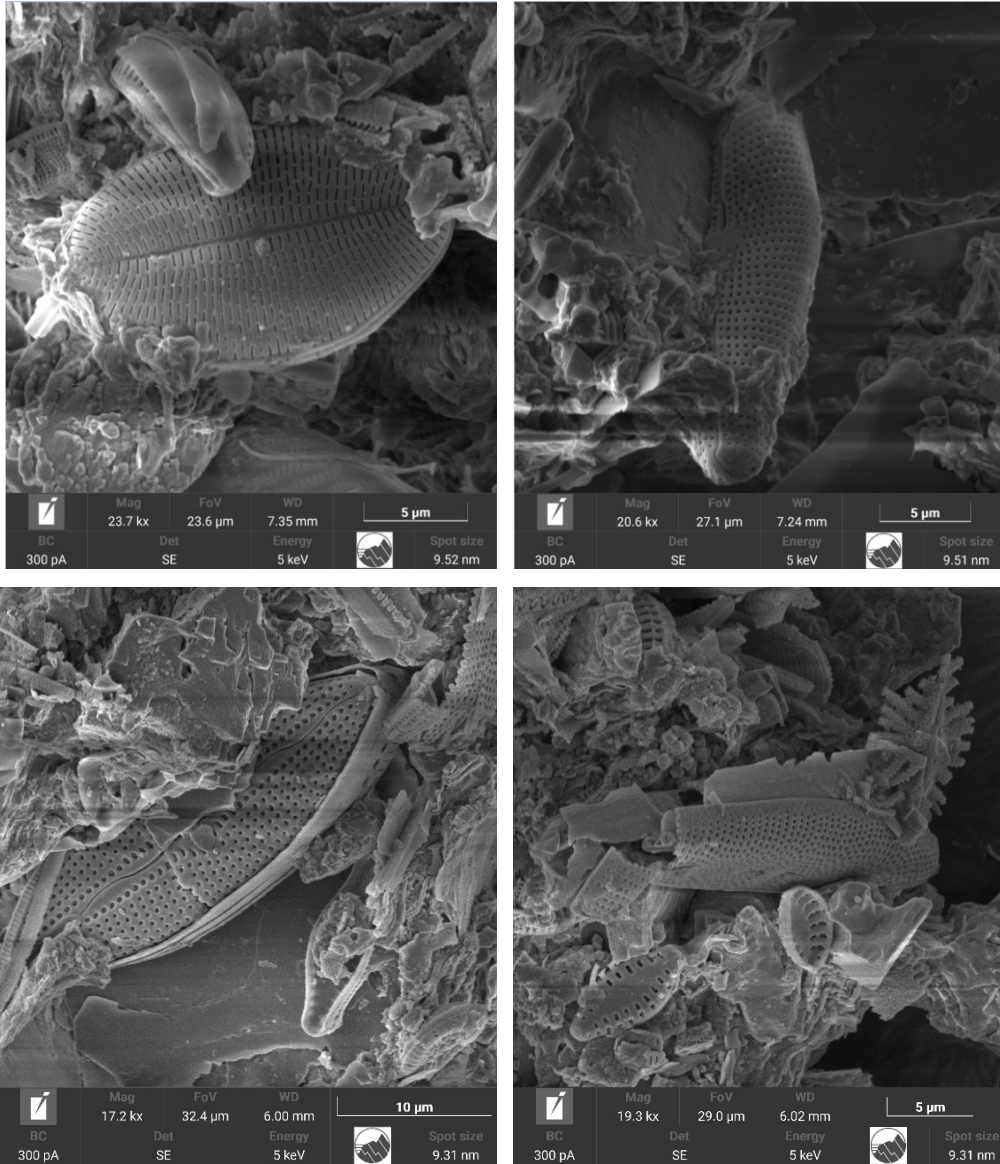


Figura 41: Immagini al SEM del campione naturale a profondità 6.20-6.80 m

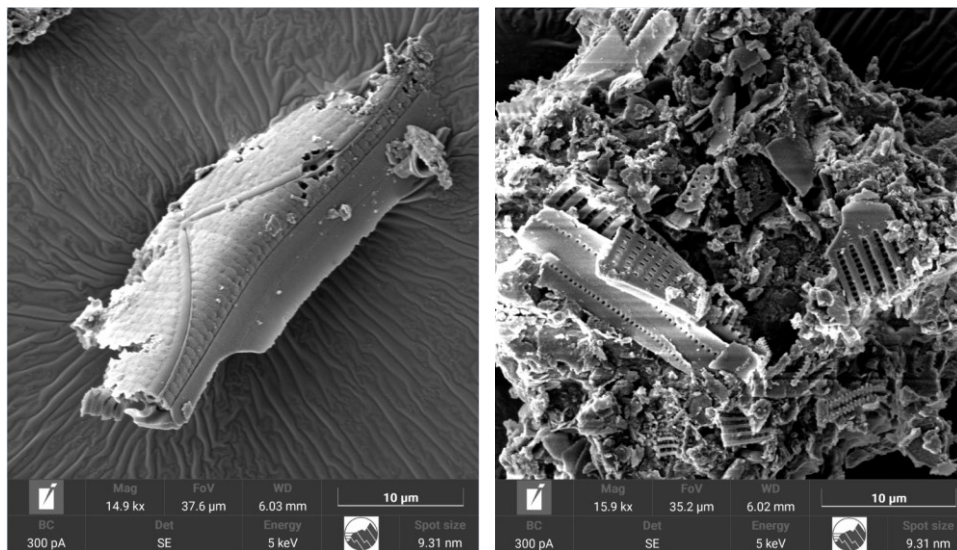


Figura 42: Immagini al SEM del campione sottoposto a (sinistra) 100 kPa e a (destra) 3200 kPa a profondità 6.20-6.80m



Dai risultati della prova edometrica è inoltre possibile rappresentare graficamente, in scala naturale e non semilogaritmica, i dati sperimentali della deformazione assiale  $\varepsilon_z$  per ogni step di carico, Figura 43. In tale grafico sono riportate le curve dei tre provini analizzati e l'andamento denota una deformazione significativa per i primi due campioni e molto più ridotta per il terzo; coerentemente con quanto evidenziato in Figura 36.

