



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile

Compressibilità e conducibilità idraulica di un terreno argilloso additivato con cenere volante

Compressibility and hydraulic conductivity of a clayey soil treated with fly ash

Relatore:

Prof.ssa **Marta Di Sante**

Tesi di Laurea di:

Martina Ferraro

Anno accademico 2022-2023

Indice

1. Oggetto e scopo della tesi	4
2. Stato dell'arte.....	5
2.1 Stabilizzazione dei terreni argillosi con calce	5
2.2 Stabilizzazione dei terreni con prodotti di scarto	6
3. Materiali e metodi	8
3.1 Caratterizzazione terreno oggetto di studio	8
3.2 Microstruttura del terreno oggetto di studio	10
3.3 Caratterizzazione della fly ash oggetto di studio	12
3.4 Microstruttura della fly ash	13
3.5 Prova di compattazione Proctor	16
3.6 Prova di conducibilità idraulica	18
3.7 Prova di compressione edometrica	20
4. Risultati sperimentali.....	24
4.1 Densità secca.....	24
4.2 Conducibilità idraulica.....	25
4.3 Compressibilità	26
4.4 Microstruttura.....	49
5. Conclusioni.....	52
Bibliografia	53
Ringraziamenti	54

1. Oggetto e scopo della tesi

Negli ultimi anni, i materiali leganti ecosostenibili stanno assumendo un ruolo sempre più rilevante nel panorama ingegneristico, in quanto possono contribuire significativamente alla transizione verso un'economia circolare.

Lo scopo della presente tesi è quello di indagare le caratteristiche geotecniche di un terreno argilloso trattato col 4% di cenere volante, con particolare riferimento alla conducibilità idraulica ed alla compressibilità del terreno stabilizzato. I risultati verranno confrontati con quelli ottenuti trattando lo stesso terreno con la stessa quantità di calce.

A tal fine, viene inizialmente presentato lo stato dell'arte, dedicato alla revisione della letteratura scientifica e degli studi condotti in questo stesso campo di ricerca, ovvero la stabilizzazione dei terreni con calce e con prodotti di scarto.

A seguire, nel capitolo "Materiali e metodi" vengono fornite informazioni dettagliate sui materiali utilizzati e sulle procedure sperimentali adottate. In particolare, per la descrizione della microstruttura del terreno argilloso e della cenere volante, sono state eseguite osservazioni SEM (Scanning Electron Microscopy) ed analisi di Diffrazione a raggi X. Queste tecniche risultano utili rispettivamente per la formazione di immagini relative alla struttura morfologica e per la determinazione della composizione mineralogica dei materiali.

I campioni impiegati nella ricerca sono stati confezionati con il metodo di compattazione Proctor Standard, sono state eseguite in seguito prove di conducibilità idraulica per la valutazione dell'andamento della permeabilità nel corso della stagionatura e prove edometriche per caratterizzare la compressibilità della miscela.

Infine, nel capitolo 4 vengono presentati i risultati sperimentali ottenuti in seguito all'aggiunta della fly ash al terreno.

2. Stato dell'arte

2.1 Stabilizzazione dei terreni argillosi con calce

La tecnica della stabilizzazione dei terreni nasce come risposta alla necessità di utilizzare anche quei terreni che, per le loro proprietà intrinseche, non sono ottimali per le applicazioni di ingegneria geotecnica. In tali casi, mediante l'aggiunta di agenti chimici o materiali pozzolanici, la plasticità del suolo può essere ridotta e le proprietà di resistenza alla compressione e portanza migliorate.

Tra i tradizionali agenti stabilizzanti si annoverano la calce ed il cemento. In particolare, la calce agisce apportando ioni di calcio ai suoli argillosi, innescando così reazioni di scambio cationico. Ciò comporta la flocculazione delle particelle, cioè la loro aggregazione. Questi processi avvengono generalmente entro poche ore e sono seguiti, nel lungo termine, dalla reazione del calcio con la silice e l'allumina, presenti nella frazione argillosa per formare prodotti pozzolanici di reazione: i silicati e gli alluminati di calcio idrati. Tali prodotti, detti anche di cementazione, contribuiscono al significativo aumento di resistenza ed alla riduzione della deformabilità del terreno di partenza.

Il processo attraverso il quale un materiale legante si diffonde nel terreno, formando una struttura solida, è chiamato "cementazione diffusa" e prevede la migrazione dei Ca^{2+} nella struttura a strati dell'argilla. L'entità con cui ciò avviene dipende principalmente dal potenziale chimico, ossia il gradiente di concentrazione del calcio tra il nucleo e la superficie esterna. Fu Stocker, a partire dall'anno 1972 che iniziò a discutere ampiamente di tale processo, studiando un terreno argilloso stabilizzato con calce, con dosaggi del 3% e 15% in peso su peso secco del terreno. Osservò che la reazione tra $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e l'argilla produce prodotti di reazione uniformemente distribuiti che comportano la cementazione del sistema terreno-acqua-legante.

Diversi fattori possono influenzare le proprietà di un terreno stabilizzato, quali il dosaggio dello stabilizzante, le condizioni di miscelazione, il metodo di compattazione, la polverizzazione, il periodo dell'anno in termini di condizioni climatiche.

Indipendentemente da ciò, si può affermare che la maggior parte dei terreni argillosi può essere stabilizzata con successo aggiungendo leganti come la calce o il cemento Portland.

Tuttavia è anche importante evidenziare che la loro produzione causa significative emissioni di CO₂ (come ad esempio 1006,5 kg di CO₂/tonnellata di calce prodotta) e problemi ambientali legati all'estrazione della materia prima per la loro produzione.

2.2 Stabilizzazione dei terreni con prodotti di scarto

Un aspetto negativo dell'industrializzazione consiste nella produzione di rifiuti industriali, il cui smaltimento non solo è oneroso ma ha un forte impatto negativo sull'ambiente. Una possibile soluzione, per affrontare tali problemi, è il riutilizzo di tali rifiuti nell'industria delle costruzioni. Infatti, quest'ultimi possono essere impiegati come additivi nei materiali, come ad esempio il calcestruzzo, o per la stabilizzazione dei terreni. Tali pratiche di reimpiego riducono la quantità di rifiuti destinati allo smaltimento, offre vantaggi in termini di conservazione delle risorse producendo prodotti finali ecologici ed economici.

Recentemente, sono state eseguite ricerche che hanno analizzato la stabilizzazione del terreno mediante l'utilizzo di sottoprodotti come la cenere volante (fly ash), cenere di buccia di riso, scarti di funghi, sansa umida di olive, polvere di marmo e scoria granulata d'altoforno.

Nel particolare, gli studi condotti su campioni di argilla trattati con fly ash hanno evidenziato i seguenti risultati:

1. il DFS (variazione di volume di un terreno argilloso quando passa da uno stato saturo ad uno stato non saturo) diminuisce a causa della natura pozzolanica e non espansiva della cenere volante oltre che per l'aumento delle particelle grandi e per la riduzione dell'area della superficie specifica. Questa diminuzione implica una minore tendenza del terreno a subire variazioni volumetriche significative;
2. l'MDD (densità massima che il terreno può raggiungere quando compattato) diminuisce;
3. il pH aumenta;
4. l'UCS (resistenza a compressione del terreno non confinato) aumenta grazie alla natura pozzolanica della fly ash, che porta alla formazione di composti cementizi ed ad una buona adesione. Viene quindi incrementata la resistenza complessiva a compressione del provino;

5. l'indice CBR (rapporto fra il carico necessario a far penetrare un pistone all'interno di un provino confinato ed un carico di riferimento) risulta aumentato grazie alla modifica della struttura.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, è stato dimostrato che l'incorporazione della fly ash come sostituto parziale del cemento Portland, aumenta la durabilità degli elementi strutturali. Questo avviene in quanto il materiale pozzolanico, durante la reazione di idratazione, reagisce con l'idrossido di calcio, formando silicato di calcio idrato. Tale processo può ridurre la dimensione dei pori dei prodotti di idratazione cristallina e rendere la microstruttura del calcestruzzo più uniforme.

Tuttavia ci sono ancora pochi studi che investigano l'influenza della finezza della cenere volante sulla struttura porosa e sulla microstruttura della pasta di cemento e ancora meno sono i risultati dell'applicazione geotecnica della fly ash per la stabilizzazione dei terreni

3. Materiali e metodi

3.1 Caratterizzazione terreno oggetto di studio

Nell'ambito ingegneristico, i terreni possono essere suddivisi in quattro categorie che variano in base alla dimensione dei grani:

- ghiaia (dimensione compresa tra 2 e 60 mm),
- sabbia (dimensione compresa tra 60 μm e 2 mm),
- limo (dimensione compresa tra 2 e 60 μm),
- argilla (dimensione inferiore ai 2 μm).

La ghiaia e la sabbia sono considerati terreni incoerenti o a grana grossa, mentre rientrano nei terreni coesivi o a grana fine, il limo e l'argilla.

Nello studio di un campione di terreno è possibile condurre un'analisi granulometrica tramite l'utilizzo di setacci in accoppiamento alla sedimentazione (aerometria), il cui risultato fornisce la distribuzione percentuale delle classi di dimensione dei grani presenti. Questa distribuzione prende il nome di curva granulometrica, che mette in relazione la dimensione in millimetri dei grani (asse delle ascisse, rappresentata in scala logaritmica) e la percentuale di trattenuto o passante, ovvero la percentuale di particelle che rimangono trattenute o sono capaci di attraversare ciascun setaccio durante la setacciatura. Il risultato grafico ottenibile dalla fase di sedimentazione è analogo poichè sfrutta la legge di Stokes.

Il terreno oggetto di studio proviene dalla località di San Giovanni Teatino (SGT), in provincia di Chieti ed è un terreno argilloso, classificato come CL secondo il sistema USCS-ASTMD2487-93 ed è caratterizzato da una percentuale di fine pari al 97%, una percentuale di sabbia pari al 3% e la frazione argillosa è pari al 39%. Nella figura 1 viene mostrata la relativa curva granulometrica.

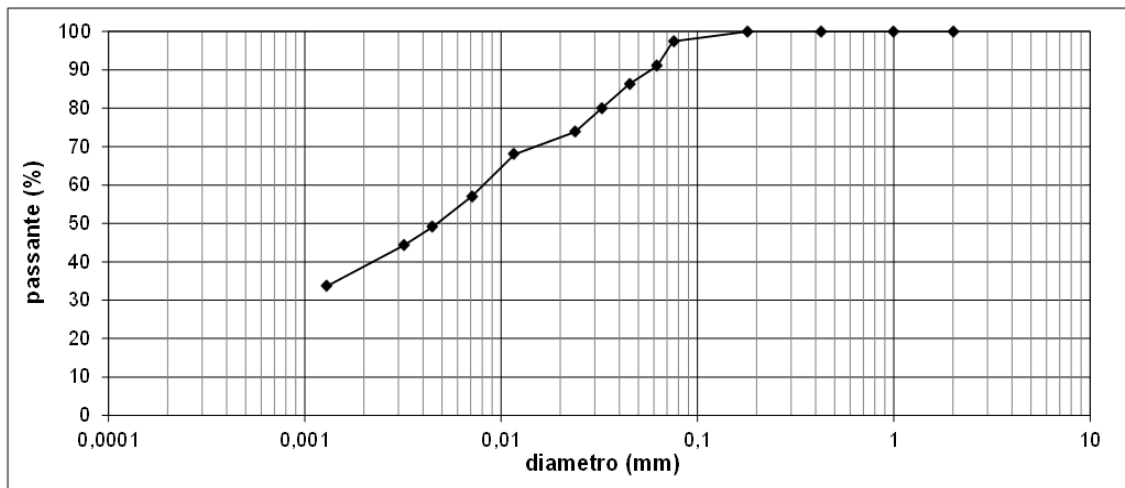


Figura 1 - Curva granulometrica del campione di terreno SGT

In generale, l'argilla è caratterizzata da particelle che hanno una forma lamellare ed i cui cristalli sono formati da strati di silice e di allumina. All'interno del reticolo, gli ioni di carica positiva (come silicio, alluminio, potassio, magnesio ecc..) occupano una posizione interna, mentre gli ioni di ossigeno, che hanno una carica negativa, si trovano esternamente. Di conseguenza, sebbene la particella di argilla, nel suo complesso, sia neutra, presenta una carica negativa superficiale. Dunque, risulta significativo il parametro della superficie specifica, in quanto la carica elettrica è correlata all'area superficiale delle particelle.

La forza di superficie che si genera, può dare luogo all'interazione con l'acqua e gli ioni presenti in essa. Nello specifico, vi è attrazione tra le particelle di argilla (strato elettrico negativo) e gli atomi di idrogeno delle molecole di acqua (strato elettrico positivo) che danno luogo alla formazione di una distribuzione di cariche chiamato doppio strato elettrico.

In generale possiamo quindi affermare che il comportamento delle argille è fortemente dipendente dall'acqua.

Risulta pertanto, fondamentale confrontare i valori del contenuto d'acqua del terreno con i valori di riferimento che definiscono i limiti del comportamento del terreno, noti come limiti di Atterberg o limiti di consistenza. A tal fine, è opportuno determinare il limite plastico w_p (che indica il contenuto d'acqua che separa il passaggio dallo stato semisolido al plastico) ed il limite liquido w_L (che indica il contenuto d'acqua che separa il passaggio dallo stato plastico al fluido) e, sulla base di questi, calcolare l'indice di plasticità I_p (ovvero la differenza tra il limite liquido e quello plastico) che rappresenta il campo di contenuto d'acqua nel quale il terreno ha un comportamento plastico.

Per il terreno SGT risulta in particolare che:

- limite liquido $w_L = 40$
- limite plastico $w_P = 20$
- indice di plasticità $I_p = 20$

Il minerale argilloso caratterizzato da tali valori è la Caolinite.

3.2 Microstruttura del terreno oggetto di studio

Il microscopio elettronico a scansione (SEM, Scanning Electron Microscope) è costituito da una camera operante ad un elevato valore di vuoto, nel quale il campione viene sottoposto all'interazione con un fascio elettronico ad elevata energia. Questo processo genera segnali utilizzabili per la formazione delle immagini relative alla struttura morfologica del campione che saranno utili per lo studio della sua composizione chimico fisica.

Nel particolare, il microscopio utilizza un fascio elettronico generato da una sorgente, che viene focalizzato da un sistema di lenti elettromagnetiche e, mediante un sistema di deflessione, viene poi inviato verso il campione. Il segnale prodotto dall'interazione tra il campione ed il fascio viene raccolto da dei rilevatori e trasferito alla griglia di controllo di un tubo a raggi catodici, in cui il segnale modula l'intensità del fascio elettronico, generando il contrasto dell'immagine finale.

Nel caso specifico del terreno SGT, l'osservazione al SEM è stata eseguita con il microscopio Philips modello XL 20, da cui sono state ricavate le immagini presentate nella figura 2 e 3.

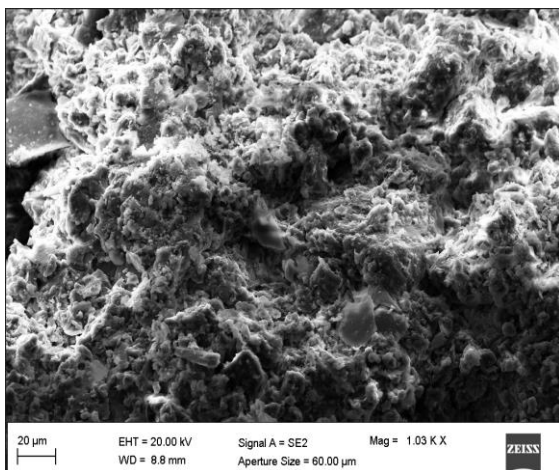


Figura 2 - Immagine SEM del terreno SGT (1000X)

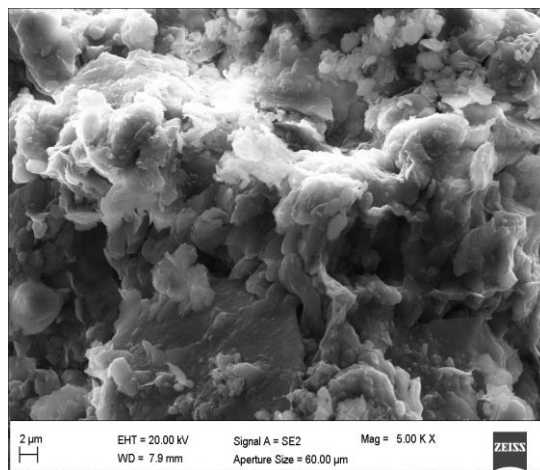


Figura 3 - Immagine SEM del terreno SGT (5000X)

Tramite l'utilizzo dello stesso strumento, è stata anche eseguita un'analisi spettroscopica EDS (Energy Dispersive X-ray Spectroscopy). Più precisamente, è stata sfruttata l'interazione energetica tra i raggi X ed il materiale al fine di individuare gli elementi chimici costituenti il campione di terreno.

Questa microanalisi tramite raggi X si basa sul principio secondo il quale, quando un elettrone primario interagisce in modo non elastico con il campione, provoca l'espulsione di un elettrone delle orbite interne. Il successivo riassetamento può generare l'emissione di raggi X caratteristici, dai quali è possibile risalire al/agli elementi che li hanno generati e che, di conseguenza, sono presenti nel campione.

Per il terreno SGT sono stati rilevati i seguenti elementi: silicio, alluminio, calcio, ferro, magnesio, potassio, sodio, titanio, zolfo, idrogeno e ossigeno, come mostrato nella figura 4.

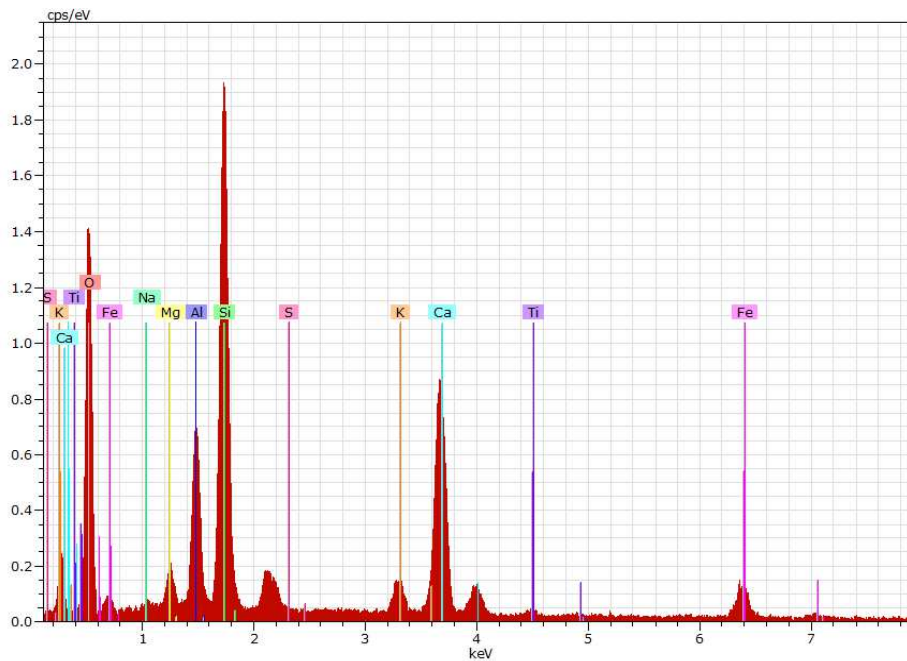


Figura 4 - Elementi risultanti dall'analisi EDS del terreno SGT

3.3 Caratterizzazione della fly ash oggetto di studio

La cenere volante che è stata oggetto di studio è stata fornita dalla General Admixtures, un impianto chimico situato nella località di Ponzano.

Questo materiale, noto anche come “Micro-Pozz PFA”, viene classificato come un’aggiunta minerale ad elevata attività pozzolanica, rispetta i requisiti previsti dalle Norme tecniche ed è dotato di marcatura CE. Dalla scheda tecnica è possibile ricavare altre informazioni, come ad esempio il fatto che il suo utilizzo, grazie ai notevoli benefici ambientali che comporta, consente di aggiungere una “Etichetta Verde” alla costruzione. Al contempo, offre anche benefici economici, in quanto il suo impiego permette l’ottimizzazione del dosaggio dei componenti (legante, aggiunte minerali, sabbie e attivi) con conseguente riduzione dei costi.

