



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Edile

Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia, dell'Ambiente e
Urbanistica

**Compressibilità e Conducibilità Idraulica di un Terreno
additivato con Cenere Volante**

Compressibility and Hydraulic Conductivity of a Soil treated by Fly Ash

Relatrice: Chiar.ma

Ing. Marta Di Sante

Correlatore:

Ing. Davide Bernardo

Tesi di Laurea di:

Andrea Iacoponi

Anno Accademico 2022/2023

INDICE

1 OGGETTO E SCOPO DELLA TESI.....	4
2 STATO DELL'ARTE	5
2.1 STABILIZZAZIONE E IMPATTO AMBIENTALE	5
2.2 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: CONSISTENZA, RESISTENZA E COMPATTAZIONE	7
2.3 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: PERMEABILITÀ	17
2.4 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: COMPRESSIBILITÀ	22
3 METODI E MATERIALI.....	29
3.1 DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA.....	29
3.2 PROVA DI COMPATTAZIONE PROCTOR STANDARD	31
3.3 PROVA DI CONDUCIBILITÀ IDRAULICA A CARICO VARIABILE	35
3.4 PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA	41
3.5 MICROSCOPIA ELETTRONICA A SCANSIONE (SEM).....	53
3.6 DIFFRATTOMETRIA AI RAGGI X (XRD)	55
3.7 TERRENO.....	57
3.8 TERRENO: MICROSTRUTTURA E COMPOSIZIONE CHIMICA.....	62
3.9 CENERI VOLANTI	65
4 RISULTATI SPERIMENTALI.....	72
4.1 CARATTERISTICHE DI COMPATTAZIONE	74
4.2 CONDUCIBILITÀ IDRAULICA	77
4.3 COMPRESSIBILITÀ	82
4.4 MICROSTRUTTURA	91
5 CONCLUSIONI.....	94
BIBLIOGRAFIA / SITOGRAFIA.....	97
APPENDICE 4.A.....	105

1 OGGETTO E SCOPO DELLA TESI

Le recenti politiche in materia ambientale e sviluppo sostenibile hanno inevitabilmente influenzato vari campi della ricerca scientifica, con l'obiettivo di sperimentare nuove tecnologie e materiali atti a ridurre i consumi energetici globali e la produzione in eccesso di gas serra inquinanti. In questo senso, attraverso l'Agenda 2030 per lo Sviluppo Sostenibile e l'European Green Deal, sono state fornite le linee guida per la salvaguardia del pianeta e dell'ambiente, alle quali anche la ricerca in campo geotecnico deve fare riferimento. Lo studio di nuovi agenti chimici eco-friendly per la stabilizzazione dei terreni in sostituzione ai tradizionali leganti, quali cemento portland e calce, la cui produzione genera ingenti quantità di CO₂, può contribuire a migliorare la sostenibilità ambientale relativa alle opere in terra. A tal proposito la ricerca di nuovi agenti stabilizzanti in grado di garantire un'adeguata risposta in termini di compressibilità e conducibilità idraulica del terreno (caratteristiche cruciali nella progettazione ingegneristica di opere in terra, quali sottofondi stradali, rilevati stradali, arginature, etc.). È uno dei più recenti obiettivi della ricerca portata avanti nel Dipartimento SIMAU dell'Università Politecnica delle Marche.

Il presente studio si occupa di valutare la fattibilità e l'efficacia della stabilizzazione con cenere volante di un terreno selezionato per la creazione di rilevati stradali. La cenere volante è un sottoprodotto di combustione delle centrali termo-elettriche, economico e a basso impatto ambientale. Lo studio è stato condotto su campioni additivati con il 4 % in peso di cenere volante su peso secco di terreno e compattati. Su provini ricavati da tali campioni sono state eseguite prove di conducibilità idraulica, prove di compressione edometrica e analisi della micro-struttura del terreno trattato. È stato inoltre valutato l'effetto del tempo di stagionatura, comparando gli effetti prodotti da

una stagionatura pari a 7 giorni con quelli relativi a una stagionatura di 28 giorni. Infine, i risultati di prova dei campioni in esame sono stati confrontati con i dati di compressibilità e permeabilità derivanti da precedenti studi, eseguiti sullo stesso terreno privo di additivi e trattato con un 4 % di cemento portland al calcare.