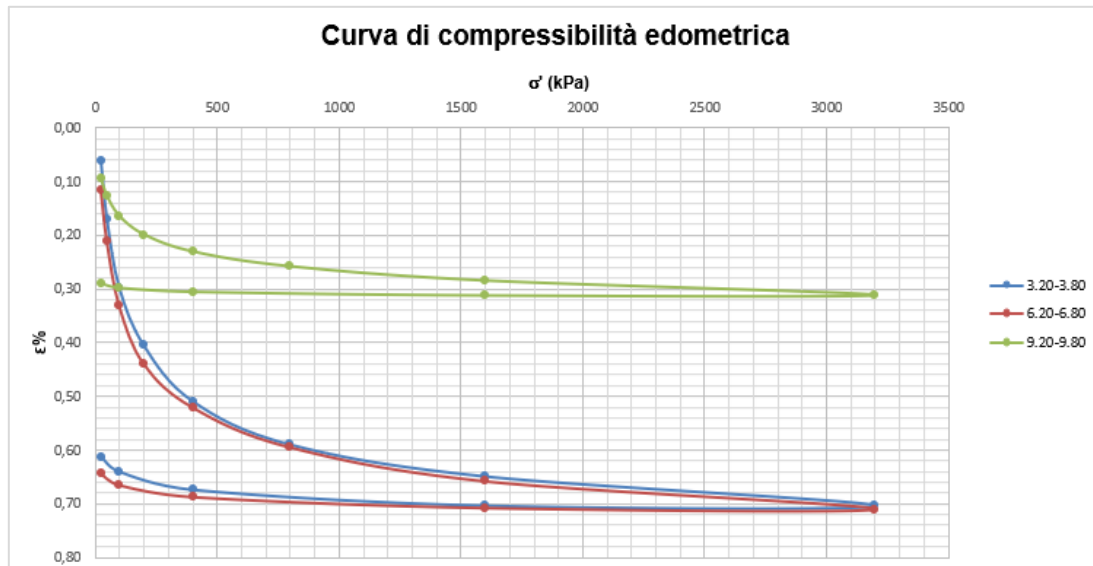


Figura 43: Curve di compressibilità  $\varepsilon\%-\sigma'$  riferite ai tre provini in esame

Dalle seguenti curve si definiscono i seguenti parametri di compressibilità:

- il coefficiente di compressibilità  $m_V = \frac{\Delta\varepsilon_z}{\Delta\sigma'}$
- il modulo edometrico  $M = \frac{1}{m_V}$

Una volta calcolati i valori dei parametri di compressibilità per ognuno dei tre campioni, attraverso il grafico in scala bi-logaritmica  $M-\sigma'$ , viene ricercata una relazione tra il modulo edometrico  $M$  e la tensione verticale applicata. In particolare, i valori di  $M$  appartenenti a tale grafico sono stati calcolati come l'inverso della pendenza della curva  $\varepsilon\%-\sigma'$  di 3 punti in sequenza e fatti corrispondere al valore di tensione efficace centrale di quei 3 punti. La Figura 44 sottolinea che il modulo  $M$  cresce linearmente con la tensione efficace  $\sigma'$ .

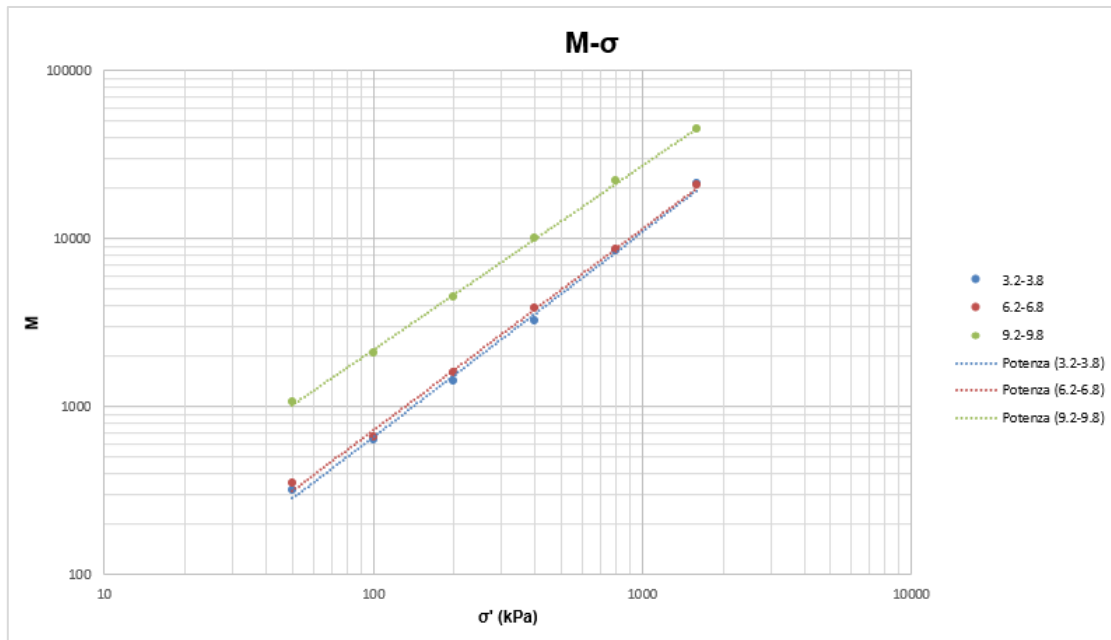


Figura 44: Relazione tra  $\log M - \log \sigma'$  per i tre provini

### 3.4 Interpretazione delle curve di consolidazione ottenute dalle prove edometriche

Se la compressibilità rappresenta la risposta in termini di variazione di volume di un terreno sottoposto ad un incremento dello stato tensionale, la consolidazione stima l'evoluzione nel tempo del cedimento e della sovrappressione interstiziale. Fenomeni sono significativi nei terreni a grana fine, nei quali si generano cedimenti significativi con tempi di consolidazione molto lunghi.

La teoria della consolidazione monodimensionale è trattata da Terzaghi adottando le seguenti ipotesi:

- Il flusso idraulico e le deformazioni avvengono solo in direzione verticale (condizioni monodimensionali)
- Il terreno è omogeneo, isotropo e saturo;
- Lo scheletro solido e l'acqua sono incompressibili;
- La legge sforzi-deformazioni è lineare, ossia  $\frac{\varepsilon_z}{\sigma'_v} = m_v$ ;
- Validità della legge di Darcy;
- Il coefficiente di permeabilità  $k$  rimane costante durante tutto il processo;
- Il comportamento del terreno è di natura non viscosa.