In aggiunta, è compatibile con tutti i tipi di cemento conformi alla norma EN 197-1 e con additivi come superfluidificanti a base acrilica, superfluidificanti e riduttori di ritiro, inibitori di corrosione, acceleranti, ritardanti, idrofobizzanti, agenti espansivi e fibre.

3.4 Microstruttura della fly ash

Così come per il terreno SGT, anche la microstruttura e gli elementi costituenti della fly ash sono stati studiati grazie al SEM e all'analisi EDS (illustrate in modo più dettagliato nel paragrafo 3.2).

Dall'analisi SEM sono state ottenute delle immagini che mostrano che le ceneri sono composte da particelle di dimensioni microniche di forma sferoidale.

In seguito, vengono riportate le immagini acquisite nel corso delle osservazioni al SEM, che mostrano la microstruttura e forniscono la misura del diametro delle particelle, a diversi ingrandimenti.

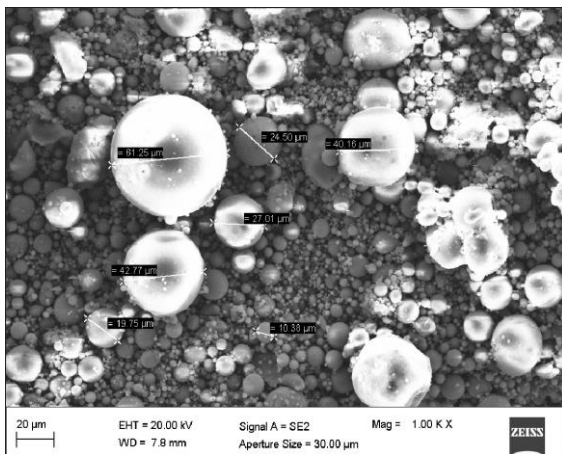


Figura 5 - Immagine SEM della Fly Ash, diametri compresi tra 10.38 μm e 61.25 μm

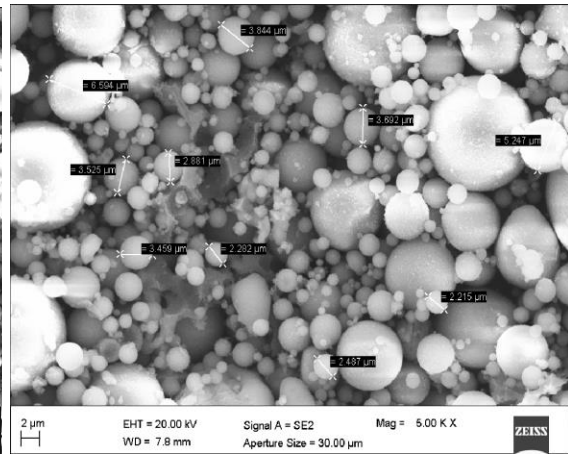


Figura 6 - Immagine SEM della Fly Ash, diametri compresi tra 2.22 μm e 6.59 μm

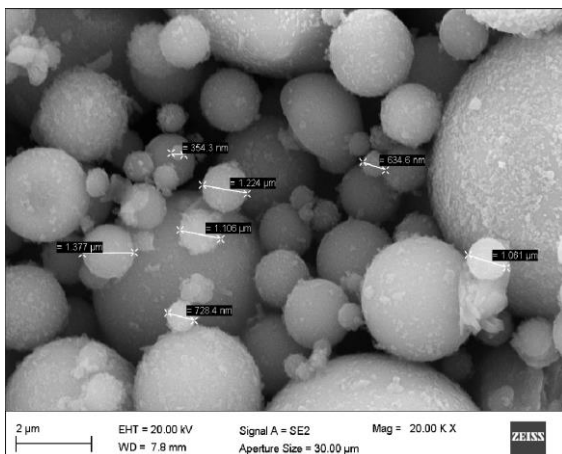


Figura 7 - Immagine SEM della Fly Ash, diametri compresi tra 1.38 μm e 354.3 nm

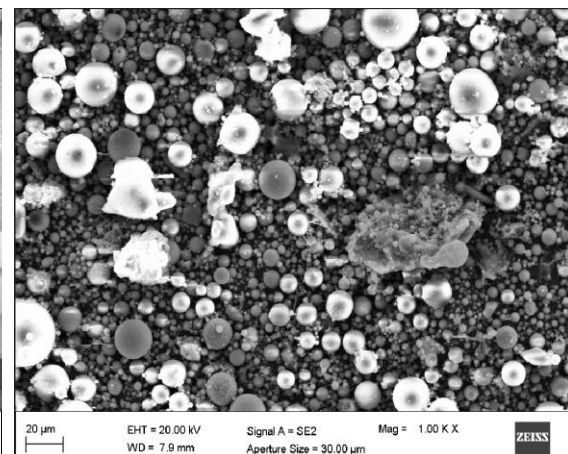


Figura 8 - Immagine SEM della Fly Ash

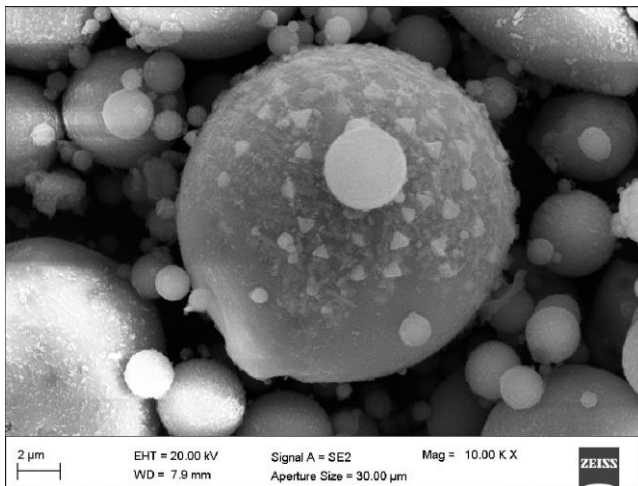


Figura 9 - Immagine SEM della Fly Ash

Per quanto riguarda la spettroscopia EDS, sono stati rilevati i seguenti elementi componenti della cenere volante: silicio, alluminio, ossigeno, ferro, calcio, potassio, magnesio, sodio, titanio e zolfo, come mostrato nella figura 10.

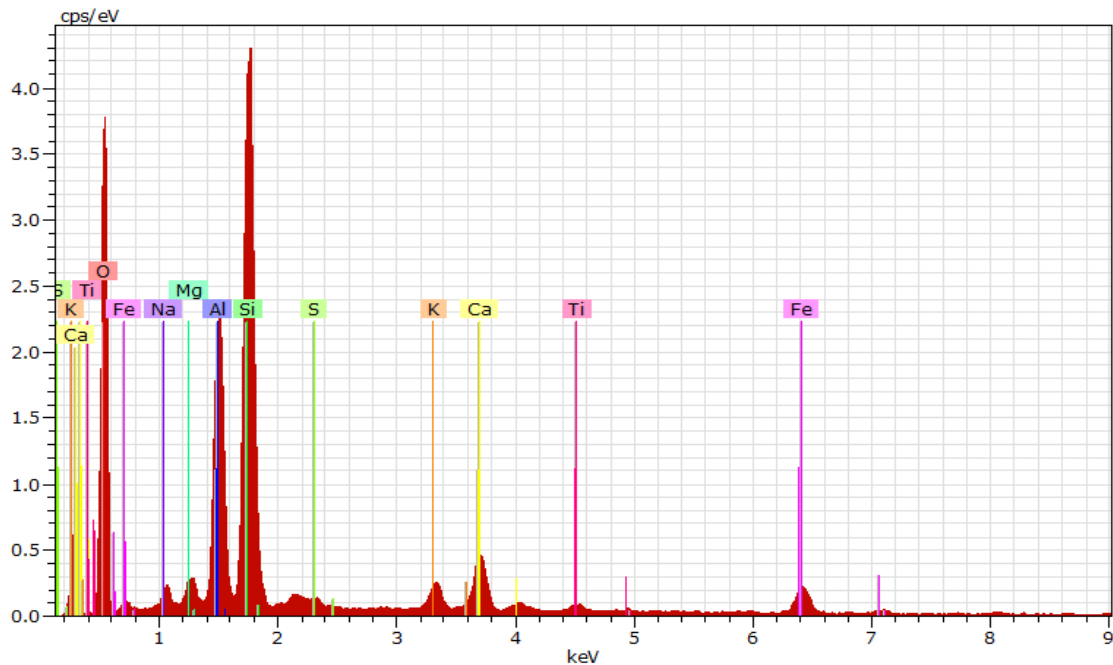


Figura 10 - Elementi risultanti dall'analisi EDS della Fly Ash

Inoltre, per la cenere volante, è stata anche eseguita una diffrazione a raggi X (XRD) che risulta essere uno strumento utile per la determinazione della composizione mineralogica dei materiali, soprattutto nel caso delle argille, per le quali le pratiche petrografiche tradizionali risultano insufficienti. Il principio su cui si basa tale pratica è che un fascio monocromatico di raggi X che attraversa un minerale è deviato dagli atomi

che costituiscono il minerale stesso. Ad un particolare angolo di incidenza, i raggi X sono in fase e producono un fascio secondario intensificato. Questo fenomeno è noto come diffrazione ed il fascio diffratto corrisponde alla riflessione del primo ordine. La diffrazione si verifica anche quando la differenza della distanza percorsa dai raggi X spostati da due strati di atomi adiacenti uguaglia due lunghezze d'onda.

La direzione del fascio primario di raggi X rimane costante perché il campione ruota attorno ad un asse normale al fascio primario. I fasci diffratti che arrivano sul detector, solidale con un goniometro, sono rappresentati come picchi su una carta. Il diffrattometro è progettato in modo che il braccio del goniometro ed il detector, solidale con esso, ruotino il doppio rispetto alla direzione del campione. Ogni angolo è corrispondente ad un reticolo cristallino che può essere associato ai minerali presenti.

Dall'analisi XRD effettuata nel caso specifico, sono stati identificati i seguenti composti: SiO₂ nella forma cristallina di quarzo, Mullite (formula chimica Al_{4.56} Si_{1.44} O_{9.72}) e l'ossido di calcio CaO (calce). Tali risultati vengono mostrati nella figura 11.

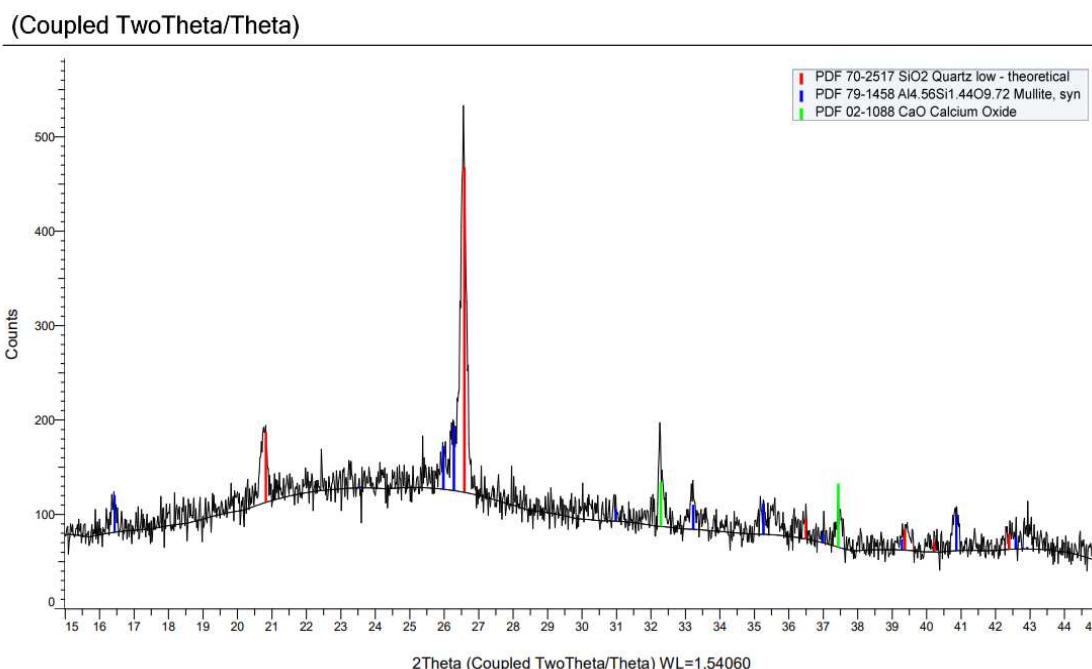


Figura 11 - Diffrattogramma della Fly Ash oggetto di studio

Per l'analisi XRD è stato utilizzato un diffrattometro Philips con generatore X PW1730, goniometro PW 1050/70 e radiazione CuK.

3.5 Prova di compattazione Proctor

Dopo aver sminuzzato il terreno essiccato all'aria e dopo averlo idratato fino a raggiungere il contenuto d'acqua desiderato, è stata aggiunta la cenere volante al sistema, mediante l'ausilio di un setaccio, per avere una distribuzione più uniforme del legante.

La miscela di suolo, acqua e cenere volante è stata compattata utilizzando la procedura Proctor Standard (ASTM D698-12). La prova, ideata dall'ingegnere americano Proctor, prevede la disposizione del suolo a strati all'interno di un recipiente metallico cilindrico (fustella), seguita dalla compattazione mediante l'uso di un pestello a caduta libera (figura 12). Facendo variare il contenuto d'acqua del terreno, w , mantenendo costante l'energia di costipamento e misurando la densità secca ottenuta ($\gamma_d = \text{Peso del secco} / \text{Volume totale}$) è possibile, interpolando le coppie di punti ($w; \gamma_d$) ottenuti, tracciare una curva che assume tipicamente la forma a campana. Il vertice della campana corrisponde al *maximum* della densità secca, che si verifica in corrispondenza di un certo contenuto d'acqua noto come *optimum*.

Generalmente in terreni come limi ed argille, all'aumentare della plasticità, aumenta il contenuto d'acqua *optimum* e diminuisce il peso di volume secco *maximum*. Inoltre, la permeabilità diminuisce all'aumentare del contenuto d'acqua per valori inferiori all'*optimum* e all'aumentare dell'energia di costipamento, in quanto viene incrementata la densità e l'orientazione delle particelle. Viceversa, la permeabilità aumenta per contenuti d'acqua superiori all'*optimum*.

Quando viene fornito accesso all'acqua, un campione compattato con un contenuto d'acqua inferiore all'*optimum* rigonfia maggiormente rispetto ad un campione compattato con un contenuto d'acqua maggiore all'*optimum* (a parità di pressione di contenimento), a causa di un minor grado di saturazione ed una distribuzione più disordinata delle particelle.

Infine, i campioni compattati con un contenuto d'acqua inferiore all'*optimum* presentano maggiore resistenza e rigidità rispetto a quelli compattati con contenuto d'acqua superiore all'*optimum*.

La procedura Proctor Standard richiede specifiche caratteristiche delle attrezzature e delle modalità di prova, che sono le seguenti:

- Diametro della fustella: 10,16 cm
- Altezza della fustella: 11,7 cm

- Volume della fustella: 945 cm³
- Diametro del pestello: 50,8 mm
- Peso del pestello: 2,5 kg
- Numero dei colpi per strato: 25
- Altezza caduta pestello: 30,5 cm
- Energia di costipamento: 6,05 kg · cm/cm³

Nel caso specifico dello studio, sono stati compattati campioni a strato unico, di diametro pari a 101 mm ed altezza di 40 mm (figura 13 e 14), che, successivamente, sono stati sigillati in sacchetti di plastica e stagionati ad una temperatura di 20±1°C. La miscela di suolo, acqua e legante utilizzata per il presente lavoro di tesi, è stata ottenuta frantumando il suolo essiccato all'aria fino ad una dimensione di 2 mm, aggiungendo la quantità d'acqua necessaria per raggiungere una percentuale di umidità pari al 20%. In seguito, è stato aggiunto il 4% in peso di fly ash mescolando fino ad ottenere una distribuzione uniforme (figura 15).



Figura 12 - Terreno dopo la compattazione con il pestello nella prova Proctor



Figura 13 - Campione ottenuto dalla prova Proctor con la fustella



Figura 14 - Campione ottenuto dalla prova Proctor



Figura 15 - Terreno della prova Proctor con umidità del 20% ed additivato con fly ash

3.6 Prova di conducibilità idraulica

La terra è un materiale permeabile in quanto contiene spazi vuoti che possono essere parzialmente o completamente occupati dall'acqua e può lasciarsi più o meno facilmente attraversare dall'acqua stessa. L'intensità di questo fenomeno varia notevolmente a seconda del tipo di terreno considerato e viene influenzato da diversi fattori, tra cui la dimensione dei grani, la distribuzione delle frazioni fini e l'eventuale presenza di discontinuità e fessure. Ciò comporta per il parametro permeabilità un campo di variabilità molto vasto, in generale si può affermare che:

- per la ghiaia pulita, la permeabilità k varia tra 10^{-2} a 1 m/s,
- per la sabbia grossa pulita, la permeabilità k varia tra 10^{-5} e 10^{-2} m/s,
- per la sabbia fine, la permeabilità k varia tra 10^{-6} e 10^{-4} m/s,
- per il limo, la permeabilità k varia tra 10^{-8} e 10^{-6} m/s,
- per l'argilla tenera, la permeabilità k è inferiore a 10^{-9} m/s,
- per l'argilla consistente fessurata, la permeabilità k varia tra 10^{-8} e 10^{-4} m/s.

Nel caso oggetto di studio, la permeabilità è stata valutata mediante una prova a carico variabile (ASTM D5084-10), in cui è stato misurato il volume d'acqua che ha attraversato il campione di terra, in un determinato periodo di tempo, sotto l'azione di un carico costante. A tal fine sono stati impiegati permeametri Trautwein a pareti flessibili, collegati ad un serbatoio d'acqua.

La cella che ha ospitato il campione durante la prova (figura 16 e 17) è stata allestita secondo il procedimento che segue:

- 1) collegamento della base con tre condotti e loro successiva saturazione: uno connesso alla buretta di ingresso, che funge da indicatore visivo del flusso in entrata, uno connesso alla buretta in uscita, che mostra il flusso in uscita e l'ultima connessa alla buretta della cella che consente il monitoraggio della variazione d'acqua all'interno della cella stessa.
- 2) Disposizione di una pietra porosa, che ha il compito di distribuire l'acqua in maniera uniforme, seguita da una carta filtro che previene l'occlusione dei pori della pietra da parte delle particelle di terreno.
- 3) Posizionamento del campione ottenuto dalla prova Proctor.
- 4) Disposizione di un'altra carta filtro e di una seconda pietra porosa.
- 5) Inserimento del supporto superiore dotato di bocchette collegate ai condotti di ingresso ed uscita dell'acqua.
- 6) Applicazione del silicone e della membrana che viene fatta aderire al campione grazie all'uso del tendimembrana e tramite l'utilizzo di una pompa a vuoto e successivamente sigillata con l'ausilio degli o-ring.
- 7) Disposizione del cilindro esterno in plexiglass, che viene successivamente riempito con acqua.
- 8) Chiusura della cella con il tappo superiore e tre tiranti di sigillatura.



Figura 16 - Montaggio della prova, fasi 1-5

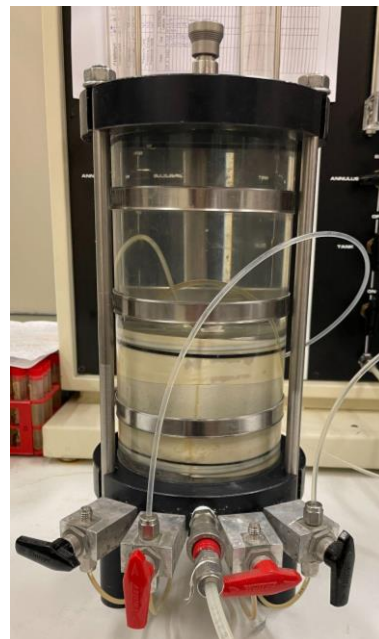


Figura 17 - Montaggio della prova completato

Prima di avviare le misurazioni, al fine del calcolo del coefficiente di permeabilità k , è necessario saturare il campione. Per il raggiungimento di tale scopo, vengono applicate due pressioni: una che caratterizza l'ingresso e l'uscita ed una che caratterizza la cella. Quest'ultime devono essere incrementate gradualmente fino a raggiungere i valori delle pressioni che verranno utilizzate durante la prova, ossia 43 psi per l'ingresso, 40 psi per l'uscita e 45 psi in cella per il confinamento del campione.