2 STATO DELL'ARTE

2.1 STABILIZZAZIONE E IMPATTO AMBIENTALE

Il miglioramento delle caratteristiche di un terreno tramite stabilizzazione è un processo che ha sempre interessato l'uomo fin dall'antichità, al fine di realizzare opere ingegneristiche più stabili e resistenti. Secondo Mc Dowell (1959) le prime opere di compattazione dei fondi stradali vennero eseguite già in Mesopotamia e nell'antico Egitto; altra testimonianza risulta essere l'utilizzo da parte dei Greci e Romani della calce come materiale additivo nelle terre. Le basi della nuova scienza della stabilizzazione, per mezzo di agenti stabilizzanti attivi (Winterkorn e Pamukcu, 1991), furono poste solo agli inizi del XX secolo, con i primi test eseguiti nel 1904 negli Stati Uniti su terreni miscelati con cemento portland e calce (Firoozi A.A. et al., 2014). Solo a partire dal 1940 iniziarono le prime applicazioni idrauliche dei terreni stabilizzati, che in alcuni casi offrivano notevoli vantaggi dal punto di vista dell'impermeabilizzazione; tra cui l'impiego come barriere di ritenuta per discariche, grazie alla verificata compatibilità chimica tra additivo e percolato prodotto dai rifiuti (Sardi E., 2016).

I processi che descrivono la stabilizzazione di un terreno additivato con agenti attivi, quali cemento, calce e cenere volante, sono stati sintetizzati da Little et al. (2009) e risultano essere:

- lo scambio di cationi fra terra e additivo, dove sostanzialmente sodio e magnesio vengono sostituiti dagli ioni di calcio presenti nei leganti, in particolare nella calce e nella cenere volante;
- la flocculazione delle particelle (nei terreni con cenere volante e calce), che agglomerandosi aumentano la resistenza della matrice cementizia e riducono la plasticità;
- le reazioni pozzolaniche, che interessano il cemento, la calce e la cenere volante, provocate dagli allumino-silicati, solubilizzati in ambiente basico, che reagiscono con gli ioni di calcio per formare i prodotti cementizi;
- la cementazione carbonatica, esclusivamente nei prodotti con ossido di calcio, il quale reagendo con la CO₂ ambientale produce i precipitati di carbonato di calcio, permettendo la cementazione e l'indurimento delle particelle.

Uno dei metodi più diffusi ed efficaci di stabilizzazione prevede l'impiego di cemento portland ordinario (OPC). I vantaggi di questo additivo chimico sono stati comprovati negli anni da innumerevoli studi (e.g. Handy e Davidson, 1957, Bhattacharja et al., 2003, Croft, 1967, Herzog e Mitchell, 1963, Christensen, 1969, Stocker, 1975, Wu et al., 2019, Bellezza e Fratolocchi, 2006, Prusinski et al., 1999, Lorenzo e Bergado, 2006). Nonostante l'ampio utilizzo in tutto il mondo, il cemento portland come stabilizzante sembra non essere più in linea con i principi di sostenibilità e compatibilità ambientale odierni. Basti pensare ad esempio che per la produzione di 1 tonnellata di OPC vengono sfruttate 1,5 tonnellate di argilla e calcare, richiedendo un apporto energetico di oltre 5000 MJ (Wu et al., 2021), oltre alla produzione di 0,95 tonnellate di CO₂ per 1 tonnellata di OPC (Spagnoli et al., 2022). Secondo Costa e Ribeiro (2020) la sola produzione di OPC costituisce circa il 7% delle emissioni globali di CO₂. Per