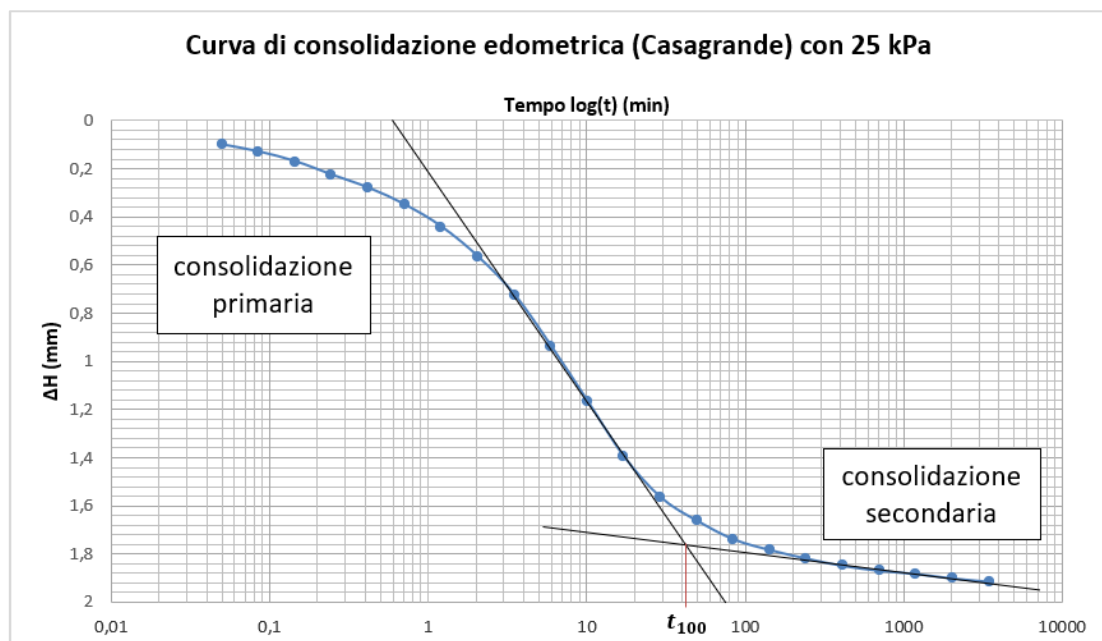
In questo modo, l'equazione della consolidazione monodimensionale proposta da Terzaghi risulta:

$$cv \frac{(\partial u)^2}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad cv = \frac{k}{m_v * \gamma_m}$$

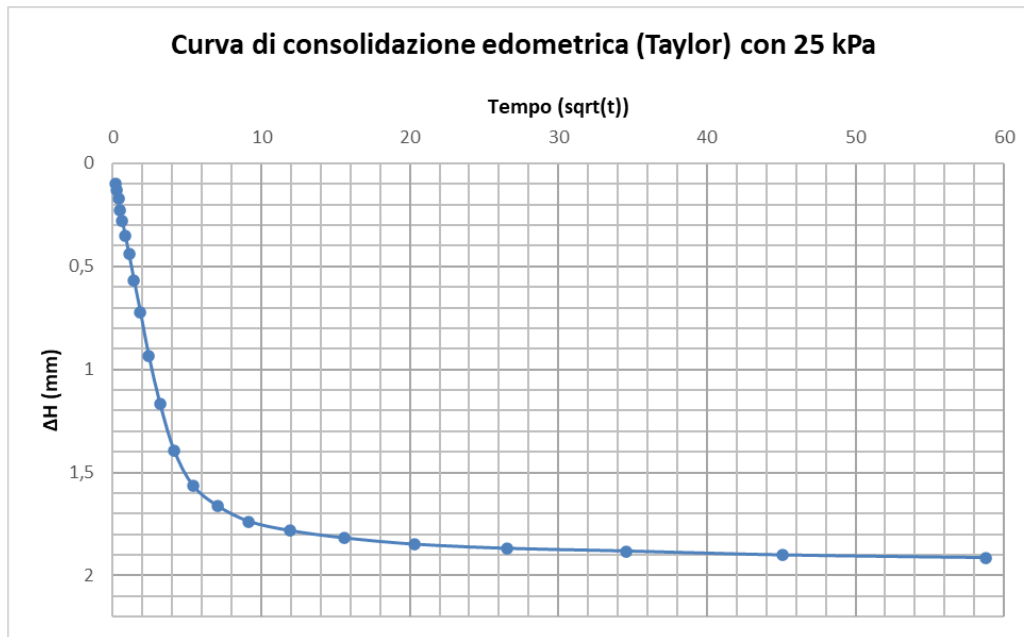
Tale teoria mette in relazione il valore della sovrappressione interstiziale  $u$ , nel punto posto alla profondità  $z$  al tempo  $t$  dall'istante di applicazione del carico. Inoltre introduce il parametro  $cv$  che rappresenta il coefficiente di consolidazione primaria che a sua volta comprende  $k$  coefficiente di permeabilità,  $\gamma_m$  peso unitario dell'acqua e  $m_v$  coefficiente di compressibilità. Al termine della prova edometrica, è possibile ricavare le curve di consolidazione per ogni incremento di carico che rappresentano il cedimento totale cumulato nel tempo. Generalmente in ascissa viene rappresentata la variabile tempo e in ordinata l'abbassamento in direzione verticale. I valori ottenuti possono essere diagrammati secondo due modalità:

- in funzione del logaritmo del tempo, metodo di Casagrande (più adatto a terreni argillosi)
- in funzione della radice quadrata del tempo, metodo di Taylor (più adatto a terreni limosi)

I tipici andamenti dei grafici che si riscontrano nei due casi sono rappresentati nelle Figura 45 (a) e Figura 45 (b). Perciò dopo aver costruito entrambe le tipologie di diagramma per tutti e tre i provini, ad ogni step di carico, si è proceduto alla determinazione del coefficiente di consolidazione  $cv$ , relativo ad ogni grafico mediante sia la procedura di Casagrande che di Taylor.



(a)



(b)

Figura 45: Andamento dell'altezza del provino sottoposto a 25 kPa durante la consolidazione edometrica in funzione del logaritmo del tempo (a) e della radice quadrata del tempo (b)

Quindi, dopo aver realizzato i grafici tempo-cedimento, tramite il metodo di Casagrande e il metodo di Taylor è stato possibile calcolare il coefficiente  $c_v$ . In Tabella 5 sono riportati i valori di  $c_v$  ottenuti con entrambi i metodi per i 3 provini, per ogni livello tensionale.