3.7 Prova di compressione edometrica

Le caratteristiche di compressibilità dei terreni vengono determinate mediante prove di compressione edometrica, ampiamente utilizzate poiché rappresentano la consolidazione naturale del terreno sotto il peso degli strati sovrastanti, in quanto si tratta di compressione assiale senza deformazioni laterali.

Nel caso oggetto di studio, è stata eseguita una prova edometrica ad incremento di carico (ASTM D24345-11) in cui il carico assiale è stato incrementato progressivamente e mantenuto costante per un adeguato periodo di tempo, al fine di completare la consolidazione del provino.

Nei terreni saturi, l'applicazione di un carico può causare variazioni di volume principalmente a causa del riaggiustamento delle particelle con l'espulsione del fluido. In particolare, in un'argilla satura, poiché l'acqua presente nei pori è incompressibile, un aumento uniforme della pressione totale provoca un immediato incremento identico della pressione interstiziale (ovvero la pressione che agisce attraverso il fluido). A sua volta, l'aumento della pressione interstiziale in una zona caricata, determina un movimento di allontanamento dell'acqua per ripristinare la pressione interstiziale iniziale mentre il volume dei vuoti del terreno diminuisce. Questo fenomeno è noto come consolidazione. Pertanto, durante la prova edometrica, si verifica una consolidazione monodimensionale e si misurano, contestualmente al processo di consolidazione, la velocità e l'entità degli assestamenti derivanti dalle variazioni di volume del campione.

Per ricavare il provino a partire dal campione ricostituito mediante la compattazione Proctor, è stato utilizzato il procedimento del trimming, che consiste nella graduale infissione di una fustella di diametro 50 mm e altezza 20 mm nel campione. Per garantire un adeguato campionamento, è necessario effettuare una rifilatura progressiva dei bordi del campione, in modo che la fustella possa penetrare internamente.

In seguito, è stata assemblata la cella edometrica (figura 18 - 19) seguendo tali passaggi:

1. disposizione di una pietra porosa saturo all'interno della cella,
2. posizionamento del provino ottenuto tramite trimming sopra alla pietra porosa,
3. collocazione di un anello metallico che viene fissato con bulloni e che costituisce l'alloggiamento del provino,
4. chiusura del dispositivo con una seconda pietra porosa saturo collegata alla testa di carico.

Successivamente, la cella deve essere posizionata sull'edometro (figura 20), che è costituito da un sistema di leve che consentono l'applicazione e l'amplificazione del carico tramite un perno solidale ad esse. Inoltre, è presente un micrometro con comparatore che consente la lettura degli abbassamenti.

La cella viene riempita per la prima metà d'acqua dopo 4 minuti e per la seconda metà dopo 15 minuti dall'applicazione del primo carico, al fine di saturare il provino.

Nello specifico sono stati utilizzati incrementi di carico con valori pari a 50-100-200-400-800-1600-3200 kPa, che sono stati applicati e mantenuti ciascuno per 24 ore. Al termine della fase di carico, si è proceduto con quella di scarico, in cui il valore dei carichi è stato ridotto da 3200 a 800 kPa, da 800 a 200 kPa e da 200 a 50 kPa. Infine, nella fase di ricarico, i carichi sono stati aumentati da 50 a 200 kPa, da 200 a 800 kPa e da 800 a 3200 kPa.

In ogni fase è fondamentale verificare costantemente che la leva sia orizzontalmente allineata, al fine di garantire il corretto valore di sforzo applicato sul provino.

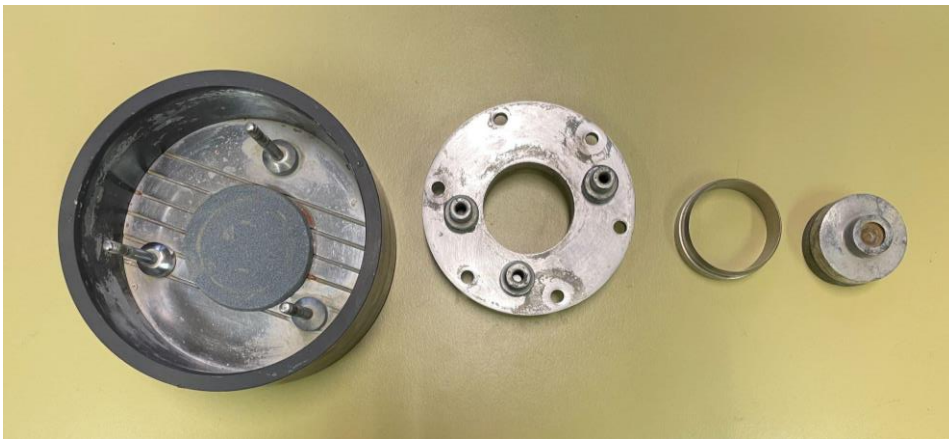


Figura 18 - Elementi componenti della cella



Figura 19 - Cella posta sull'edometro



Figura 20 - Edometro

Per ogni incremento di carico, è possibile rappresentare il cedimento del provino (asse delle ordinate) che varia in funzione del tempo (asse delle ascisse in scala logaritmica). Tale curva, nel caso dei terreni fini, presenta tipicamente una prima concavità verso il basso, una seconda concavità verso l'alto ed un terzo segmento lineare inclinato. Da questo andamento è possibile distinguere due diverse fasi nel processo di consolidazione:

1. consolidazione primaria che termina col raggiungimento del tempo t_{100} che viene determinato graficamente dall'intersezione tra la retta tangente al punto di flesso e quella che interpola l'ultimo tratto della curva. Il cedimento corrispondente al t_{100} è noto come cedimento di fine consolidazione (o cedimento primario).
2. Consolidazione secondaria che si sviluppa per tempi maggiori del t_{100} , in cui i cedimenti sono di natura viscosa.

Questa interpretazione è nota anche come il metodo di costruzione di Casagrande.

Esiste un metodo alternativo, ma meno diffuso, per l'individuazione dei cedimenti, noto come costruzione di Taylor. In questo caso, la curva varia in funzione dei cedimenti (asse delle ordinate) e della radice quadrata del tempo (asse delle ascisse). In questo contesto, il cedimento di fine consolidazione è quello corrispondente al tempo t_{90} , che può essere identificato dall'intersezione tra la retta interpolatrice e la retta con ascisse incrementate del 15%.

I risultati della prova edometrica vengono riportati sul grafico che mostra la relazione tra l'indice dei vuoti (e) e il logaritmo delle tensioni efficaci ($\log \sigma'$) oppure tra la deformazione assiale, (ϵ), e il logaritmo delle tensioni efficaci ($\log \sigma'$), al fine di ottenere la "curva di compressibilità". Tale curva è caratterizzata da un primo tratto, detto di ricomprensione, in cui le deformazioni sono di natura elastica ed un secondo tratto, detto di compressione, in cui le deformazioni sono principalmente plastiche. Inoltre, nel caso in cui si esegua lo scarico ed il ricarico dopo aver raggiunto un certo valore di tensione σ'_p , si osserva una fase di scarico in cui vengono recuperate in parte le deformazioni elastiche.

La tensione σ'_p , nota come pressione di consolidazione, rappresenta il massimo valore di tensione a cui è stato sottoposto il terreno. La sua determinazione può avvenire graficamente attraverso vari metodi, tra cui il più comune è quello di Casagrande.

In aggiunta, si possono individuare tre parametri che rappresentano la pendenza delle rette, ovvero: l'indice di ricomprensione (C_r) lungo il ramo di carico iniziale, l'indice di compressione (C_c) lungo il secondo tratto e l'indice di rigonfiamento (C_s) lungo il percorso di scarico e ricarico.

4. Risultati sperimentali

4.1 Densità secca

Il terreno utilizzato per il confezionamento dei tre campioni per il presente lavoro di tesi è stato sottoposto ad una serie di processi, iniziando con la frantumazione del terreno dopo l'essiccamento all'aria, l'idratazione fino al raggiungimento del 20% di umidità e l'aggiunta di fly ash come additivo in condizioni *wet*. A seguito dell'aggiunta del legante e dopo la compattazione, si è osservato che la percentuale di umidità è diminuita al 19,6% nel primo campione, al 18,8% nel secondo ed al 18,6% nel terzo.

Quando i terreni vengono trattati con leganti tradizionali, si ha tipicamente una riduzione dell'umidità percentuale. Questo fenomeno è stato riscontrato anche con l'aggiunta della cenere volante, con un abbassamento di circa l'1% del valore di contenuto d'acqua, *w*. Ciò potrebbe essere attribuito all'immediata idratazione del CaO presente nella fly ash, che essendo una reazione esotermica, è in grado di accelerare le successive reazioni pozzolaniche.

I campioni ottenuti attraverso il procedimento Proctor Standard del suolo SGT additivato col 4% di fly ash sono stati confrontati con le curve di compattazione del suolo non additivato e del suolo additivato col 4% di calce viva, come mostrato nella figura 21. I risultati ottenuti evidenziano che, per lo stesso valore di *w*, la densità secca del terreno non trattato (rappresentata dalla curva in grigio) è più simile a quella del terreno additivato con la fly ash (rappresentata dai punti in rosso), mentre la densità secca ottenuta per il terreno trattato con la calce viva è leggermente inferiore rispetto agli altri campioni.

Si può inoltre affermare che le caratteristiche di compattazione del suolo trattato con la cenere volante garantiscono un peso specifico secco sufficientemente elevato poiché superiore al valore di riferimento solitamente utilizzato per le specifiche tecniche di interventi di stabilizzazione, calcolato pari al 90% della massima densità secca ottenuta per i campioni stabilizzati con il legante tradizionale (vedi linea in nero in Figura 21).

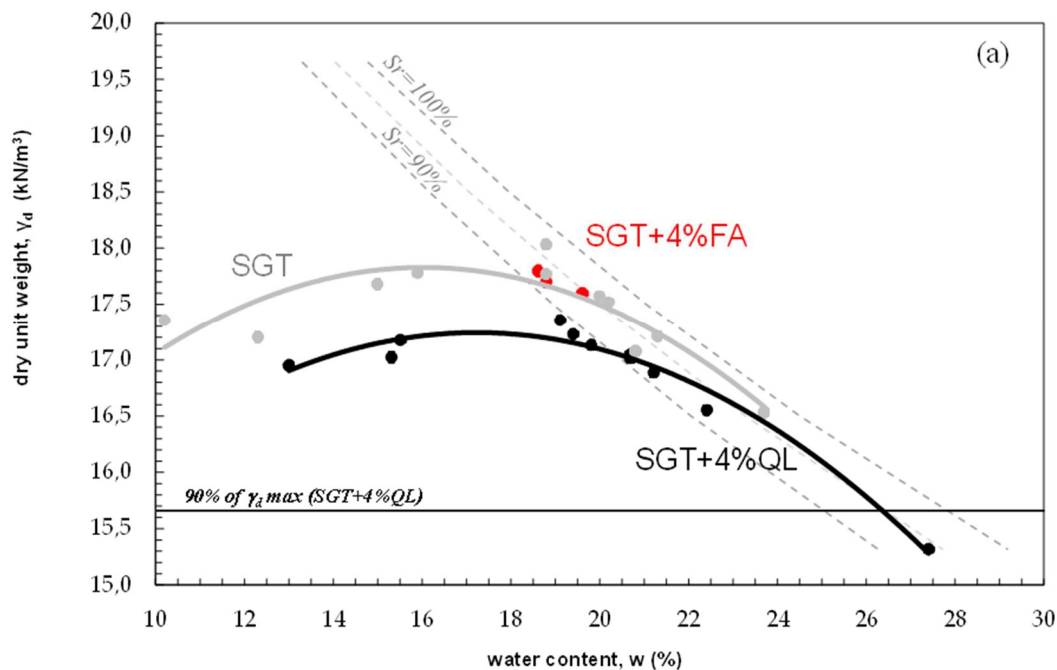


Figura 21 - Confronto delle curve di compattazione del terreno SGT non additivato, additivato con calce con individuazione dei campioni compattati dopo aggiunta di fly ash (in rosso)

Come precedentemente indicato nel capitolo 3.5, è fondamentale tenere presente che l'aumento della densità solitamente conduce ad un aumento della resistenza, una diminuzione della compressibilità, una riduzione della permeabilità ed un ridotto potenziale di liquefazione.

4.2 Conducibilità idraulica

Nella prova di conducibilità idraulica, il campione del terreno SGT additivato col 4% di fly ash è stato sottoposto a filtrazione in permeametro a pareti flessibili, iniziando il test il giorno successivo al confezionamento e protraendo il test nei successivi 50 giorni. Nelle prime misurazioni, la conducibilità idraulica (k) ha assunto valori pari a $3 \cdot 10^{-9}$ m/s, che successivamente sono gradualmente diminuiti fino a raggiungere un valore pari a $6 \cdot 10^{-10}$ m/s dopo un periodo di circa 40 giorni (come rappresentato nella figura 22). Tale andamento è tipico dei terreni trattati con calce ed è di solito causato dalla formazione dei prodotti pozzolanici amorfi che riempiono parzialmente la porosità del materiale

inizialmente aumentata, a seguito della reazione di scambio cationico. Conseguentemente, si può dedurre che il CaO presente nella cenere volante, quando viene aggiunto ad un terreno con un'elevata frazione di argilla, è in grado di innescare una serie di reazioni simili a quelle che si verificano con l'utilizzo della calce.

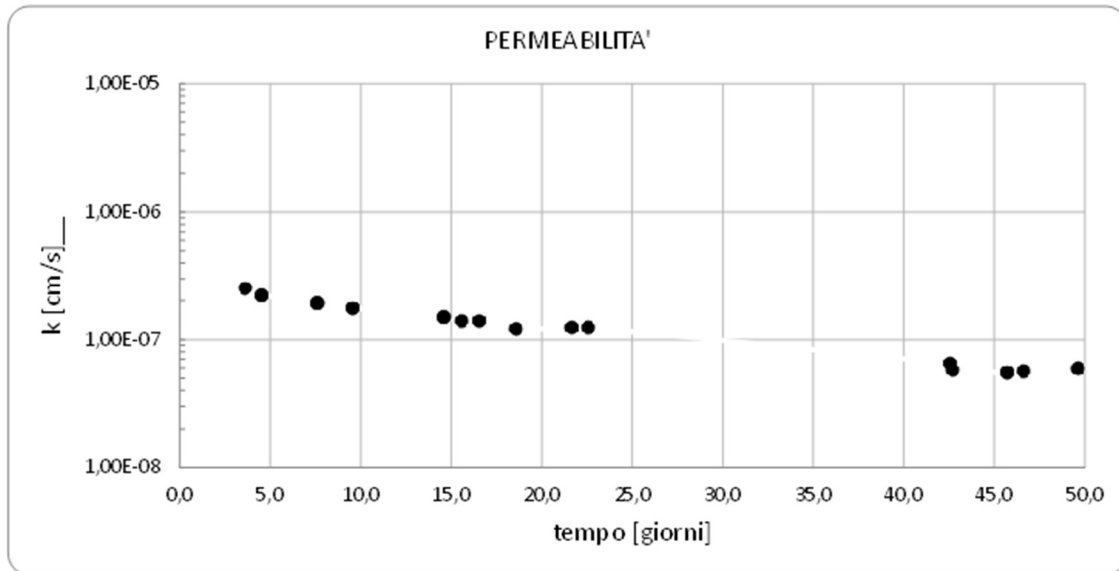


Figura 22 - Andamento della conducibilità idraulica per terreno il SGT additivato con il 4% di fly ash al progredire della stagionatura

Inoltre, è stato osservato che il valore di k nel terreno SGT additivato con fly ash è maggiore di 1-2 ordini di grandezza rispetto a quello del terreno non additivato, il quale presenta una conducibilità idraulica pari a $5 \cdot 10^{-11}$ m/s.

Tuttavia, è bene puntualizzare che, per la stima dell'andamento di k nel tempo del terreno SGT additivato con fly ash, non sono stati considerati tutti i valori misurati durante la prova. Il motivo di tale esclusione risiede nell'aver registrato, durante alcune misure, una discrepanza troppo ampia tra il volume d'acqua in ingresso e quello in uscita (in ml), nonostante siano stati esclusi malfunzionamenti dei dispositivi utilizzati.

4.3 Compressibilità

Nella figura 23 viene mostrato, in relazione alla pressione verticale efficace applicata, l'andamento della deformazione assiale (in percentuale), derivante dalla prova di compressione unidimensionale eseguita a 7 giorni di stagionatura per tre provini

confezionati con il terreno SGT: il primo non additivato (curva in grigio), il secondo additivato col 4% di fly ash (curva in rosso) ed il terzo additivato con il 4% di calce (curva in nero). Risulta evidente che la deformazione assiale viene ridotta da entrambi i leganti. In particolare, all'aumentare dello sforzo assiale, il suolo non trattato presenta una deformazione assiale massima del 19%, che si riduce al 13% ed al 7% nel caso dell'aggiunta, rispettivamente, di fly ash e calce.

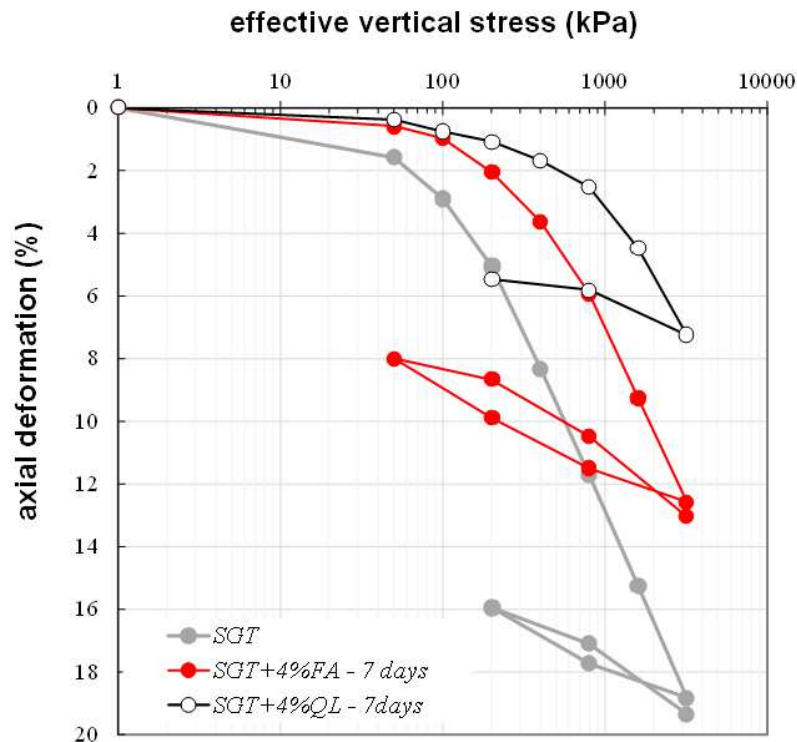


Figura 23 - Curve di compressibilità del terreno SGT non additivato, additivato con fly ash e additivato con calce ottenute per prove edometriche iniziate a 7 giorni di stagionatura

Nel confronto tra i risultati ottenuti nella prova eseguita sul provino di terreno SGT non additivato e su quello additivato col 4% di fly ash, con stagionatura di 7 giorni, è emerso che:

- nell'intervallo di carico verticale efficace compreso tra 50 e 100 kPa (valori tipici per la progettazione di opere di terra), la deformazione assiale si è ridotta di circa 3 volte.
- Nell'intervallo di carico verticale efficace compreso tra 200 e 400 kPa, la deformazione assiale si è ridotta di circa 2,5 volte.