questo motivo, negli ultimi decenni, la ricerca si è concentrata nello studio di prodotti alternativi, da impiegare in parziale o totale sostituzione del cemento, derivanti dal riutilizzo di rifiuti e scarti di lavorazioni, come ad esempio gli additivi organici e i sottoprodotti inorganici delle lavorazioni industriali. Recenti studi sono stati condotti in questa direzione, sperimentando terreni additivati con rifiuti organici derivanti dalla produzione di funghi, con la sansa d'oliva, con polveri di marmo, con polveri della macinazione della lolla di riso, con fibre tessili, di cocco e di juta, con loppa d'altoforno e ceneri volanti (Di Sante et al., 2023). Queste ultime dispongono di una letteratura più vasta, essendo state considerate fin da subito il materiale più simile al cemento, in virtù delle proprietà pozzolaniche molto simili. Difatti da tempo ormai la cenere volante viene impiegata anche nella realizzazione di conglomerati cementizi. La sostituzione parziale dell'OPC con cenere volante permette il riutilizzo di terreni (che andrebbero smaltiti in discariche), e la riduzione dei gas serra prodotti nella lavorazione del cemento. Non essendo richiesto un ulteriore trattamento termico delle polveri, è stato stimato un risparmio di 0,8 tonnellate di CO₂ per ogni tonnellata di OPC sostituito e in base all'efficienza dei forni di combustione, il risparmio di emissioni può variare tra le 0,54 e 1 tonnellate di CO₂ su una tonnellata di OPC (Reid et al., 2020).

2.2 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: CONSISTENZA, RESISTENZA E COMPATTAZIONE

Un terreno stabilizzato con cenere volante subisce generalmente una variazione delle proprie caratteristiche fisiche e meccaniche, in funzione del tipo di terreno, delle percentuali di additivo impiegate e del tempo di stagionatura dei campioni. Diversi studi presenti in letteratura dimostrano inoltre che l'impiego di ceneri volanti di classe F, ad alto contenuto di silicio, e ceneri volanti di classe C, con tenore più alto di ossido di calcio, per trattare terreni, possono condurre

a risultati sperimentali differenti. Ad esempio Seyrek (2016) ha confrontato due tipi di cenere volante di diversa composizione (denominate Catalagzi, di classe F, e Soma, di classe C) su un'argilla a bassa plasticità, CL, e un'argilla ad alta plasticità, CH, per mezzo di prove di consistenza, di compattazione e di compressione non confinata (UCS, Unconfined Compressive Strength). Dai test sui limiti di Atterberg è stata riscontrata una diminuzione dei parametri di consistenza all'aumentare della percentuale di cenere volante additivata. In particolare, le variazioni del limite liquido, w_L , e dell'indice di plasticità, IP, sono significative solo entro il 20% di contenuto di cenere volante. Nonostante si abbia lo stesso comportamento per entrambe le classi di polveri, i test hanno dimostrato una maggiore efficacia della cenere volante di classe C rispetto quella di classe F, con una diminuzione più repentina della plasticità per contenuti di additivo minori (risultati in fig.1 e fig.2). In accordo con tali risultati, Shirkhanloo et al. (2021) affermano che le differenze di efficacia tra le due classi sono dovute alla presenza di un maggior quantitativo di calce, CaO, nelle polveri di classe C, permettendo un numero maggiore di scambi cationici, una maggiore flocculazione e più prodotti di reazione pozzolanica. I risultati sono riportati in fig.3.