Carico (3.2-3.8) (kPa)	Cv Taylor (m <sup>2</sup> /s)	Cv casagrande (m <sup>2</sup> /s)
25	8,16E-08	1,54E-08
50	1,58E-08	5,66E-09
100	9,43E-09	5,60E-09
200	1,52E-08	5,27E-09
400	4,42E-09	3,68E-09
800	9,09E-09	5,10E-09
1600	7,91E-09	3,78E-09
3200	5,93E-09	3,76E-09

Carico (6.2-6.8) (kPa)	Cv Taylor (m <sup>2</sup> /s)	Cv casagrande (m <sup>2</sup> /s)
25	1,31E-07	4,71E-08
50	8,73E-08	2,30E-08
100	1,97E-08	1,14E-08
200	2,30E-08	5,61E-09
400	7,37E-09	6,68E-09
800	1,69E-08	5,36E-09
1600	2,18E-08	4,05E-09
3200	8,00E-09	1,56E-09

Carico (9.2-9.8) (kPa)	Cv Taylor (m <sup>2</sup> /s)	Cv casagrande (m <sup>2</sup> /s)
25	4,83E-08	5,43E-08
50	3,79E-08	2,59E-08
100	4,39E-08	6,31E-08
200	1,19E-07	1,23E-07
400	1,49E-07	1,35E-07
800	2,47E-07	1,79E-07
1600	3,81E-07	2,91E-07
3200	2,69E-07	4,64E-07

Tabella 5: Valori di  $c_v$  per i tre provini calcolati sia con il metodo di Casagrande sia con il metodo di Taylor

I valori ottenuti tramite le due procedure, a parità di step di carico, differiscono lievemente tra di loro e nella maggior parte dei casi sono caratterizzati dallo stesso ordine di grandezza. A partire dai seguenti dati sperimentali, in Figura 46 si è valutata la variazione di  $c_v$  Casagrande e  $c_v$  Taylor all'aumentare della tensione verticale, per cercare poi un confronto con quanto analizzato nelle miscele diatomee-caolino. La relazione rappresentata in Figura 46 evidenzia: per i valori riferiti a Casagrande, un calo di  $c_v$  all'aumentare della sollecitazione verticale per entrambi i primi due provini, mentre per quelli di Taylor, si riscontra un andamento di  $c_v$  meno definito e con la presenza di vari picchi. Si nota inoltre per entrambi i provini che i valori di  $c_v$  Taylor risultano maggiori dei valori di  $c_v$  ricavati con il metodo di Casagrande.

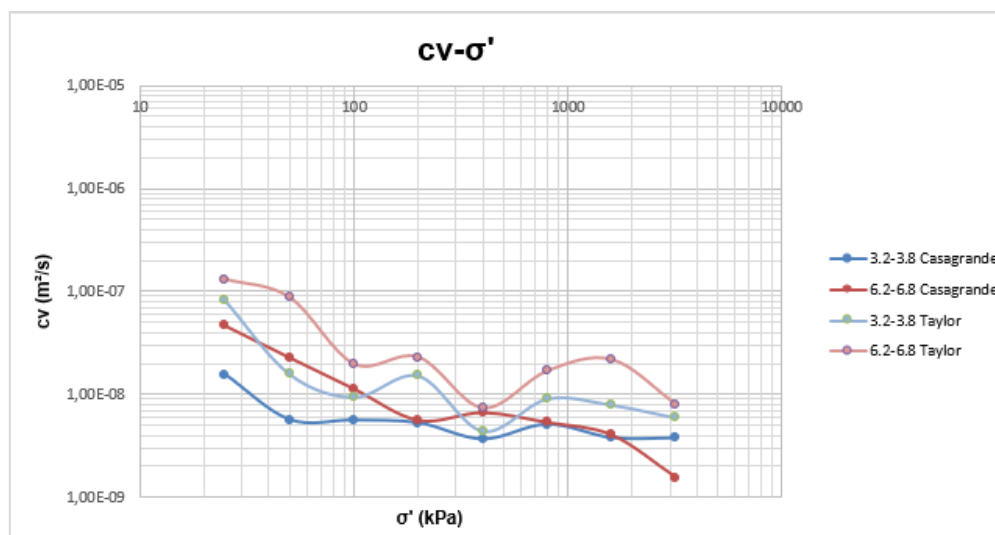


Figura 46: Relazione  $\log c_v - \log \sigma'$  per i due terreni contenenti microfossili di diatomee

La letteratura, attraverso i test eseguiti su miscele diatomee-caolino, ha stabilito un brusco calo di  $c_v$  in corrispondenza della tensione di pre-consolidazione e una progressiva diminuzione di  $c_v$  all'aumentare della sollecitazione applicata. In aggiunta a questo, valori crescenti di  $c_v$  sono attribuiti a concentrazioni più elevate di microfossili di diatomee all'interno delle miscele D-K, raggiungendo

valori dell'ordine di  $10^{-5}$ ,  $10^{-6}$ , come visto in Figura 14. Nel caso studio in esame, si registrano valori di  $c_v$  molto più bassi rispetto a quanto dedotto dai test effettuati sulle miscele D-K, sia per il provino posto a profondità di 3.2-3.8 m che per quello a 6.2-6.8 m, probabilmente a causa della natura argillosa della matrice in cui i fossili di diatomee si sono depositati. Come mostrato in Figura 46,  $c_v$  medio è circa  $10^{-8}$ , tipico valore delle argille; mentre valori come  $c_v = 10^{-5}$ ,  $10^{-6}$  riscontrati nelle miscele D-K sono tipici del limo o dell'argilla sabbiosa.

In particolare, nella curva di consolidazione di Casagrande, Figura 45, è presente un cambio di concavità in un punto di flesso. Questo comportamento consente di individuare due fasi distinte del processo di consolidazione: la consolidazione primaria e la consolidazione secondaria.

La prima si esaurisce al raggiungimento del tempo  $t_{100}$  ossia l'istante di tempo in cui le sovrappressioni interstiziali sono nulle perché sono state completamente dissipate e da quel momento in poi le tensioni efficaci rimangono costanti. Nella prima fase i cedimenti sono associati alla dissipazione delle sovrappressioni e quindi alla variazione delle tensioni efficaci. La seconda fase invece si sviluppa da  $t > t_{100}$  e qui i cedimenti sono di natura viscosa, avvengono a tensione efficace costante e maturano anche per tempi lunghissimi. Questo si evince dall'ultimo tratto della curva che può essere assimilato ad una retta a pendenza costante che viene definita  $C\alpha$ .

Carico (kPa)	3,2-3,8 <b>C<math>\alpha</math> %</b>	6,2-6,8 <b>C<math>\alpha</math> %</b>	9,2-9,8 <b>C<math>\alpha</math> %</b>
25	1,317	1,883	0,381
50	2,118	2,099	0,358
100	2,701	1,989	0,348
200	2,26	1,794	0,378
400	1,793	1,612	0,378
800	1,455	1,56	0,36
1600	1,132	1,065	0,375
3200	0,959	0,817	0,373

*Tabella 6: Valori del coefficiente di consolidazione secondaria  $C\alpha$  per i tre provini ad ogni step di carico*

Generalmente ogni incremento di carico utilizzato per effettuare la prova edometrica si mantiene costante al fine di consentire il completo sviluppo della consolidazione primaria e garantire la completa dissipazione delle sovrappressioni neutre  $\Delta u$ . Per i terreni a grana fine sono sufficienti 24 ore di applicazione del carico prima di procedere ad un ulteriore incremento. Nel caso studio in esame gli stati tensionali sono stati mantenuti costanti per un periodo superiore alle 24 ore, per valutare l'andamento delle deformazioni viscosi nel tempo dovute alla consolidazione secondaria. La Figura 47 mostra due curve di compressibilità: una blu che rappresenta le deformazioni a 24 ore e una rossa che rappresenta le deformazioni volumetriche misurate dopo le 24 ore, precisamente dopo più di 2

giorni dall'inizio della prova edometrica. In particolare la curva dopo 24 ore è il 95% circa della curva a 24 ore.