- Nell'intervallo di carico verticale efficace compreso tra 800 e 1600 kPa, la deformazione assiale si è ridotta di circa 2 volte.
- Per il carico efficace pari a 3200 kPa, la deformazione assiale si è ridotta di 1,5 volte.

Anche i cedimenti primari risultano ridotti nel caso del terreno SGT additivato con fly ash, rispetto al terreno SGT non additivato. Difatti, per il carico pari a 800 kPa, il cedimento si è ridotto da 2,18 a 1,08 mm; per il carico di 1600 kPa, si è ridotto da 2,84 a 1,65 mm ed infine, per il carico di 3200 kPa, si è ridotto da 3,51 a 2,3 mm. Tali valori fanno riferimento alla costruzione di Casagrande che viene mostrata in seguito, prima per il terreno non trattato ed a seguire per il terreno trattato con la cenere volante.

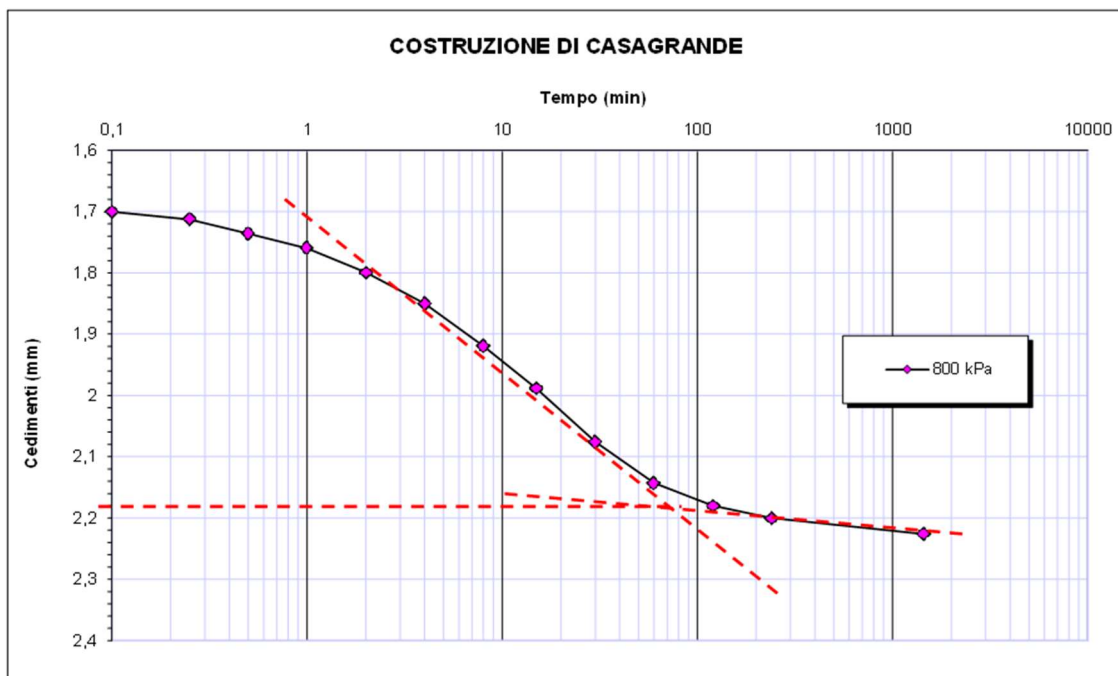


Figura 24 - Terreno SGT non additivato, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

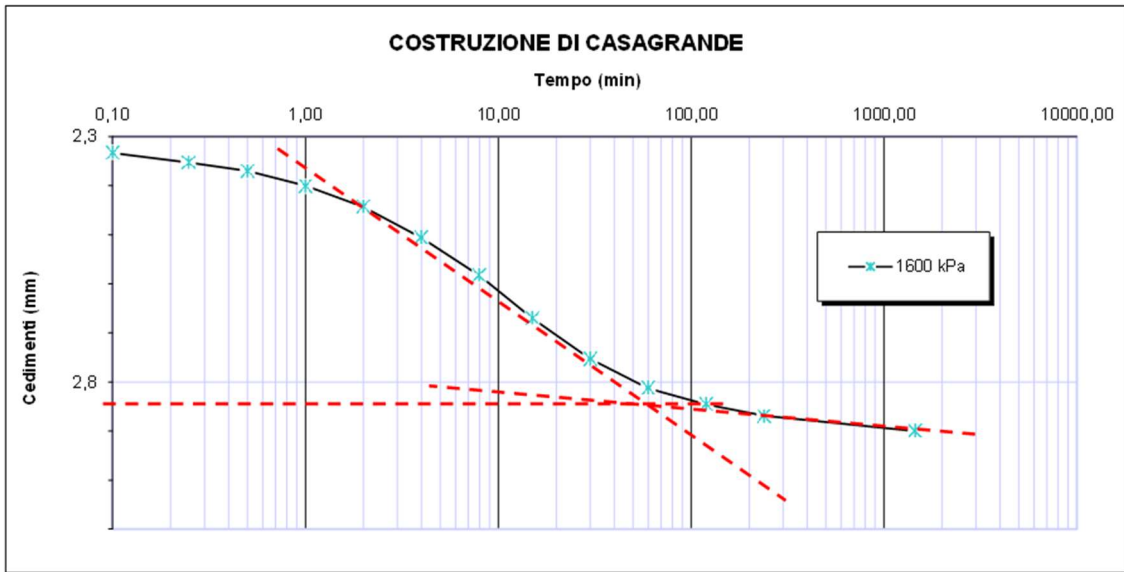


Figura 25 - Terreno SGT non additivato, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

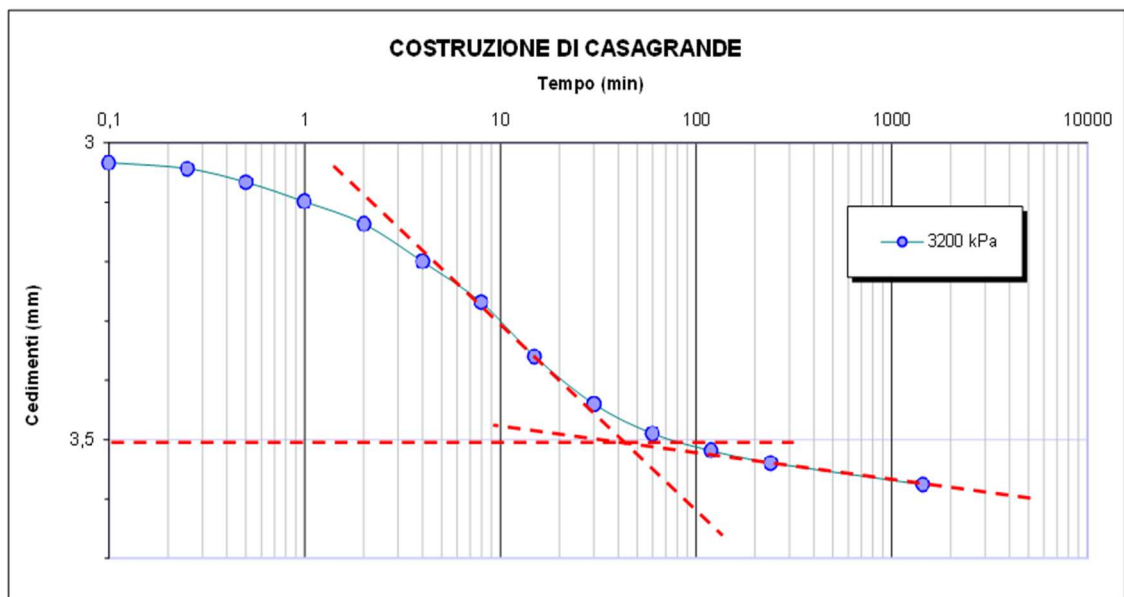


Figura 26 - Terreno SGT non additivato, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

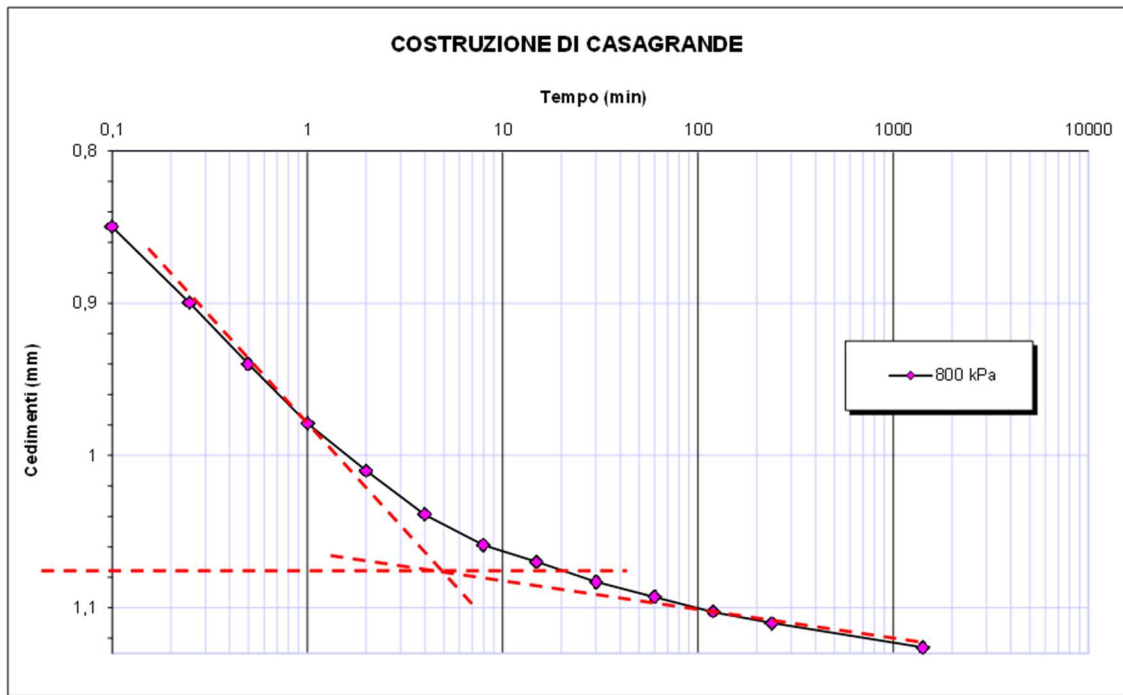


Figura 27 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

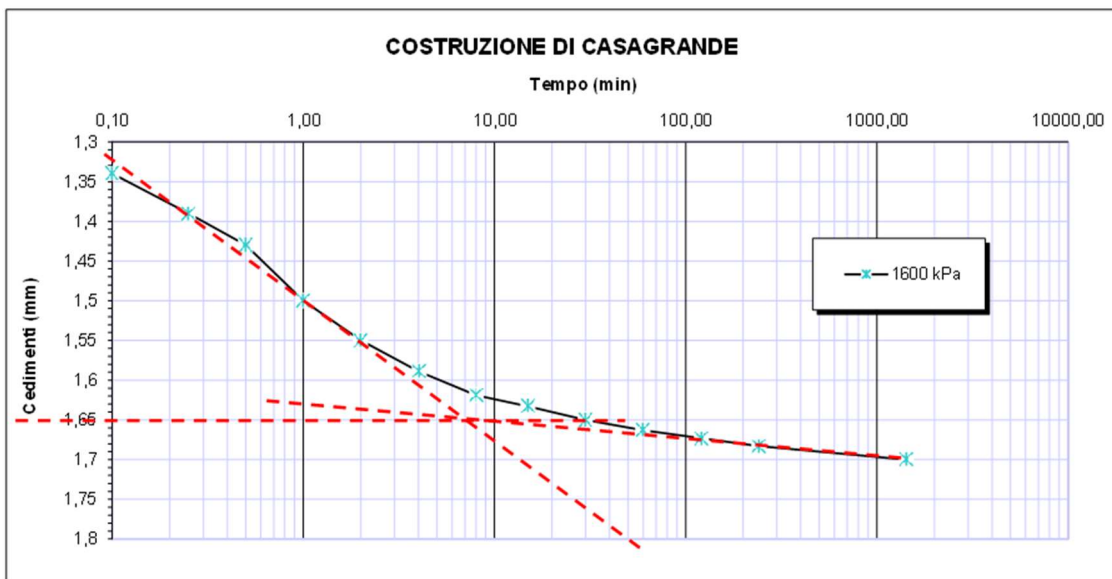


Figura 28 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

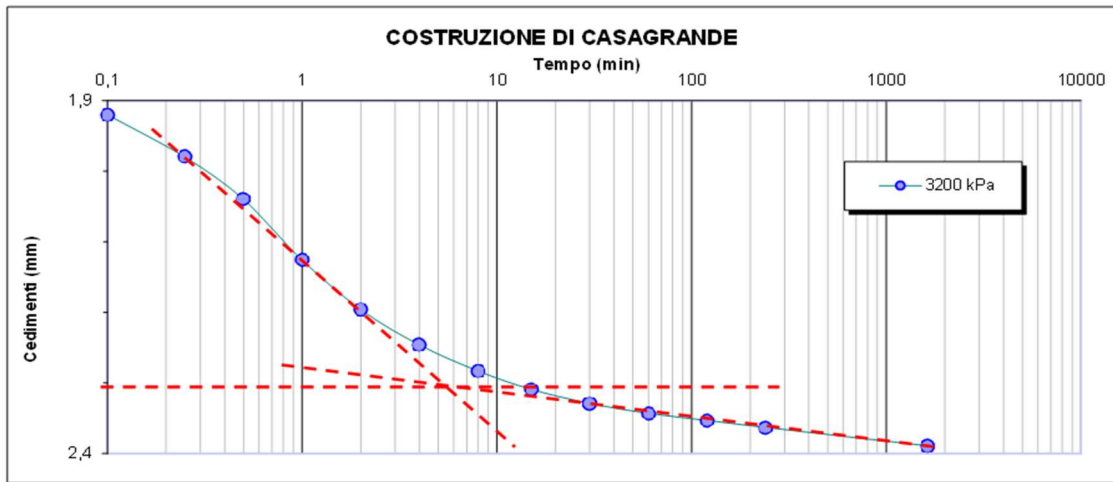


Figura 29 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

Analogamente, per l'individuazione dei cedimenti primari, nei due casi specifici, è possibile utilizzare la costruzione di Taylor, come illustrato nelle figure in seguito, inizialmente per il terreno non trattato e successivamente per il terreno trattato con fly ash.

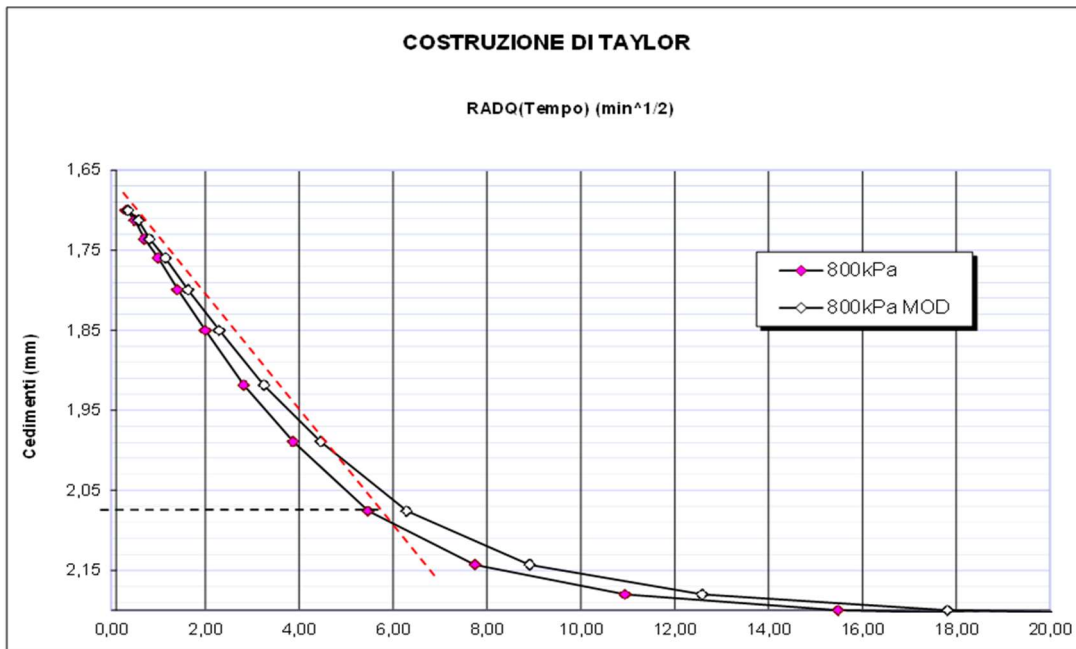


Figura 30 - Terreno SGT non additivato, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

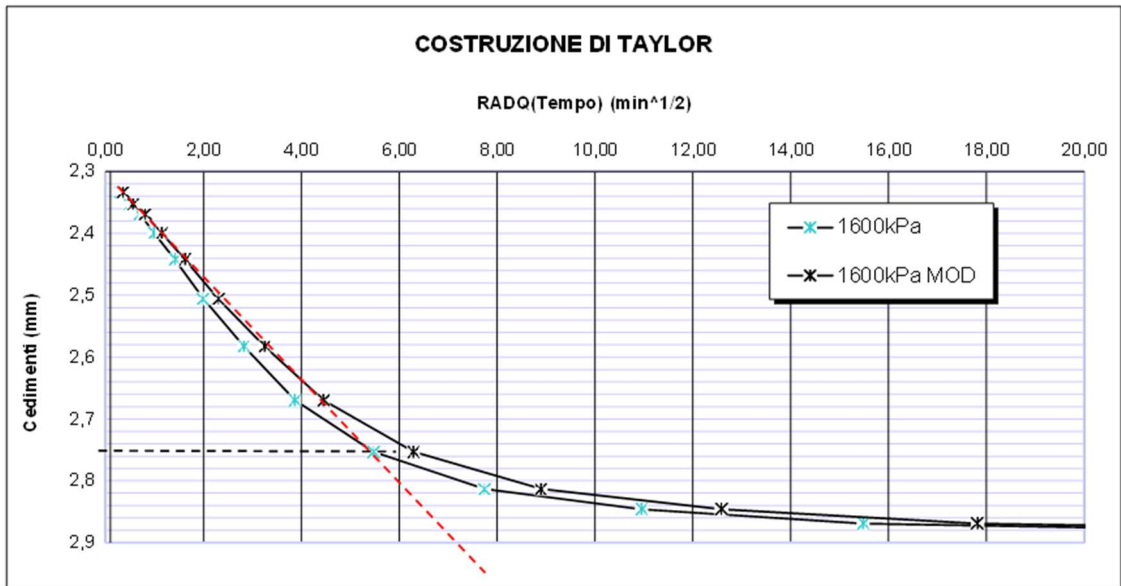


Figura 31 - Terreno SGT non additivato, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

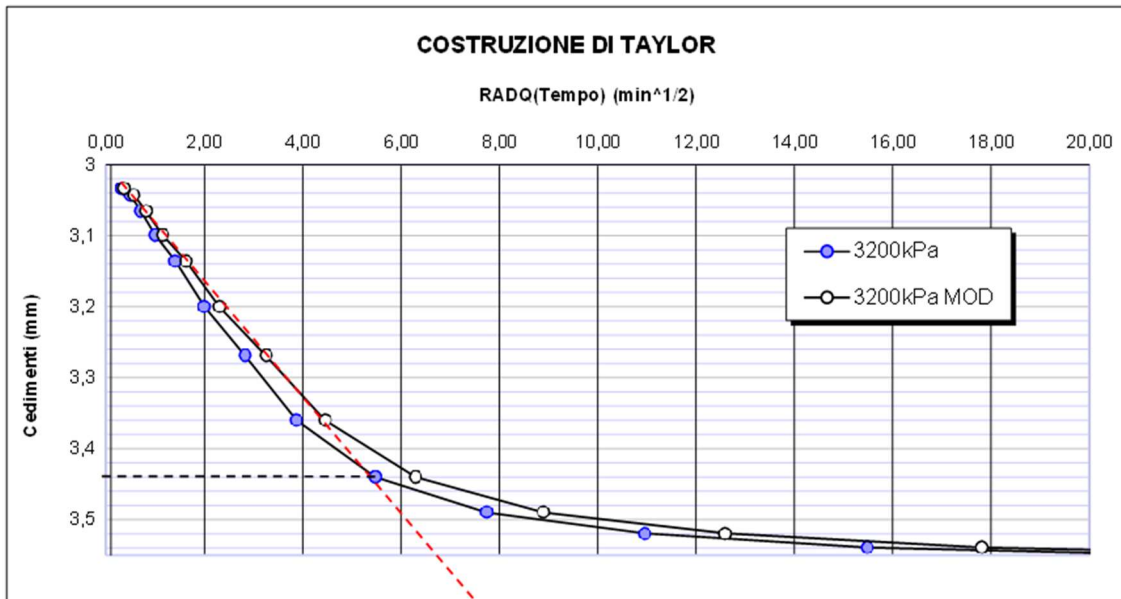


Figura 32 - Terreno SGT non additivato, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