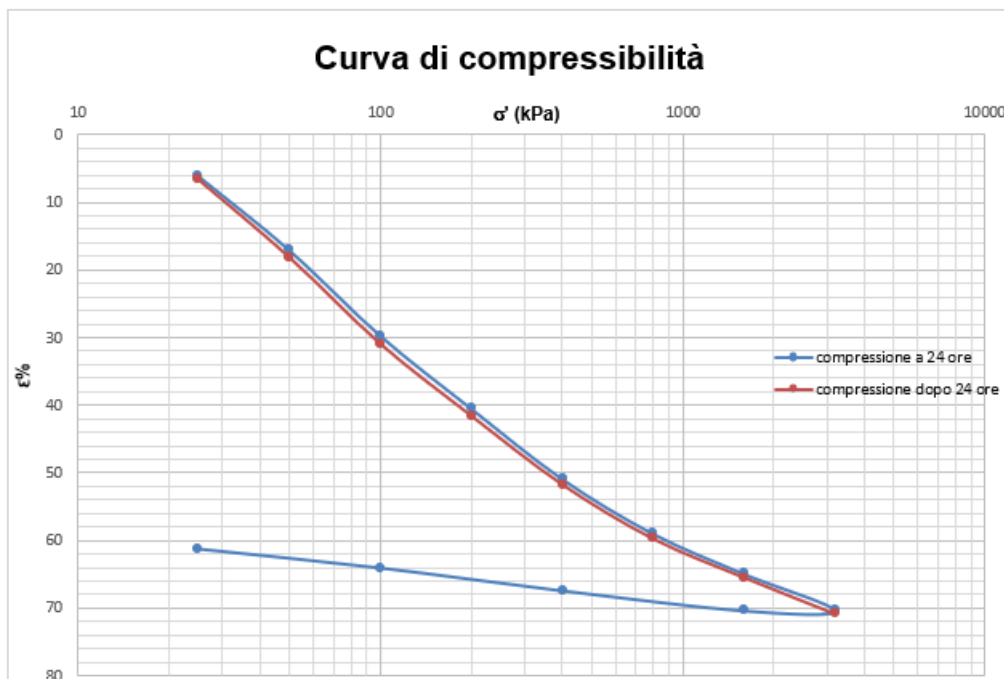


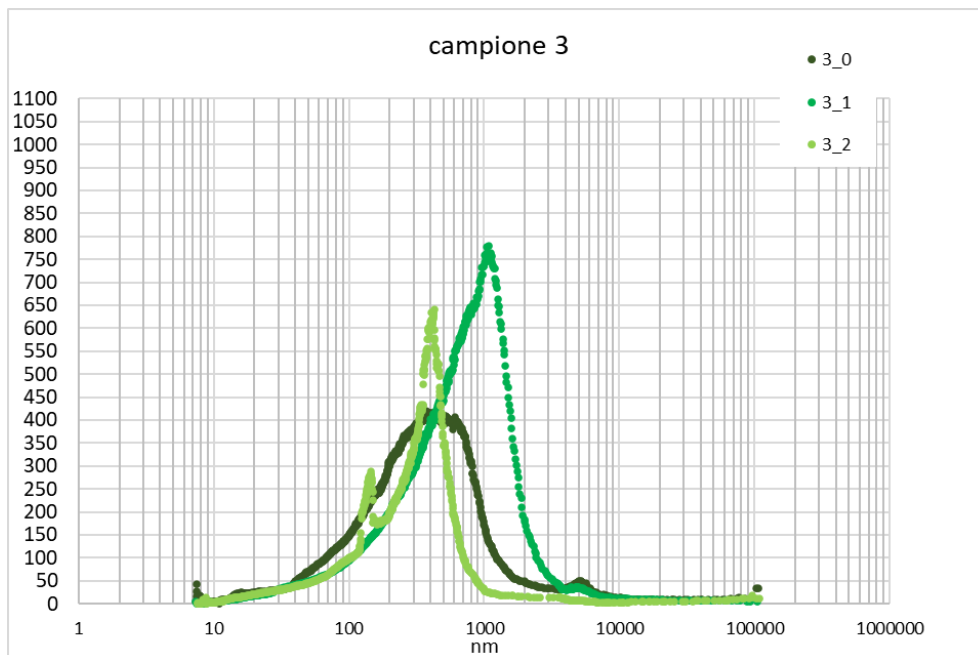
Figura 47: Curva di compressione a 24 ore (blu) e dopo 24 ore (rossa) del campione a profondità 3.20-3.80 m

Per ogni curva tempo-cedimento di Casagrande si è individuato il tempo  $t_{100}$  corrispondente all'istante in cui finisce la consolidazione secondaria. Per tutti e tre i provini, ad ogni step di carico, l'istante  $t_{100}$  appare minore di 24 ore, per cui gli incrementi di deformazione misurati dalle curve di compressibilità a 24 ore a qualsiasi altro periodo di tempo più lungo sono dovuti a fenomeni viscosi dello scheletro solido.

### 3.5 Analisi della permeabilità dei tre provini esaminati

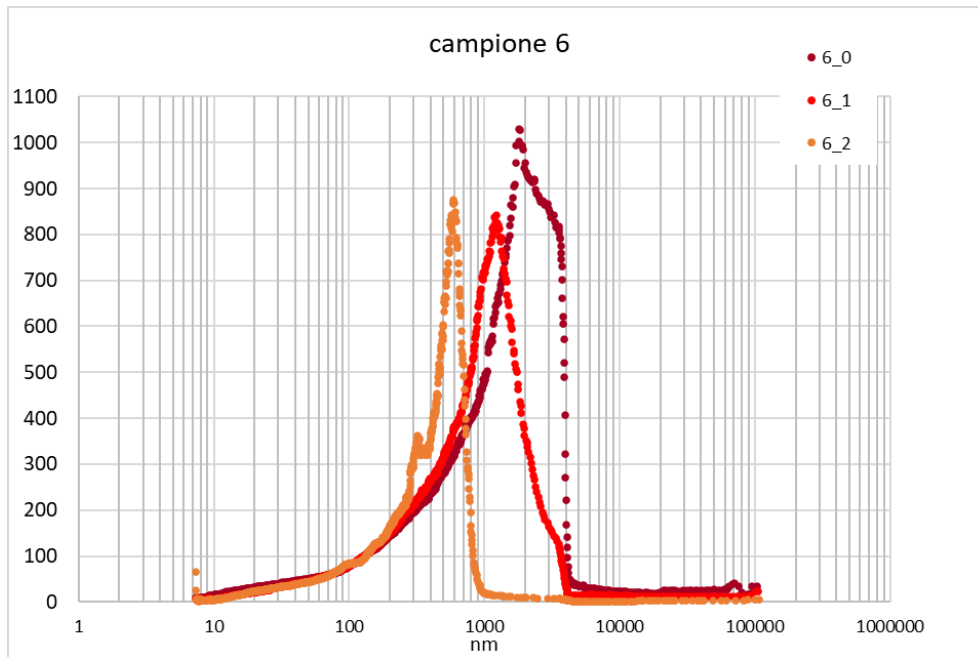
L'analisi poi, si è focalizzata sul comportamento di permeabilità dei provini, essendo un parametro molto importante per determinare l'aspetto idraulico dei terreni. La permeabilità dipende principalmente dalla distribuzione e dalle dimensioni dei pori presenti nel terreno, essendo il movimento dell'acqua facilitato in presenza di pori grandi e continui, rispetto a situazioni con pori piccoli e scollegati tra loro. Perciò, attraverso la tecnica della porosimetria a mercurio sono state fornite informazioni riguardanti i pori presenti nei campioni prelevati a Galzignano. Come per il SEM, ognuno dei tre campioni è stato esaminato con il porosimetro in tre diverse condizioni di carico: allo stato naturale, sotto carico di 100 kPa e 3200 kPa. La Figura 48 esprime in ascissa la dimensione del diametro dei pori e in ordinata la quantità di tali pori presenti nel terreno. Nello specifico, la Figura

48 (a), che descrive il campione posto a 3.2-3.8 m di profondità, indica che allo stato naturale (3\_0) non vi è un picco ben definito nella curva, bensì esiste un range di diametri presenti con maggior frequenza ( $d = 200, 300, 200, 500, 600$  nm); successivamente sotto carico di 100 kPa (3\_1) la quantità e la dimensione dei pori aumentano ( $d = 1000$  nm). Questa tendenza è del tutto contraddittoria con quanto atteso, infatti l'aumento del carico dovrebbe produrre una riduzione dei vuoti e della porosità, non un aumento; perciò si è cercato di comprendere la ragione di tale comportamento anomalo. Il porosimetro ha una sensibilità di 1 nm, perciò non è in grado di rilevare diametri inferiori. Il campione 3 contiene numerose tipologie di microfossili di diatomee, come visto dalle immagini al SEM, e probabilmente alcuni di questi sono caratterizzate da pori nello scheletro di dimensioni inferiori a 1 nm che il porosimetro non riesce a misurare. Tale supposizione è stata verificata analizzando alcune immagini di diatomee al SEM relative al primo provino allo stato naturale. La Figura 48 (b), che descrive il campione posto a 6.2-6.8 m di profondità, riporta un comportamento classico in quanto, aumentando la tensione verticale, la quantità e la dimensione dei pori diminuiscono. Se confrontato con il campione 3, il campione 6 presenta più pori e di dimensioni superiori. Dunque il campione 6 dovrebbe avere una permeabilità  $k$  leggermente superiore al campione 3. Infine la Figura 48 (c), che descrive il campione privo di diatomee posto a 9.2-9.8 m di profondità, rivela una dimensione dei pori inferiore rispetto sia al campione 3 che al campione 6. La porosimetria del caolino effettuata nelle miscele D-K in Zhang et al., 2022, evidenzia un picco in prossimità di  $d = 0,3 \mu\text{m}$ , il campione 9 di questo studio invece denota la maggior parte dei pori con diametri inferiori e pari  $d < 0,2 \mu\text{m}$ .

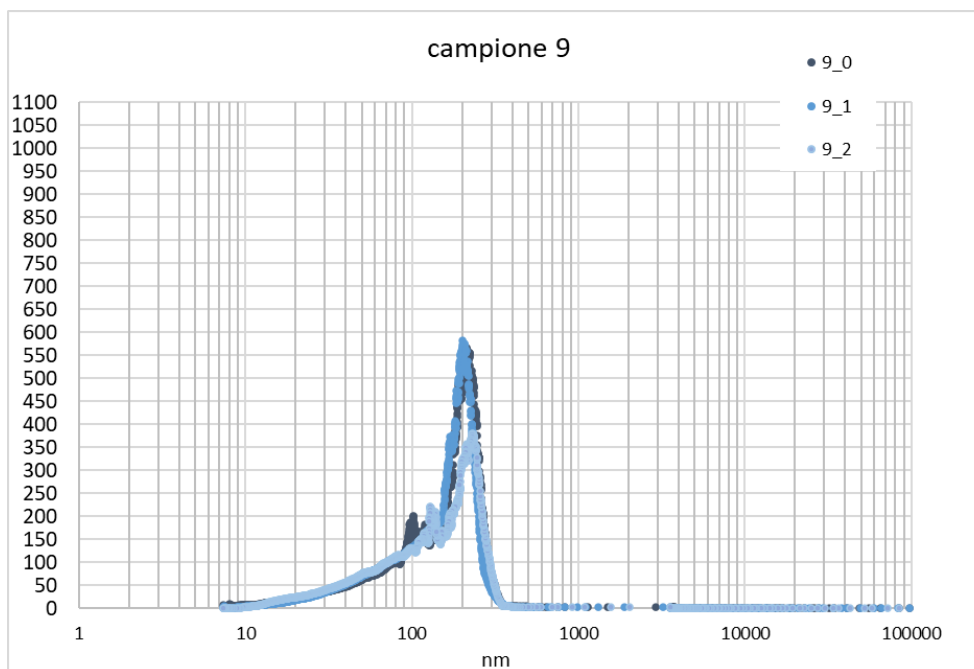


(a)





(b)



(c)

Figura 48: Risultati della porosimetria a mercurio per i tre campioni di terreno: (a) campione posto a 3.2-3.8 m; (b) campione posto a 6.2-6.8 m; (c) campione posto a 9.2-9.8 m

Dopo aver analizzato l'aspetto relativo alla porosità dei campioni, tramite la porosimetria a mercurio, si è ricavato il coefficiente di permeabilità  $k$  dalla seguente relazione:

$$k = cv * m_v * \gamma_m$$

Con  $c_v$  coefficiente di consolidazione primaria  $c_v$  e  $m_v$  coefficiente di compressibilità precedentemente calcolati. In Tabella 6 sono riportati i valori di permeabilità ottenuti con tale espressione per ogni provino ad ogni step di carico.