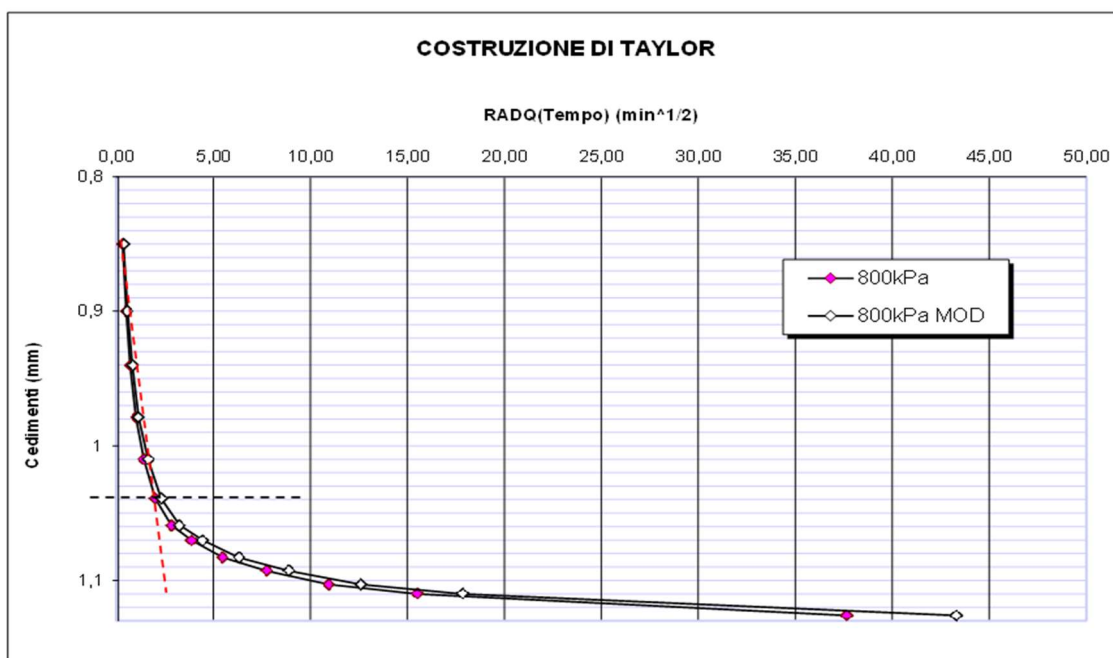


Figura 33 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

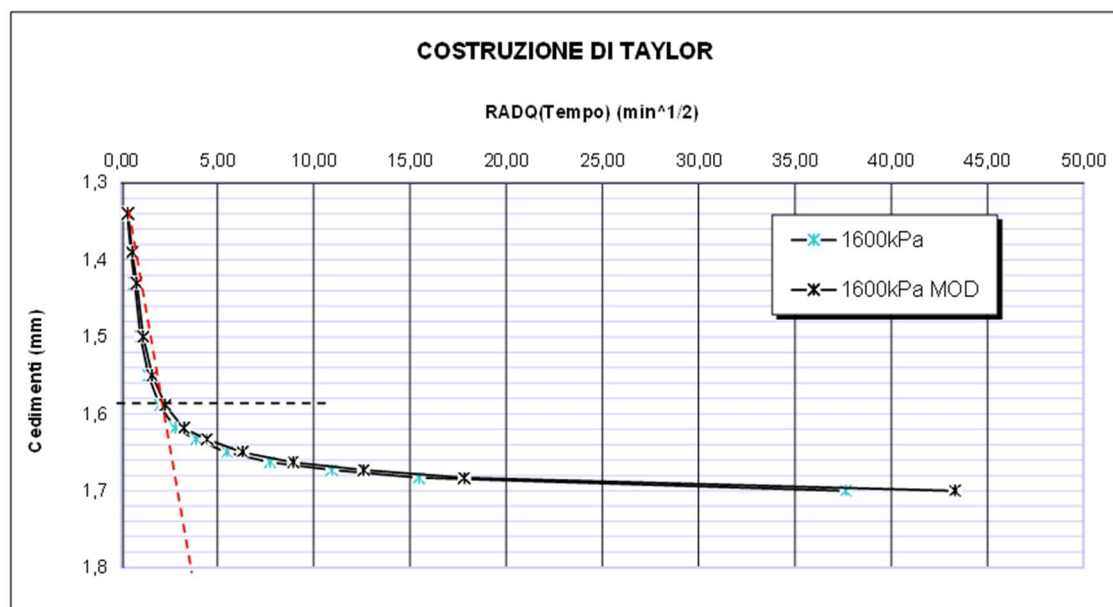


Figura 34 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

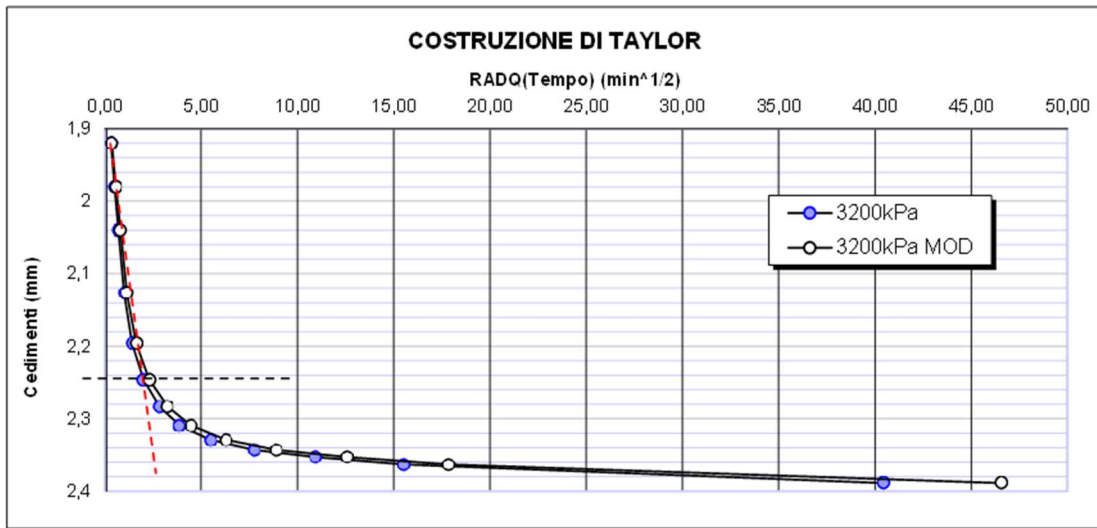


Figura 35 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

Inoltre, dalla prova, sono stati ricavati ulteriori grafici, tra cui la curva cedimenti tempo, la curva di compressibilità nella fase di carico, la curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico ed il diagramma del modulo edometrico. Quest'ultimi sono rappresentati nelle figure successive, sia per il terreno non trattato (dalla figura 36 alla figura 42), sia per il terreno trattato con fly ash (dalla figura 43 alla figura 49).

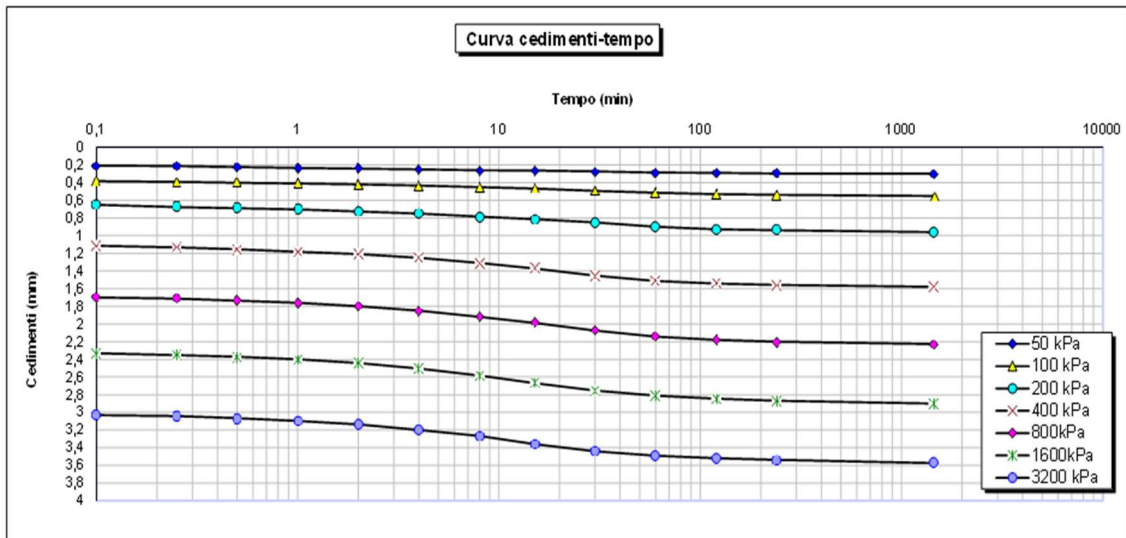


Figura 36 - Terreno SGT non additivato, curva cedimenti tempo

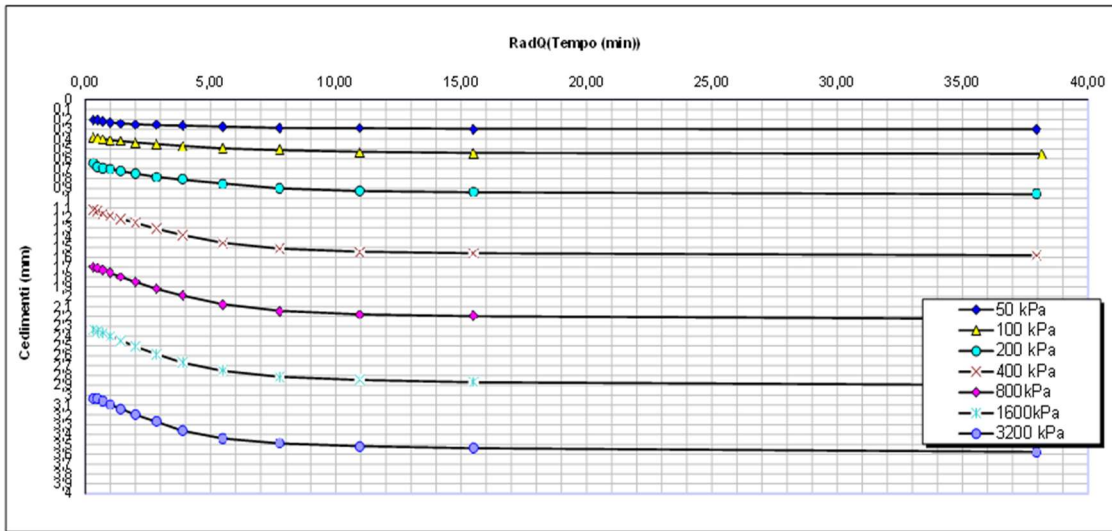


Figura 37 - Terreno SGT non additivato, curva cedimenti tempo

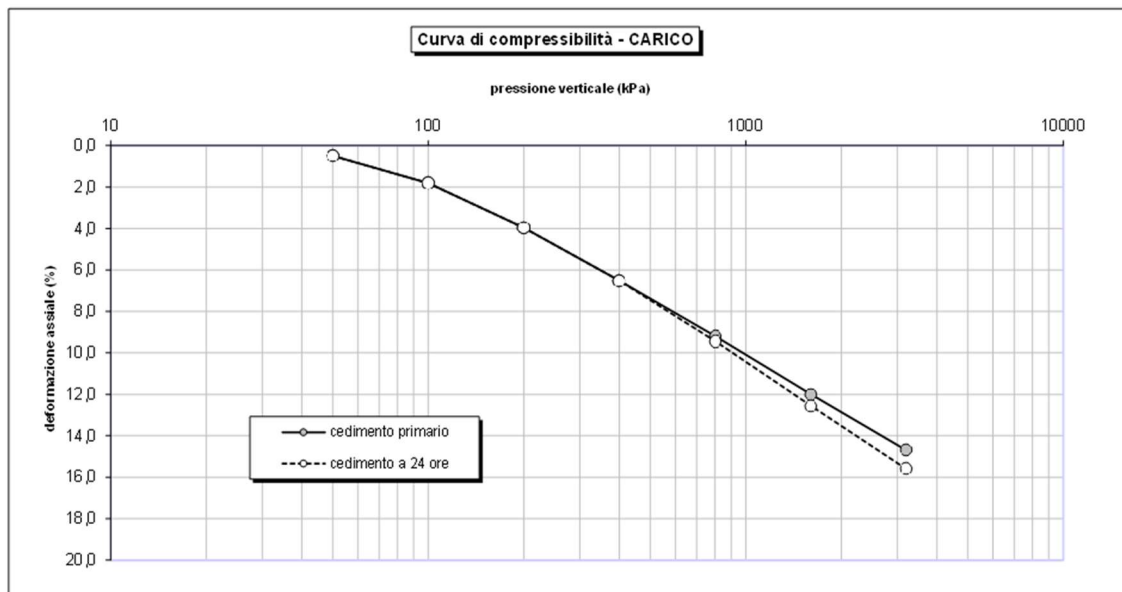


Figura 38 - Terreno SGT non additivato, curva di compressibilità nella fase di carico

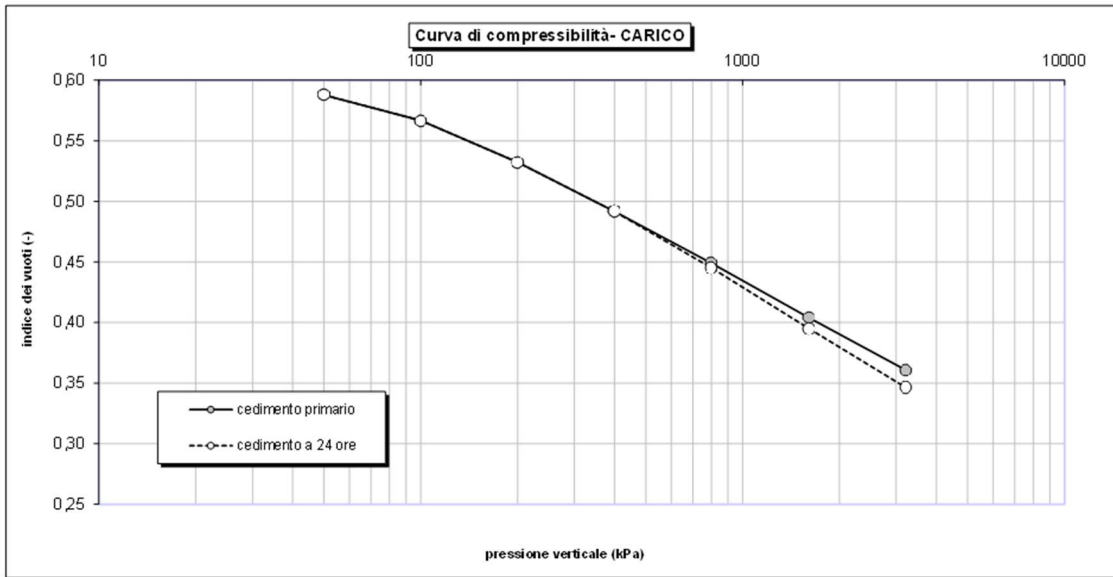


Figura 39 - Terreno SGT non additivato, curva di compressibilità nella fase di carico

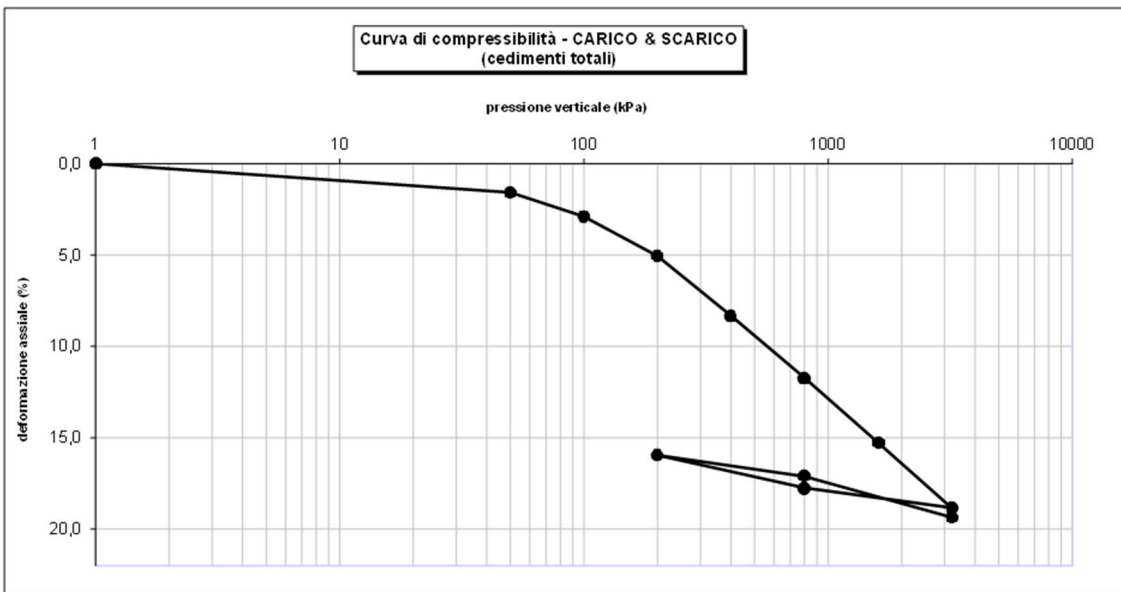


Figura 40 - Terreno SGT non additivato, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

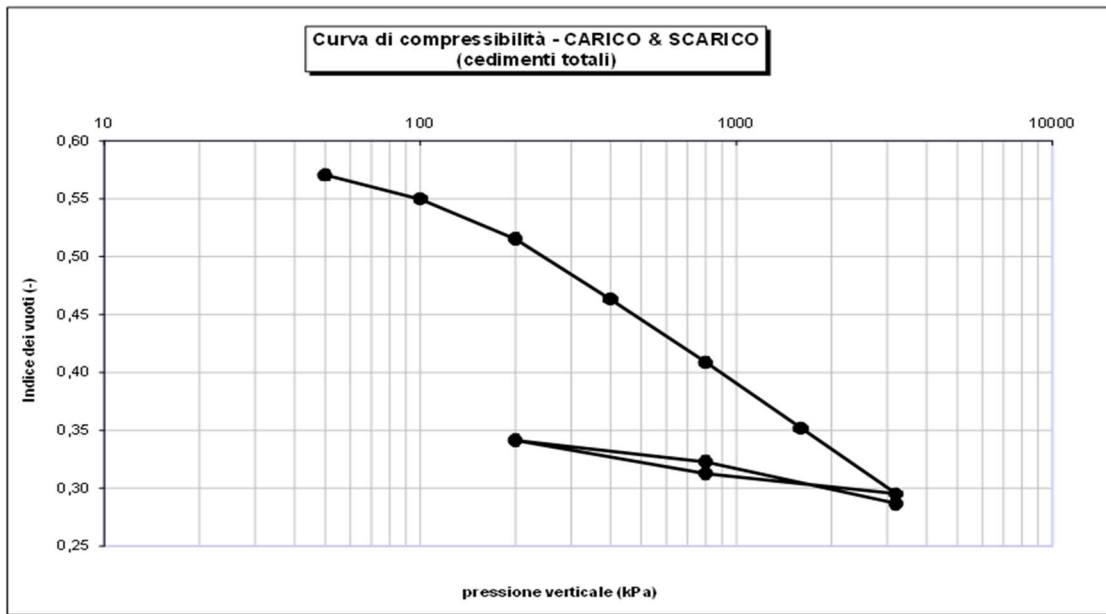


Figura 41 - Terreno SGT non additivato, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