Carico (kPa)	3,2-3,8 k	6,2-6,8 k	9,2-9,8 k
25	3,70823E-10	2,14392E-09	2,0061E-09
50	2,43214E-10	8,67195E-10	3,369E-10
100	1,39136E-10	2,65518E-10	4,5825E-10
200	5,56859E-11	5,93641E-11	4,1886E-10
400	1,87696E-11	2,66129E-11	2,1202E-10
800	1,01E-11	9,80842E-12	1,21E-10
1600	2,75082E-12	3,14864E-12	9,4681E-11
3200	1,25496E-12	4,94135E-13	6,1061E-13

Tabella 7: Valori del coefficiente di permeabilità  $k$  per ogni provino ad ogni step di carico

La permeabilità dipende sia dalle caratteristiche del mezzo che dalle proprietà del fluido; inoltre per i terreni a grana fine è importante conoscere la struttura e la composizione mineralogica per comprendere l'interazione elettrochimica tra molecola d'acqua e particelle del terreno. Come affermato da Zhang et al., 2022, nei suoli diatomeici, la forma, la dimensione, la fragilità e la porosità dei microfossili di diatomee influenzano le proprietà idrauliche dei terreni rendendoli maggiormente permeabili, ma nel caso studio, la matrice è così fina da produrre una permeabilità del sedimento nel suo complesso che si mantiene molto bassa. Osservando la Figura 49, si nota una diminuzione del coefficiente di permeabilità al crescere della sollecitazione verticale applicata, come infatti dimostrato in Figura 15 (a). Tuttavia i test su miscele D-K producono una diminuzione di  $k$  di un fattore 1000 per le diatomee pure e circa 100 per le miscele con bassa percentuale di diatomee. La Figura 49 e i dati sperimentali riportati in Tabella 7 definiscono per il primo provino una diminuzione di  $k$  di un fattore 100, mentre il secondo provino subisce un abbassamento di un fattore superiore a 1000. Inoltre si conferma anche quanto ipotizzato dai risultati ottenuti dal porosimetro per cui la permeabilità del campione 6 sia leggermente superiore rispetto a quella del campione 3. Tutte queste informazioni fanno pensare che il secondo provino possa contenere un numero superiore di diatomee rispetto al primo. Le miscele diatomee-caolino però riscontrano valori di  $k$  dell'ordine di  $10^{-6}$ ,  $10^{-7}$  e circa  $10^{-8}$  per il caolino puro, mentre nei provini analizzati nel caso studio in oggetto,  $k$  appare decisamente inferiore. Questa differenza può essere attribuita a:

- presenza di argille con permeabilità molto più bassa rispetto al caolino, ad esempio la montmorillonite
- presenza di diatomee già notevolmente fratturate anche nei provini anche allo stato naturale rispetto alle miscele contenenti quasi esclusivamente polvere di diatomee per lo più intatte.

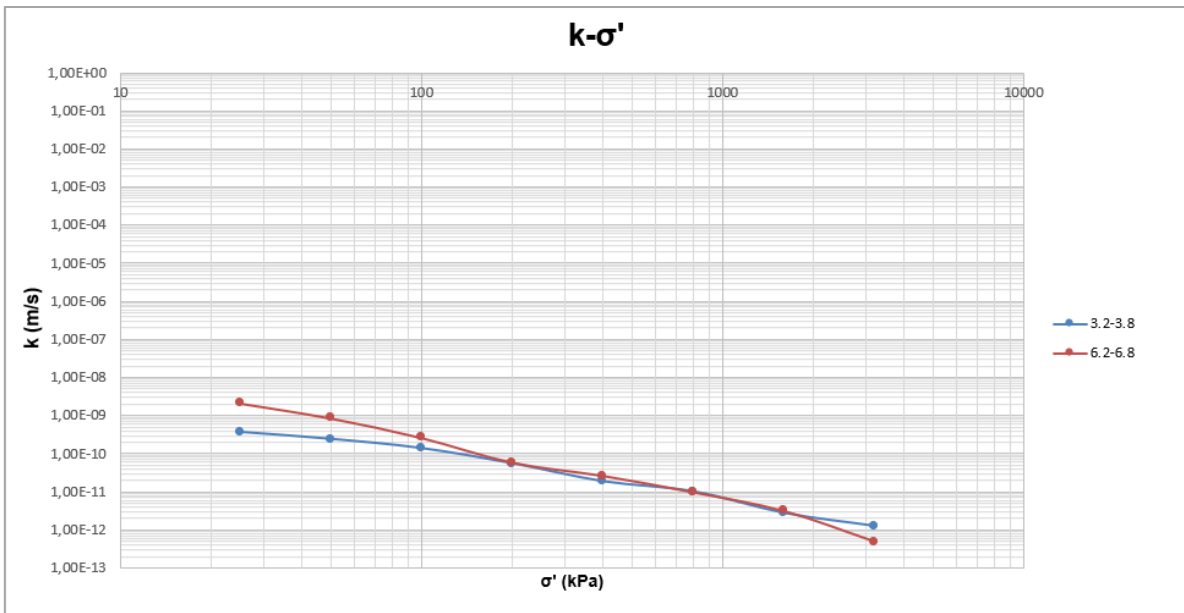


Figura 49: Relazione  $k-\sigma'$  per i due terreni contenenti microfossili di diatomee