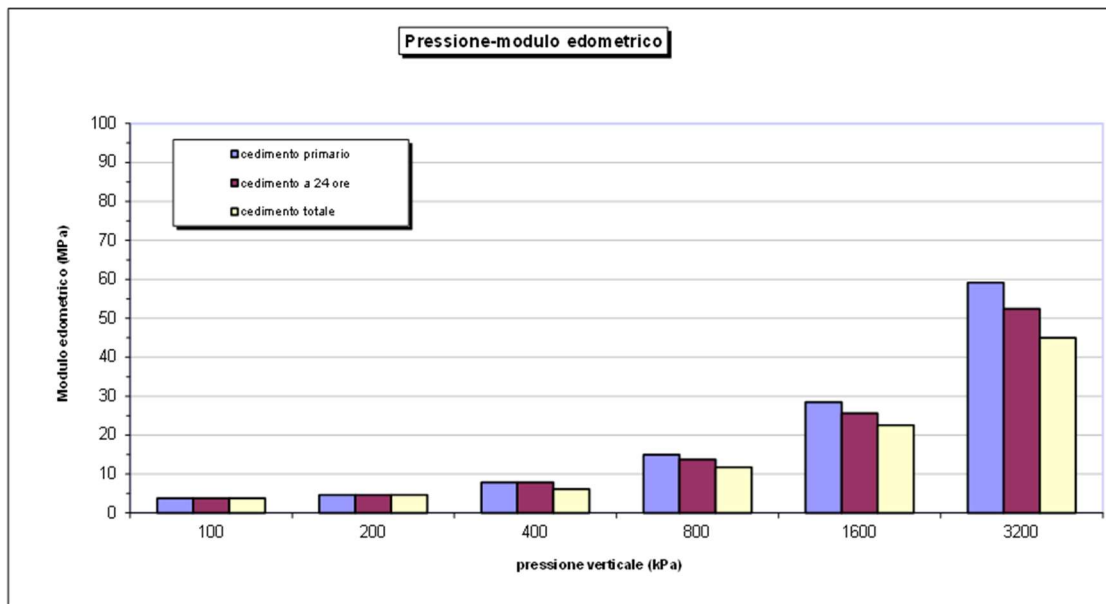


Figura 42 - Terreno SGT non additivato, diagramma di pressione-modulo edometrico

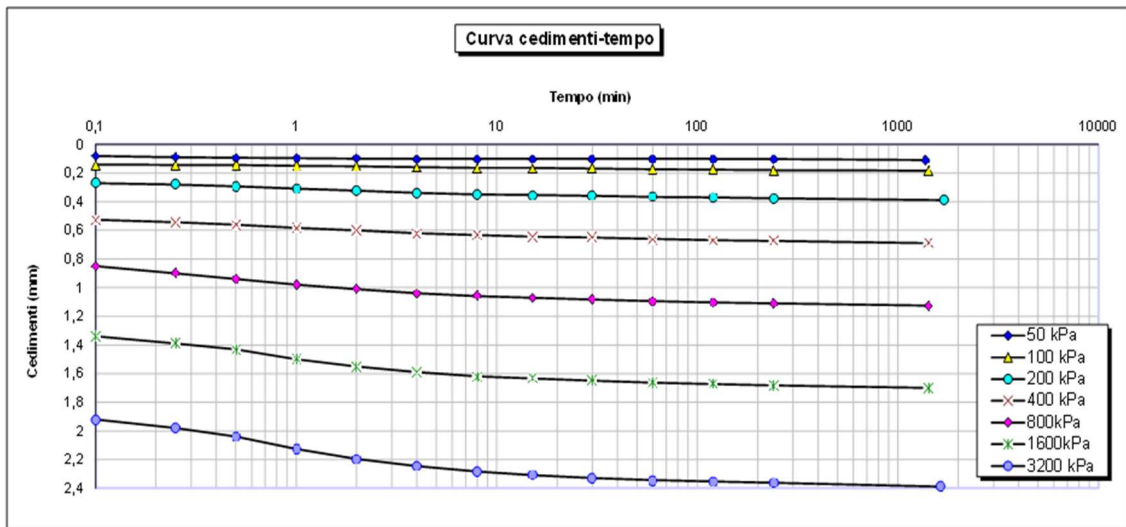


Figura 43 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva cedimenti tempo

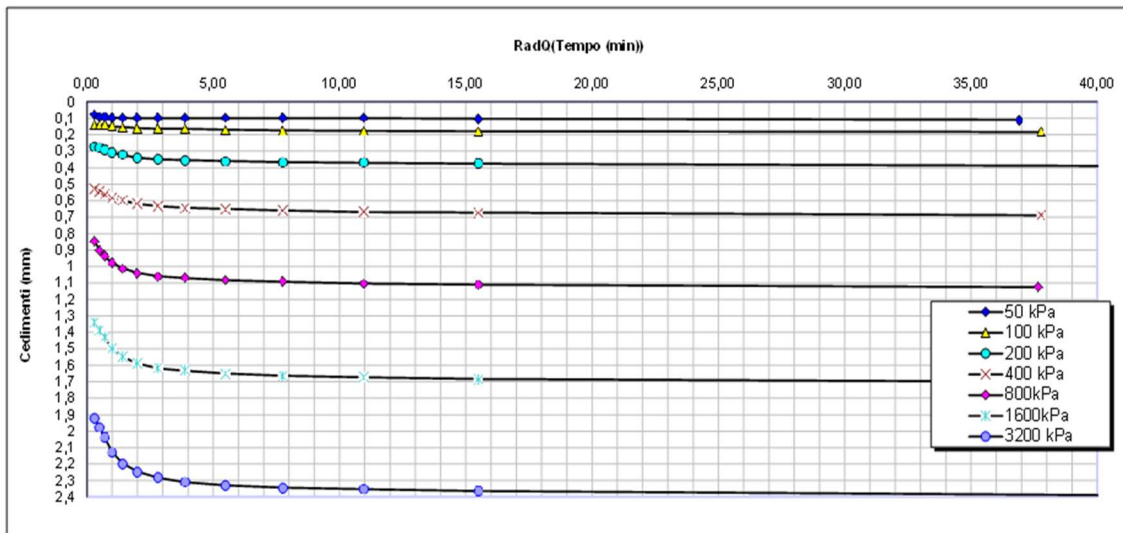


Figura 44 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva cedimenti tempo

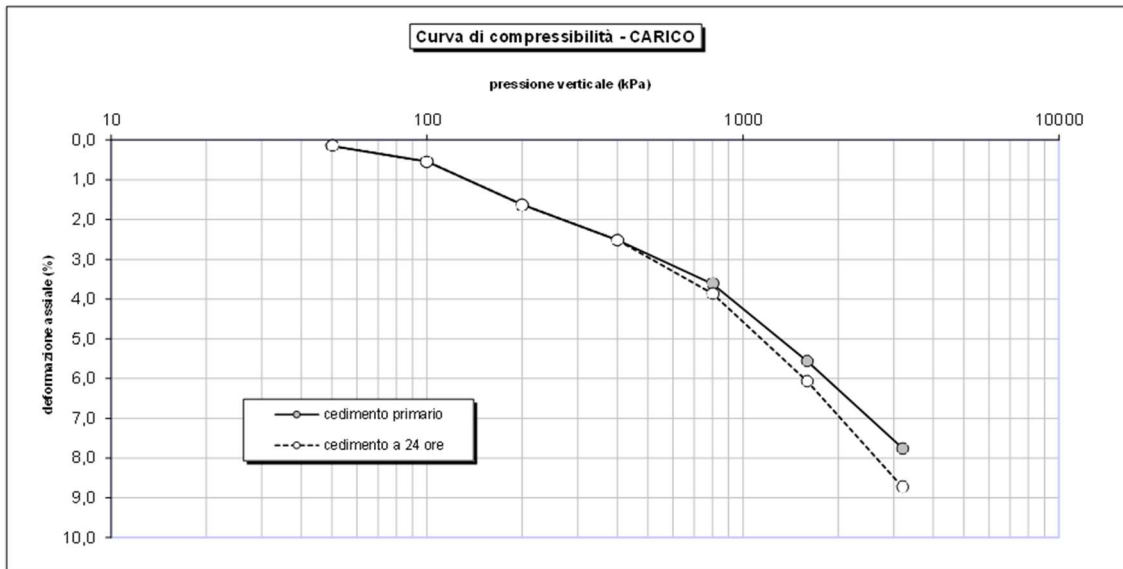


Figura 45 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva di compressibilità nella fase di carico

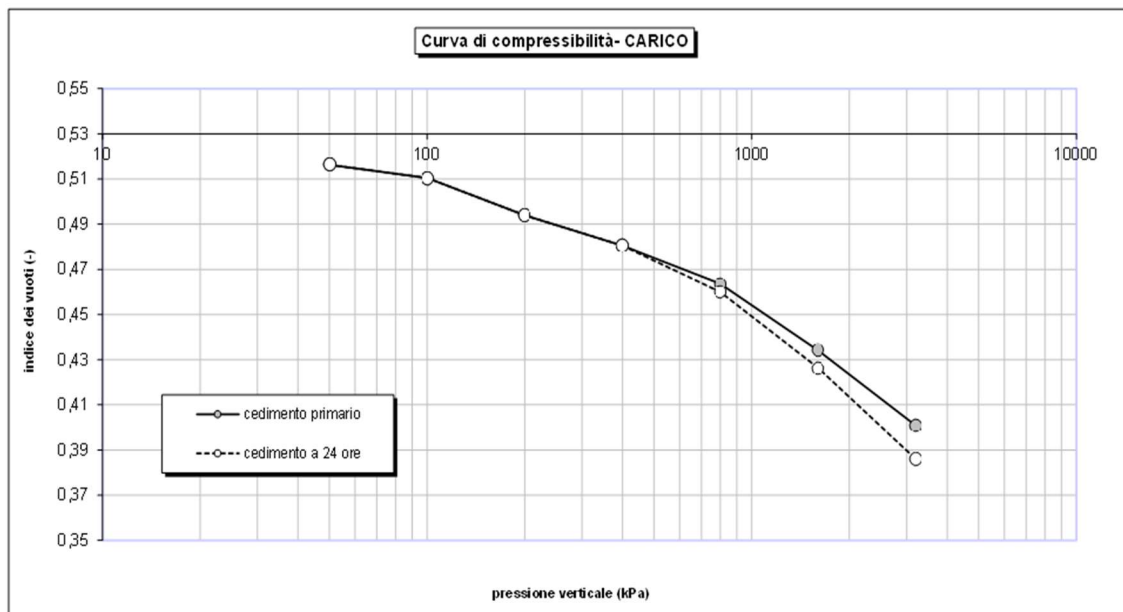


Figura 46 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva di compressibilità nella fase di carico

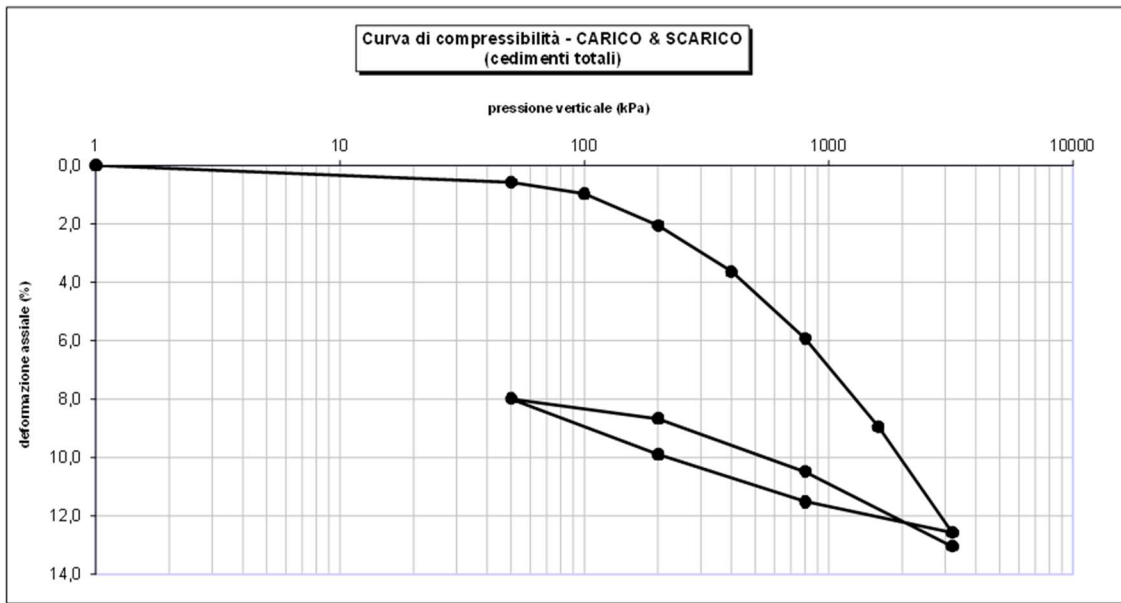


Figura 47 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

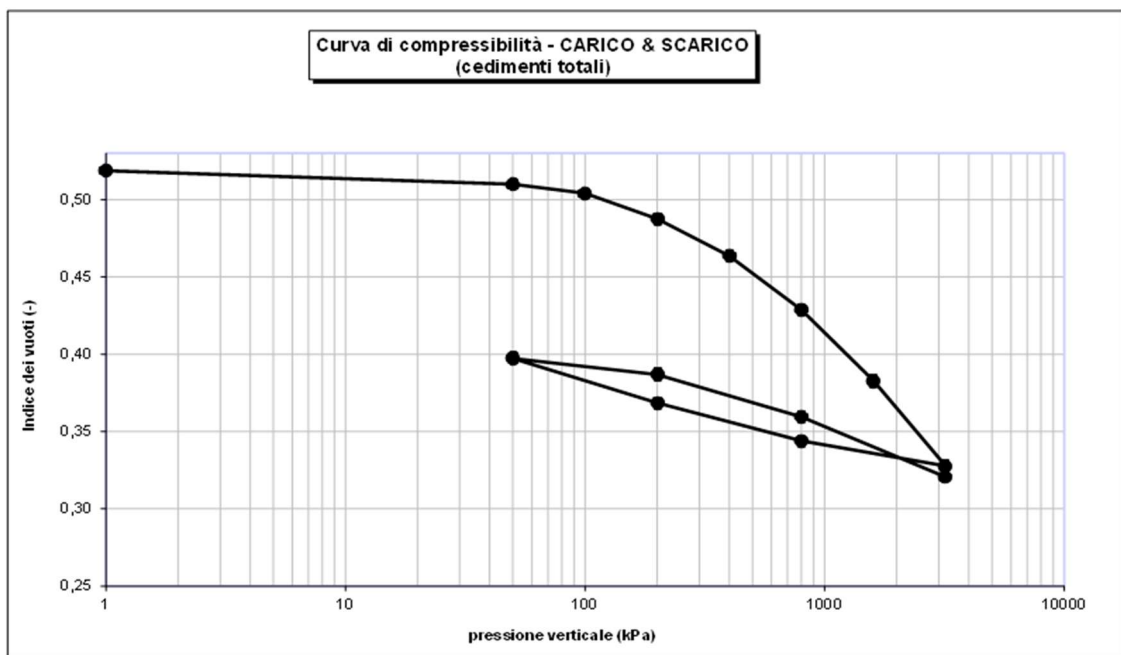


Figura 48 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

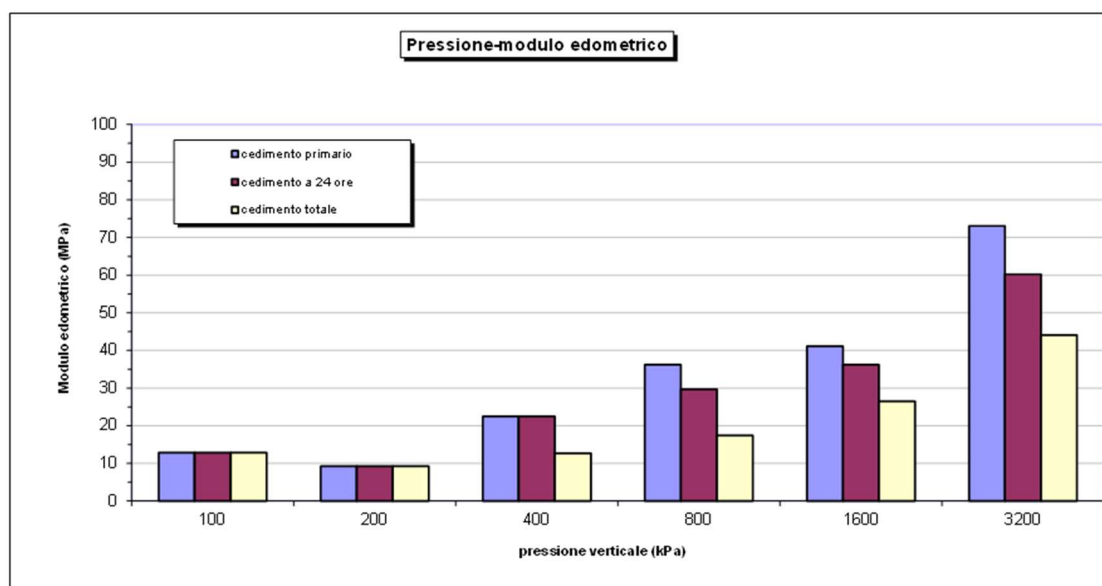


Figura 49 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 7 giorni, diagramma di pressione-modulo edometrico

Per quanto riguarda il terreno SGT additivato col 4% di fly ash, è stata condotta una seconda prova di compressione unidimensionale utilizzando un campione che è stato fatto stagionare per 28 giorni in contenitore chiuso, a temperatura controllata.

Tuttavia, durante la fase di trimming, la fustella non è penetrata nella maniera opportuna nel campione, causando la formazione di cavità (come viene mostrato nella figura 50) che si è provato successivamente a colmare tramite l'utilizzo del materiale proveniente dalla rifilatura del campione. Questo ha influito negativamente sui risultati della prova, compromettendo di fatto le condizioni monodimensionali di prova.



Figura 50 - Terreno SGT additivato con 4% fly ash e stagionato 28 giorni, stato del provino prima del completamento del trimming da diverse angolazioni

I valori delle deformazioni assiali risultano maggiori rispetto alla prova condotta sullo stesso materiale con 7 giorni di stagionatura. In particolare, nell'intervallo di carico verticale efficace compreso tra 50 kPa e 400 kPa, le deformazioni hanno un'entità pari a due volte quella che è stata riscontrata nello studio precedente.

Anche in questo caso, sebbene i risultati non sono affidabili per la valutazione della prestazione del terreno trattato con fly ash, sono stati valutati per completezza i cedimenti primari, tramite la costruzione di Casagrande, che assumono quantità pari a circa: 1,72 mm per il carico di 800 kPa, 2,425 mm per il carico di 1600 kPa e 3,1 mm per il carico di 3200 kPa, come viene mostrato nelle figure in seguito.

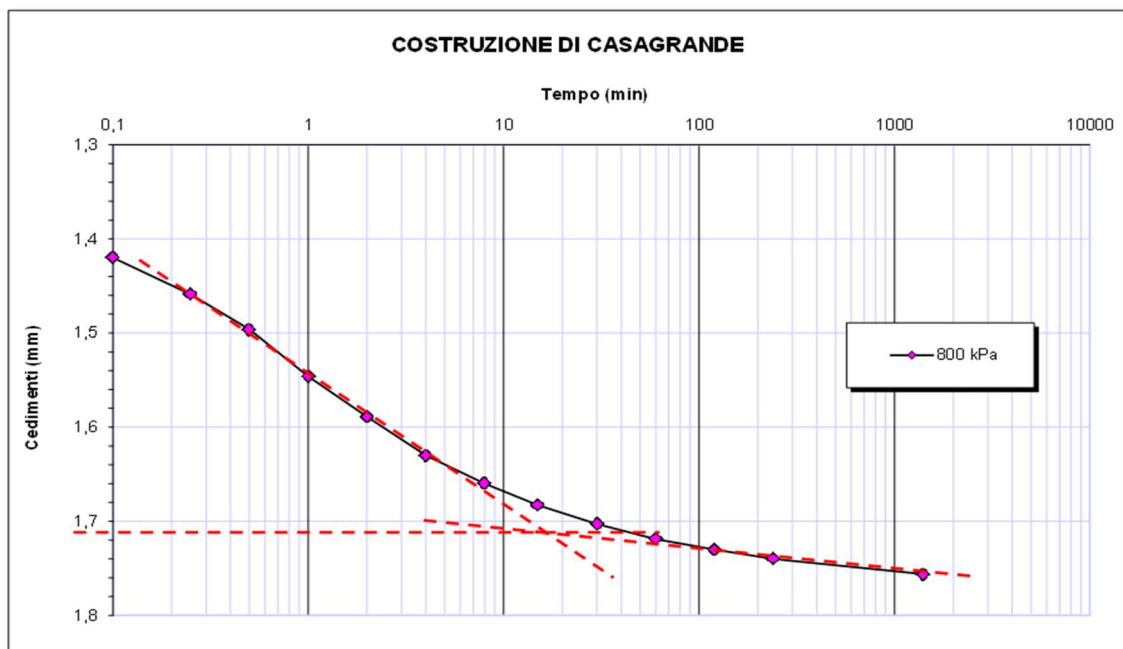


Figura 51 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

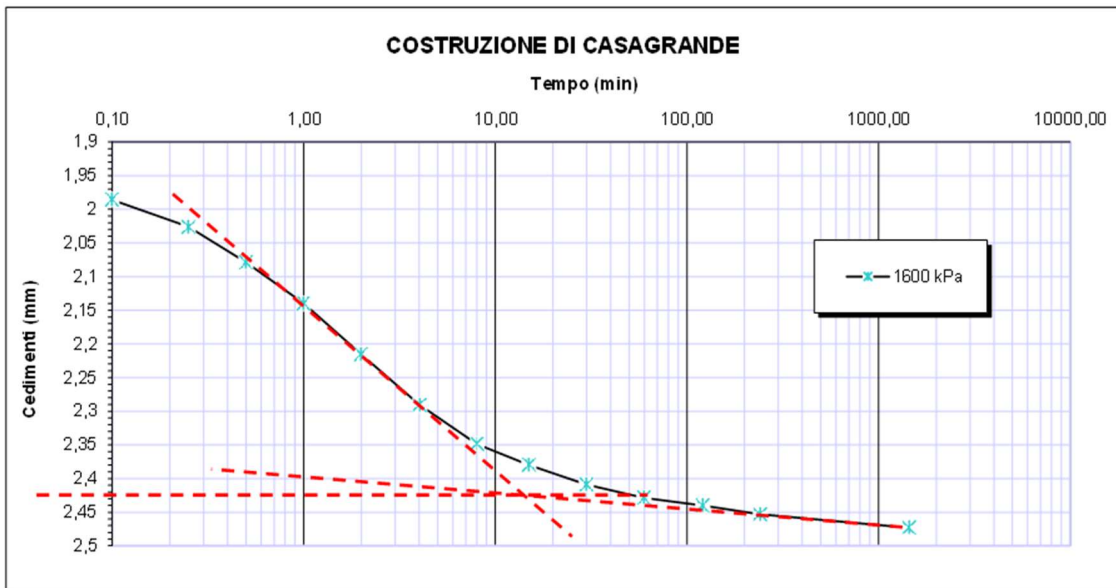


Figura 52 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

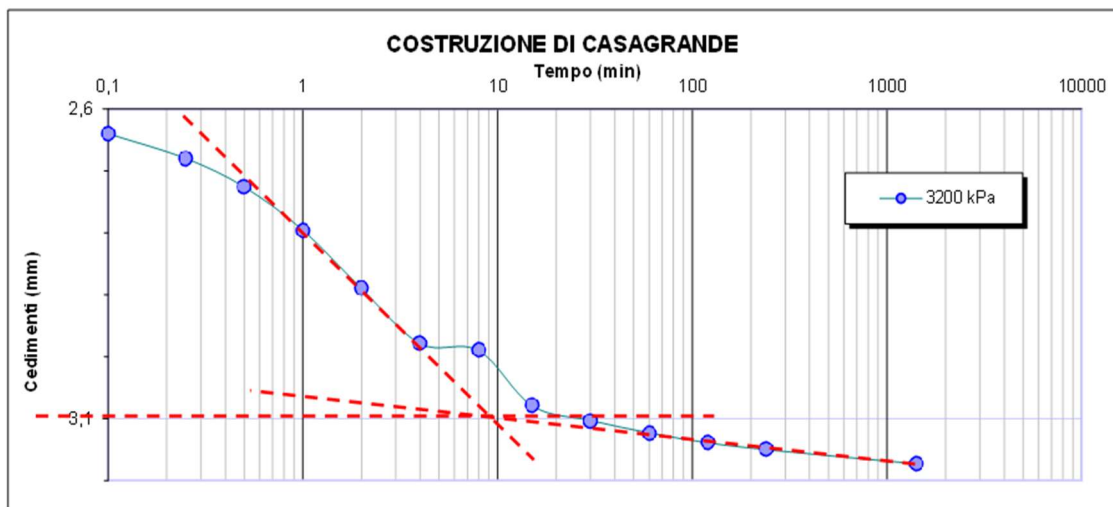


Figura 53 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Casagrande per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

In merito alla costruzione di Taylor, sono stati ottenuti i seguenti valori dei cedimenti primari: 1,65 mm per il carico di 800 kPa, 2,34 mm per il carico di 1600 kPa e 2,98 mm per il carico di 3200 kPa, come evidenziato nelle figure successive.

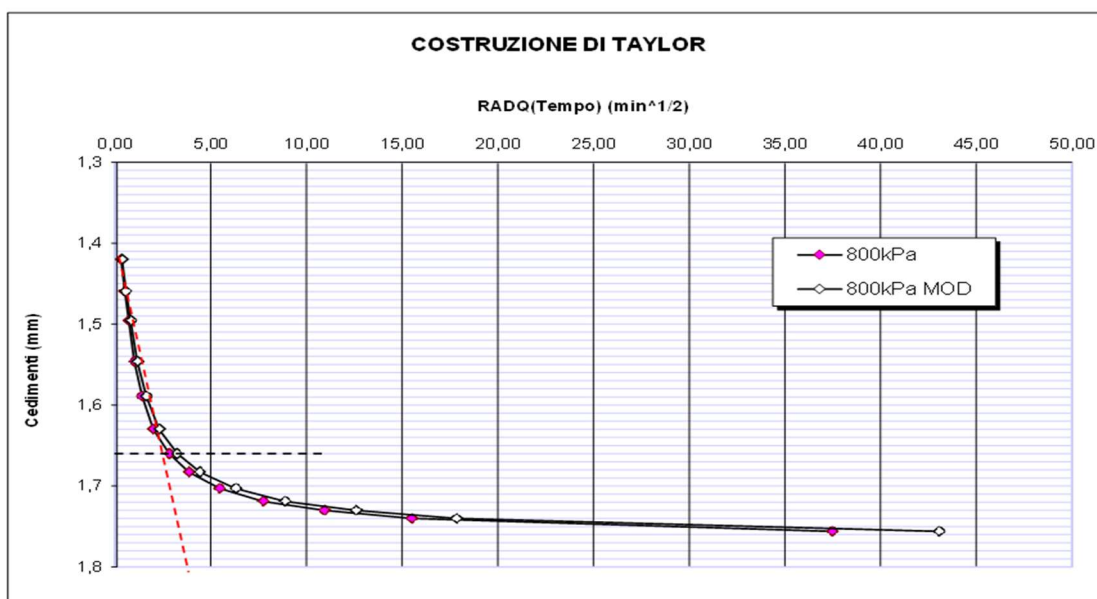


Figura 54 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 800 kPa

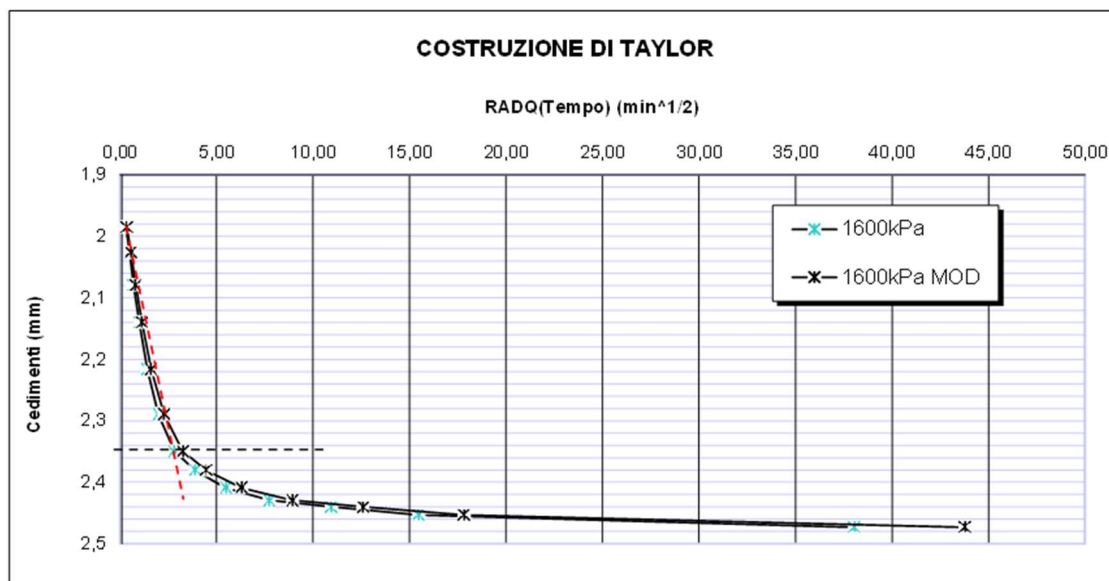


Figura 55 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 1600 kPa

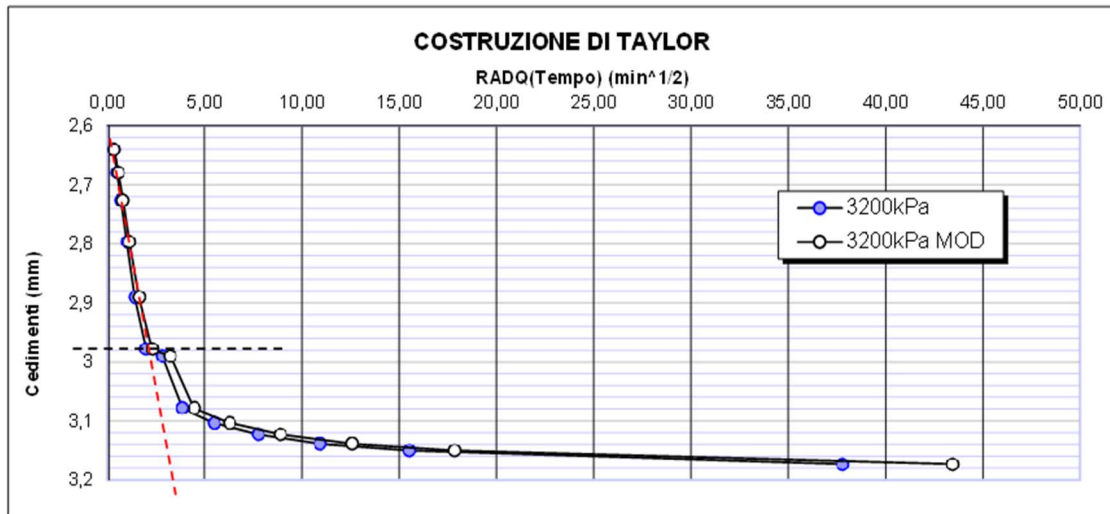


Figura 56 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, costruzione Taylor per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa

In modo analogo al confronto iniziale, sono stati ricavati i seguenti grafici: la curva cedimenti tempo, la curva di compressibilità nella fase di carico, la curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico ed il diagramma del modulo edometrico, visualizzati nelle figure in seguito.

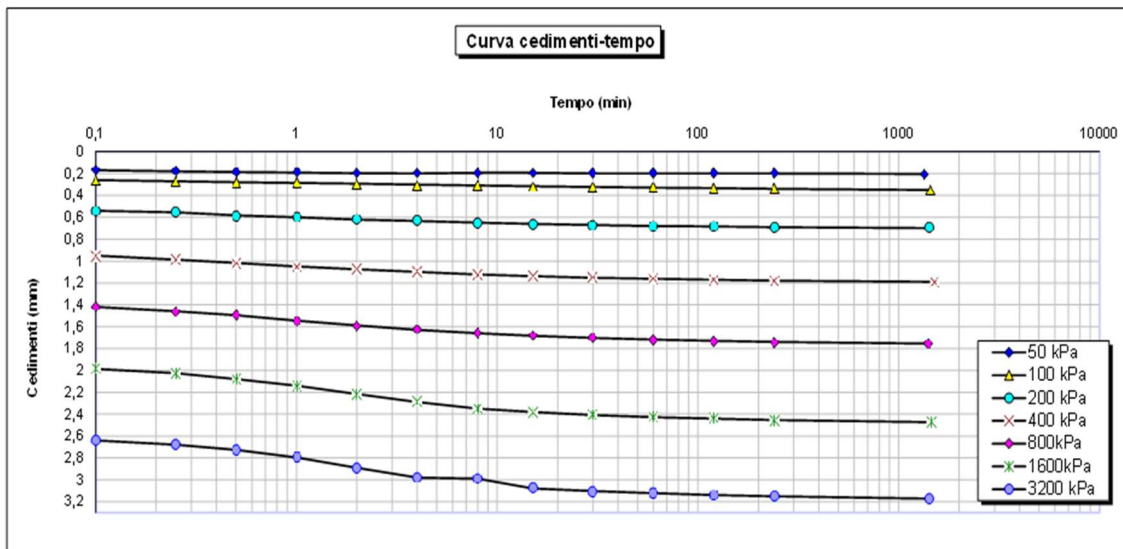


Figura 57 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva cedimenti tempo

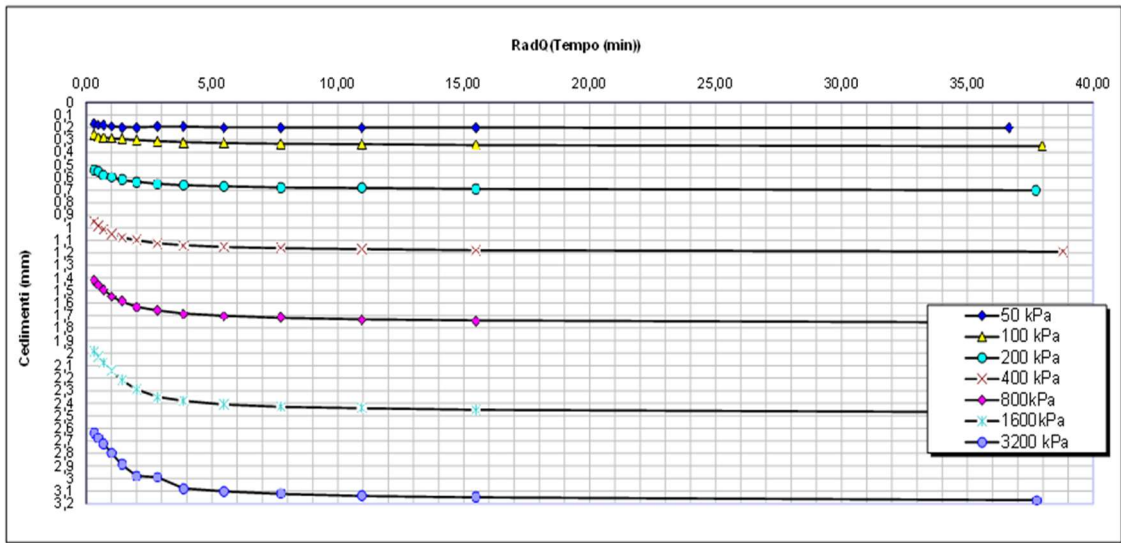


Figura 58 - Terreno SGT additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva cedimenti tempo

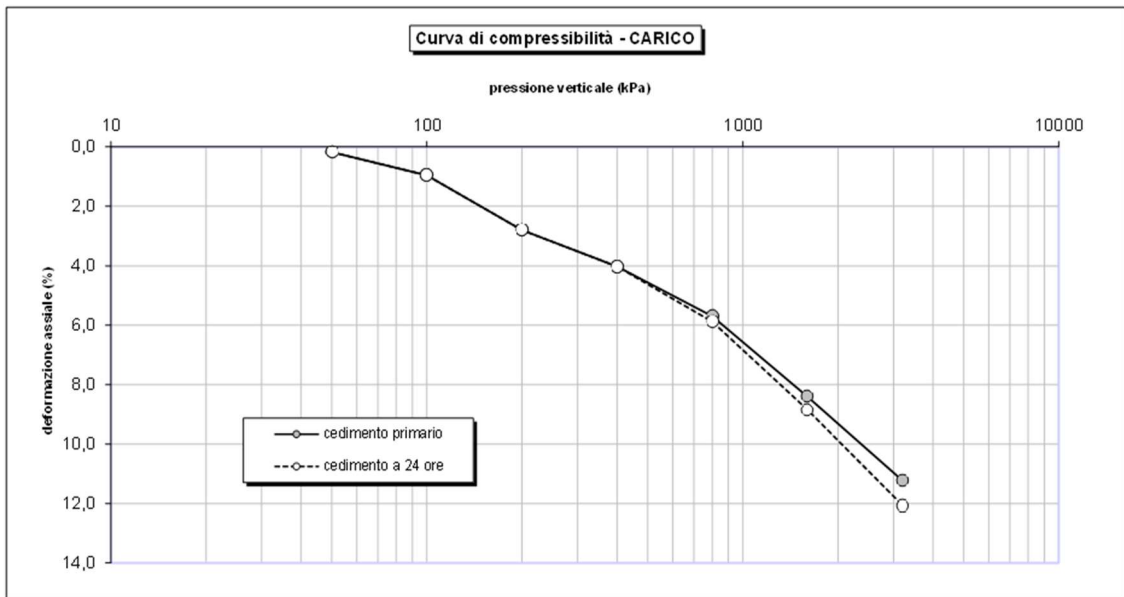


Figura 59 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva di compressibilità nella fase di carico

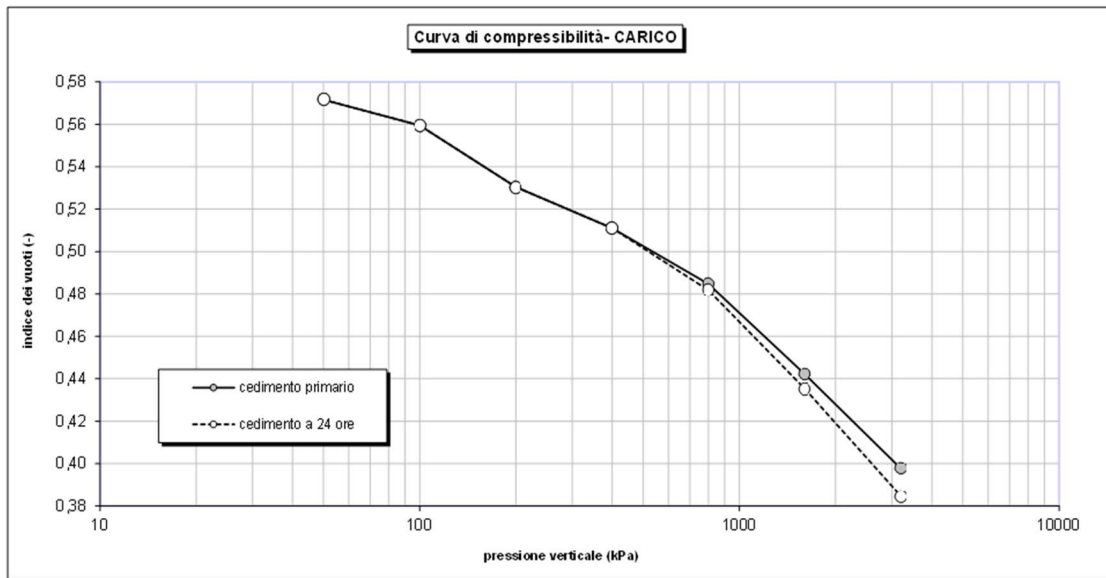


Figura 60 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva di compressibilità nella fase di carico