# Conclusioni

Il presente studio si è focalizzato sull'analisi delle prove edometriche svolte su tre campioni di terreno posti a profondità differenti e caratterizzati da diverse proprietà fisiche e idrauliche. La frazione dominante di fine, presente nei campioni, ha consentito la valutazione dei limiti di Atterberg. Per i primi due provini posti a 3.20-3.80 m e 6.20-6.80 m di profondità si riscontrano alti valori di tali limiti (rispettivamente pari a  $w = 202$  e  $178$ ,  $w_L = 235$  e  $211$ ,  $w_P = 71$  e  $61$ ), tipico comportamento dei suoli contenenti microfossili di diatomee i quali acquisiscono un'eccellente capacità di ritenzione idrica a causa della struttura cava del frustolo delle diatomee. Tramite l'utilizzo della strumentazione SEM è stato possibile osservare varie tipologie di diatomee, di forma e dimensioni variabili nei primi due provini, responsabili quindi dell'elevata plasticità identificata dai limiti di Atterberg. Diversamente, il terzo campione posto a 9.20-9.80 m di profondità risulta privo di diatomee ed assume un comportamento tipico dei terreni limosi-argillosi. Successivamente per ogni provino è stata eseguita la prova edometrica. Le curve di compressibilità edometrica per i primi due campioni evidenziano un andamento simile alle miscele diatomee-caolino, presentando un alto valore dell'indice dei vuoti iniziale (pari a  $5,796$  e  $5,733$  rispettivamente per il primo e secondo campione) e una progressiva diminuzione dell'indice dei vuoti all'aumentare della tensione verticale efficace. Il terzo campione ancora una volta differisce dai precedenti generando una minima riduzione dell'indice dei vuoti durante l'incremento di carico. La struttura unica delle diatomee influenza la compressibilità del terreno, infatti l'indice di compressione  $C_c$  dei suoli diatomeici appare molto elevato, a seguito della frantumazione degli scheletri di diatomee, producendo così una maggior compressione nel terreno. Ciò è quanto avviene nei primi due provini esaminati, caratterizzati da un valore  $C_c$  di circa 2 (pari a  $2,1$  e  $1,9$  rispettivamente per il primo e secondo campione) che risulta essere più alto rispetto a quello tipico per le argille naturali, che solitamente si assume inferiore a 1 proprio come accade nel terzo provino. Perciò è possibile affermare che i primi due terreni sono caratterizzati da un'elevata compressibilità, mentre il terzo campione ha una compressibilità piuttosto bassa. La valutazione dell'indice di rigonfiamento  $C_s$  dei provini rispetto alle miscele diatomee-caolino ha rivelato valori maggiori di un ordine di grandezza (pari a  $0,3$  e  $0,2$  rispettivamente per il primo e secondo campione), probabilmente dovuto alla presenza di argille rigonfianti e con caratteristiche diverse dal caolino. Successivamente l'analisi delle curve di consolidazione, che rappresentano l'andamento dei cedimenti nel tempo, ha permesso il calcolo del coefficiente di consolidazione primaria  $c_v$  ad ogni livello di carico e dai risultati sperimentali ottenuti si notano valori molto più bassi ( $c_v$  medio pari a

$10^{-8}$ ) rispetto a quelli delle miscele diatomee-caolino. Per ogni curva tempo-abbassamento ottenuta con il metodo di Casagrande si è individuato il tempo  $t_{100}$ , che corrisponde all'istante in cui la consolidazione primaria finisce ed inizia la consolidazione secondaria in cui le deformazioni sono del tutto viscoso. Per tutti e tre i campioni e per ogni step di carico, il tempo  $t_{100}$  è risultato inferiore alle 24 ore, dunque sicuramente si può affermare che i cedimenti avvenuti in seguito alle 24 ore sono di natura viscosa, e questi sono risultati pari a... In seguito, dal coefficiente di consolidazione primaria, ricavato con il metodo di Terzaghi, sono stati dedotti i valori del coefficiente di permeabilità per ogni campione, che in media è risultato pari a  $10^{-10}$ ,  $10^{-12}$ . La variazione di permeabilità con la tensione verticale applicata assume un andamento monotono decrescente, dovuto alla riorganizzazione della matrice del terreno in una configurazione più compatta al crescere della sollecitazione verticale, e caratterizzata da diatomee più fratturate, riducendo così la permeabilità. I valori di  $k$  dei campioni analizzati indicano una permeabilità molto bassa e anche inferiore rispetto a quanto trovato nelle miscele diatomee-caolino. Questo suggerisce che nel terreno in esame ci siano minerali argillosi con una permeabilità molto più bassa rispetto a quella del caolino.

# Nomenclatura

$w$ : contenuto d'acqua

$w_L$ : limite liquido

$w_P$ : limite plastico

$I_P$ : indice di plasticità

$I_C$ : indice di consistenza

$d$ : diametro

$D_{50}$ : diametro medio

$\sigma$ : tensione totale

$\sigma'$ : tensione efficace

$u$ : pressione neutra

$\Delta u$ : sovrappressione interstiziale

$e$ : indice dei vuoti

$e_0$ : indice dei vuoti iniziale

$\varepsilon_z$ : deformazione assiale

$C_c$ : indice di compressibilità

$C_s$ : indice di rigonfiamento

$M$ : modulo edometrico

$m_V$ : coefficiente di compressibilità

$k$ : coefficiente di compressibilità

$c_V$ : coefficiente di consolidazione primaria

$c_\alpha$ : coefficiente di consolidazione secondaria

SEM: Scanning Electron Microscope





# Riferimenti Bibliografici

Berardi, R. (2013). *Fondamenti di geotecnica*. Citta Studi edizioni.

Bongiolo, F. (2012). La presenza di depositi torbosi nell'area Euganea: genesi e implicazioni ambientali

Calderoni, G., Castiglioni, G. B., Foddai, D., Gallo, S., Lombardo, M., Miola, A., & Zangheri, P. (1996). Paleoenvironmental features of a peri-Euganean (Padua, Northern Italy) depression during the Late Quaternary: first results. *Il Quaternario*, 9(2), 667-670.

Díaz-Rodríguez, J. A., & González-Rodríguez, R. (2013, September). Influence of diatom microfossils on soil compressibility. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 325-328). Presses des Ponts, Paris, France.

Hamm, C. E., Merkel, R., Springer, O., Jurkojc, P., Maier, C., Prechtel, K., & Smetacek, V. (2003). Architecture and material properties of diatom shells provide effective mechanical protection. *Nature*, 421(6925), 841-843.

Hoang, N. Q., Kim, S. Y., & Lee, J. S. (2022). Compressibility, stiffness and electrical resistivity characteristics of sand–diatom mixtures. *Géotechnique*, 72(12), 1068-1081.

Perisic, G. A., Ovalle, C., & Barrios, A. (2019). Compressibility and creep of a diatomaceous soil. *Engineering Geology*, 258, 105145.

Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M., & Locat, J. (2002). Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils. *Soils and Foundations*, 42(3), 1-17.

Stegagno, G. (1901). Alcuni cenni sui Laghi Euganei ed in particolare sul Lago d'Arquà-Petrarca. *Boll. Soc. Geogr. Ital. Fasc. IV*. Roma

Tolomio, C., Moschin, E., Ceschi Berrini, C., Moro, I., De Apollonia, F. (2001). Guida alla conoscenza dei micro- guida alla conoscenza dei microorganismi vegetali nelle terme euganee. *Università degli Studi di Padova, Italia – Università degli Studi di Padova, Italia – Dipartimento di Biologia*

Zhang, X., Liu, X., Xu, Y., Wang, G., & Ren, Y. (2023). Compressibility, permeability and microstructure of fine-grained soils containing diatom microfossils. *Géotechnique*, 1-15.