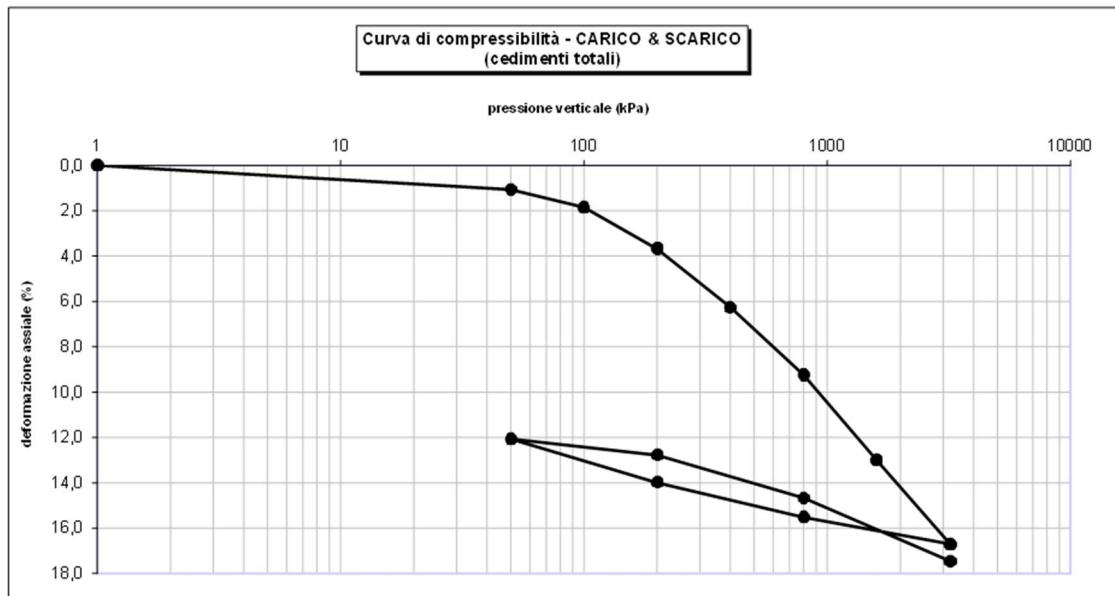


Figura 61 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

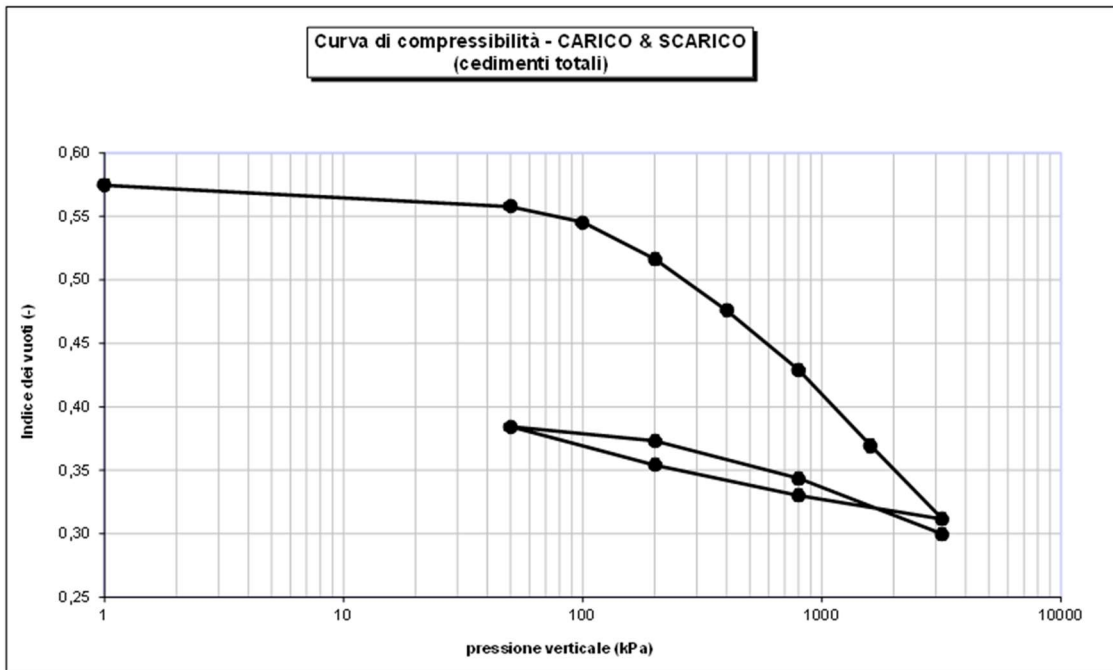


Figura 62 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, curva di compressibilità nelle fasi di carico e scarico

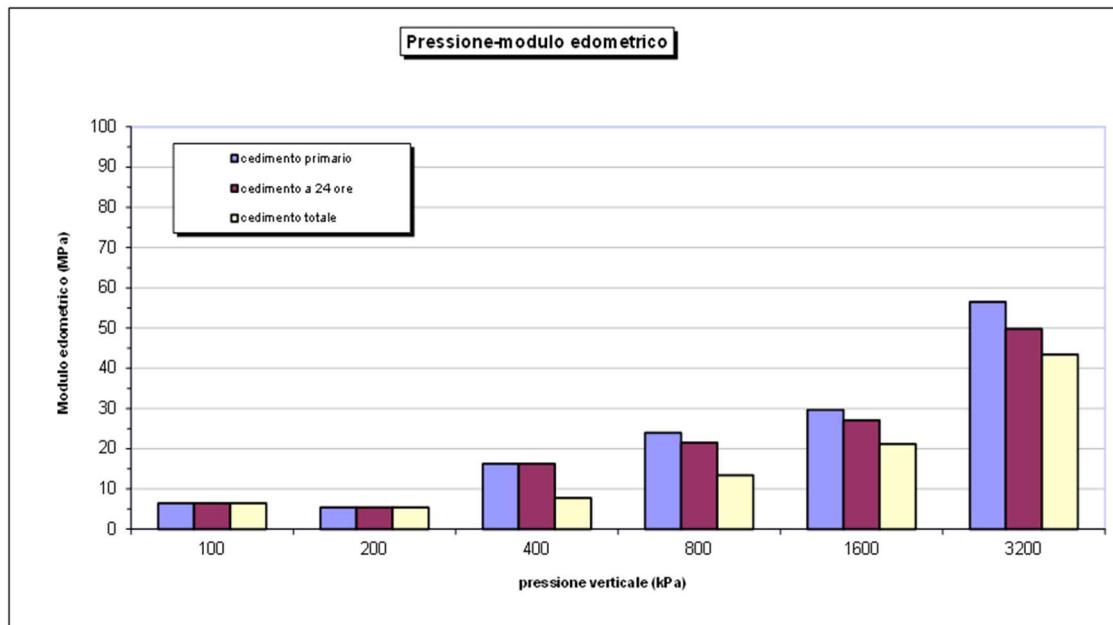


Figura 63 - Terreno additivato con fly ash, stagionatura 28 giorni, diagramma di pressione-modulo edometrico

4.4 Microstruttura

Al termine della prova di conducibilità idraulica, è stata eseguita un'analisi SEM di un campione estratto dal provino di terreno trattato con la cenere volante, come mostra la figura 64. Il campione è stato sottoposto a essiccamento all'aria e doratura preventivamente alla fase di osservazione con il microscopio. La distribuzione delle particelle della fly ash e dei prodotti di reazione nel campione non risulta uniforme. Inoltre, la cenere volante è presente nel campione in due forme, ovvero: particelle sferiche che non hanno reagito e presentano una superficie liscia e particelle con superficie rugosa. Le prime possono agire solo in qualità di "filler" delle porosità conferendo al campione una struttura più compatta, mentre le rugosità presenti sulla superficie delle seconde sono ricoperte di prodotti pozzolanici amorfi.

È importante sottolineare che i prodotti pozzolanici non si sono sviluppati in modo significativo, probabilmente a causa di due motivi principali. In primo luogo, la quantità di cenere volante utilizzata (4% in peso, quantità selezionata per essere confrontata con la quantità di calce precedentemente utilizzata) potrebbe non essere stata sufficiente per consentire il pieno sviluppo delle reazioni. In secondo luogo, le condizioni ambientali non sono certamente ottimali per lo sviluppo della reazione. Infatti, è noto che le reazioni pozzolaniche sono favorite da condizioni di pH e temperature elevate e dalla presenza di una significativa quantità di ioni di calcio disciolti nell'acqua contenuta nei pori del campione. Queste condizioni potrebbero essere garantite aggiungendo una minima quantità di calce alla miscela di suolo e fly ash per innescare ed agevolare lo sviluppo delle reazioni tra legante e terreno.

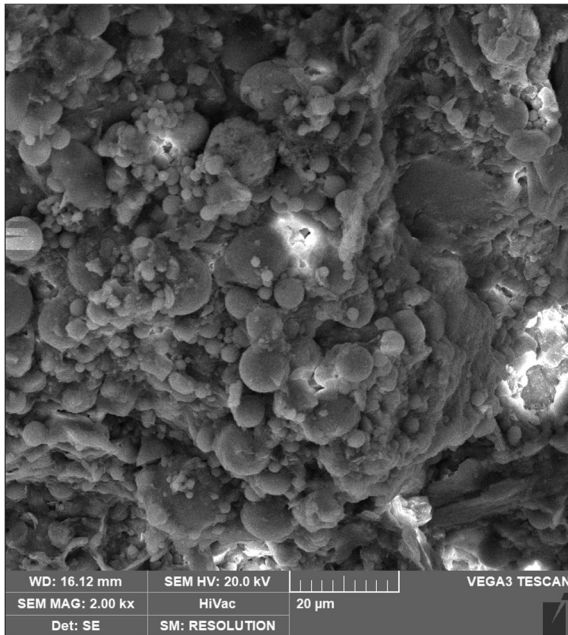


Figura 64 - Immagine SEM suolo SGT trattato con fly ash, a seguito del test di conducibilità idraulica

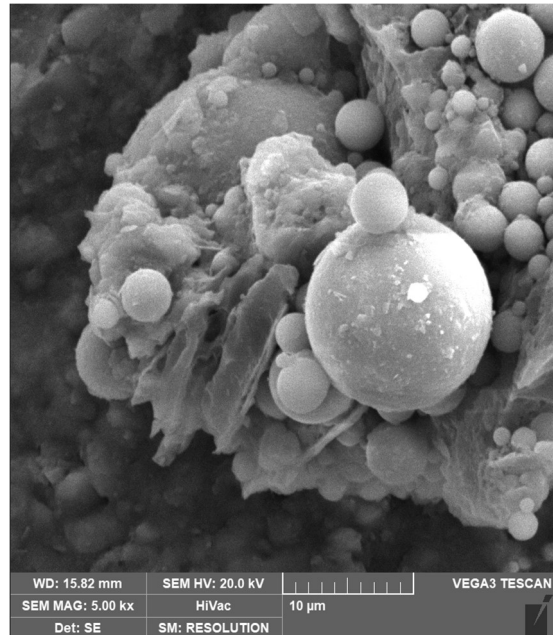


Figura 65 - Immagine SEM suolo SGT trattato con fly ash, a seguito del test di conducibilità idraulica

Mediante l'utilizzo della spettroscopia EDS sono stati identificati inoltre i seguenti elementi componenti del terreno SGT additivato con fly ash: carbonio, ossigeno, sodio, magnesio, alluminio, silicio, potassio, calcio, titanio e ferro (figura 67).

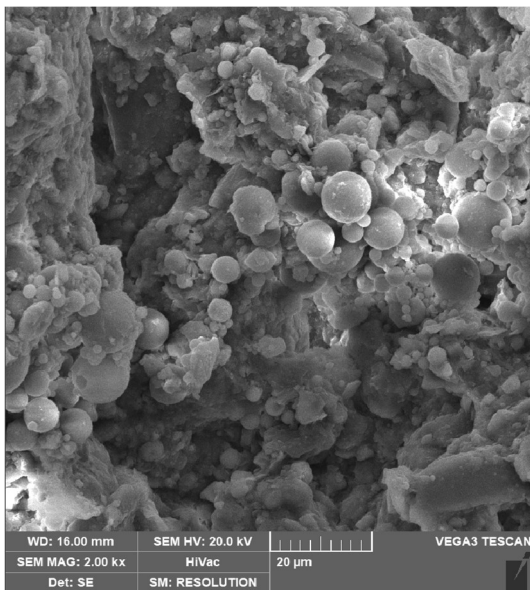


Figura 66 - Area suolo SGT additivato con fly ash in cui è stata eseguita l'analisi EDS

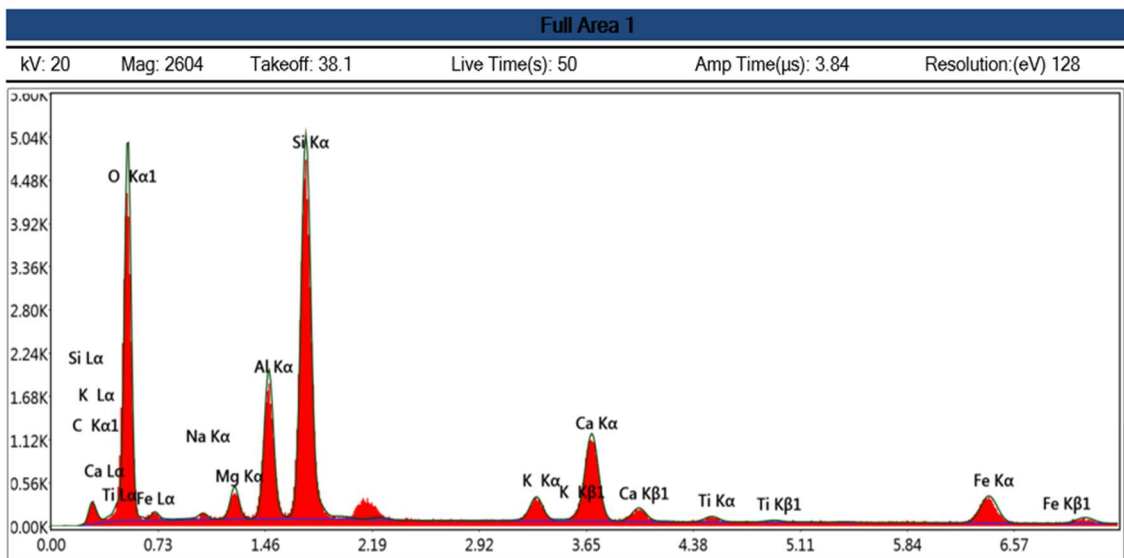


Figura 67 - Elementi risultanti analisi EDS suolo SGT additivato con fly ash

5. Conclusioni

Nel particolare, è stato osservato l'aumento della conducibilità idraulica e la riduzione della compressibilità, mentre l'indagine sulla microstruttura dei campioni trattati con cenere volante ha evidenziato la presenza non uniforme dei prodotti di reazione, probabilmente poiché le condizioni ambientali non sono state ottimali per lo sviluppo della reazione.

Il presente lavoro di tesi e i risultati delle prove geotecniche condotte dimostrano che l'aggiunta del 4% di cenere volante al terreno argilloso in esame ha condotto a concludere quanto segue.

Il trattamento del terreno con cenere volante ha permesso l'ottenimento di un peso specifico secco sufficientemente elevato, superiore ai valori solitamente richiesti nelle specifiche tecniche dei lavori di stabilizzazione.

La prova di conducibilità idraulica ha mostrato che il terreno trattato con cenere volante ha raggiunto valori di permeabilità pari a $6 \cdot 10^{-10}$ m/s dopo 40 giorni di stagionatura, valore superiore di più di un ordine di grandezza rispetto alla permeabilità del terreno non additivato.

Le prove edometriche eseguite hanno evidenziato una riduzione della compressibilità in seguito all'aggiunta del legante e un aumento della pressione di snervamento del terreno di partenza.

Tuttavia, l'analisi SEM della microstruttura ha mostrato una distribuzione non uniforme delle particelle della cenere volante e dei prodotti di reazione nel terreno. Questo indica che i prodotti pozzolanici non si sono sviluppati in modo significativo. Ciò può essere attribuito all'utilizzo di una quantità troppo bassa di cenere volante e alle condizioni ambientali non ottimali per lo sviluppo della reazione. Al fine di migliorare le condizioni di stabilizzazione può essere aggiunta una piccola quantità di calce alla cenere volante, per favorire uno sviluppo maggiore delle reazioni.

Inoltre, la stabilizzazione con la cenere volante si è rivelata meno efficace rispetto al trattamento con la stessa quantità di calce, anche se i risultati ottenuti dallo studio sono comunque promettenti. Sono dunque necessari ulteriori approfondimenti ed ottimizzazioni delle tecniche di trattamento per poter sfruttare appieno il potenziale della cenere volante come legante nei terreni, in quanto potrebbe comportare benefici sia in ambito dell'ingegneria geotecnica sia da un punto di vista ambientale.

Bibliografia

- M. Di Sante, I. Bellezza, D. Bernardo, E. Fratolocchi, F. Mazzieri, F. Pasqualini: *Hydraulic conductivity and compressibility of soils treated with fly ash*. Università Politecnica delle Marche, Ancona Italy
- Bhattacharia S., Bhatta J.I., Todres H.A: *Stabilization of clay soils by Portland cement or lime - A critical review of literature*. PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie Illinois USA,60 (2003)
- Devi K., Chhachhia A., Kumar A.: *Soil improvement using waste materials: a review*. J. of Building. Mat.Sci. 2 (1), 11-17 (2020).
- Chindapasirt P., Jaturapitakkul C., Sinsiri T.: *Effect to fly ash fineness on microstructure of blended cement paste*. Constr. and Build. Mat. 21, 1534-1541 (2007)
- Caputo D., Fumo M., D'Angelo G., Liguori B.: *Materiali leganti: tradizione e innovazione per un'edilizia eco-sostenibile e bioregionale*, University of Naples Federico II (2020)
- Colombo P., Colleselli F.: *Elementi di geotecnica*. Terza edizione, Zanichelli (2004)
- De Felicis D., Bemporad E.: *Dispense del corso di Microanalisi EDX*. Università degli studi Roma Tre (2019)
- E. Fratolocchi: *Dispense del corso di Geotecnica*. Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia

Ringraziamenti

Questo spazio lo voglio dedicare a tutti coloro che mi hanno sostenuto nel percorso universitario.

Alla mia relattrice Marta Di Sante, sempre disponibile e gentile, per le preziose conoscenze trasmesse, per avermi seguito durante il periodo di tirocinio e guidato nella realizzazione della presente tesi.

A mia nonna Teresa, da sempre una mia grande sostenitrice, che è riuscita a starmi vicino anche da lontano.

Ai miei genitori, per avermi incoraggiato, per aver creduto nelle mie potenzialità, per avermi aiutato nei momenti più difficili e per tutti i sacrifici, senza i quali non sarei potuta arrivare fino a questo punto.

A mio fratello Alessandro, per essere sempre silenziosamente al mio fianco.

A Emanuele, fonte di motivazione, per avermi sempre compreso, per aver vissuto con me le emozioni altalenanti che hanno caratterizzato il mio percorso universitario, senza lasciarmi mai sola e per aver reso le difficoltà più semplici da superare.

A Benedetta, la mia costante da una vita, per aver creduto in me e per essere stata sempre al mio fianco nel momento del bisogno.

A Yhan, con cui ho vissuto momenti positivi e negativi in questo percorso, per aver condiviso con me le interminabili giornate di studio e per aver sempre avuto le giuste parole di conforto.

A me stessa, testarda e determinata, che è riuscita a raggiungere questo traguardo.

Un grazie sincero.