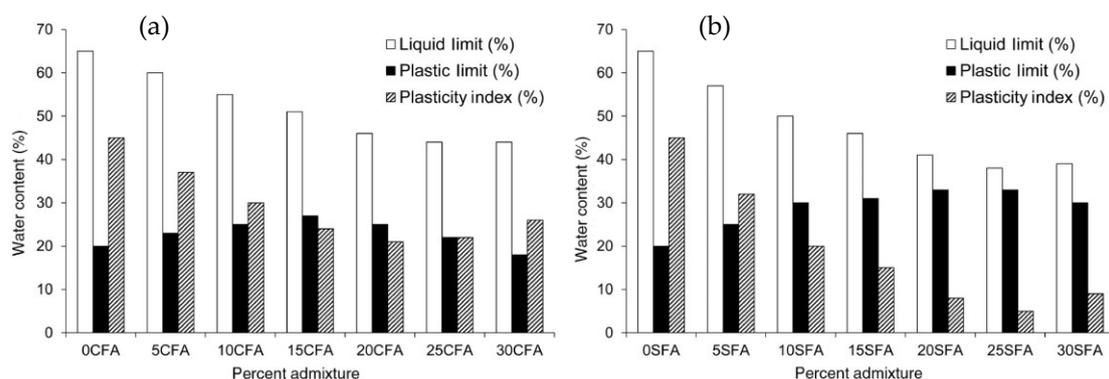


Figura 1 - Incidenza delle ceneri volanti sui parametri di consistenza di un'argilla CH; (a) Ceneri Volanti Classe F (CFA); (b) Ceneri Volanti Classe C (SFA) - (Seyrek E., 2016)

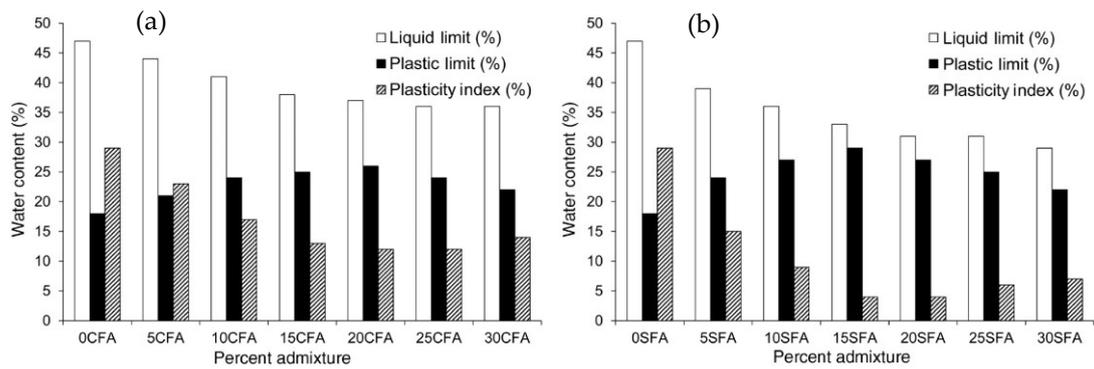


Figura 2 - Incidenza delle ceneri volanti sui parametri di consistenza di un'argilla CL; (a) Ceneri Volanti Classe F (CFA); (b) Ceneri Volanti Classe C (SFA) - (Seyrek E., 2016)

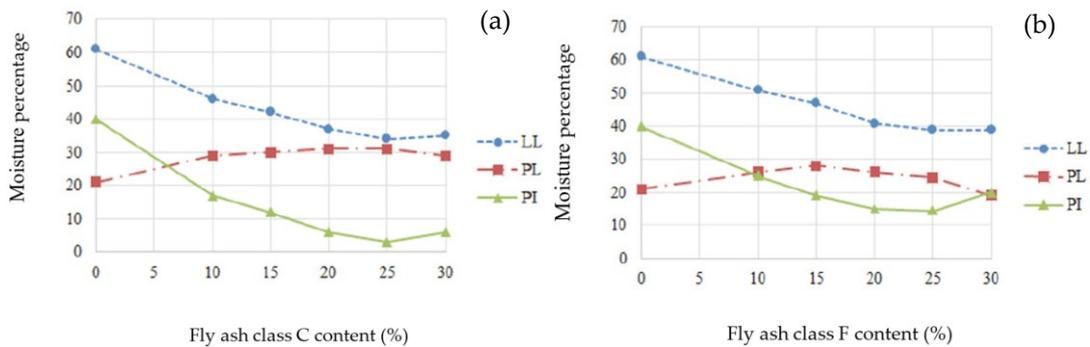


Figura 3 – Impatto delle ceneri volanti sui limiti di consistenza di un'argilla CH; (a) Ceneri Volanti Classe C; (b) Ceneri Volanti Classe F - (Shirkhanloo S. et al., 2021)

Patil et al. (2017) mostrano un differente andamento degli indici di consistenza su un limo sabbioso inorganico, SM, stabilizzato con cenere volante a basso tenore di CaO (fig.4). Per modeste percentuali di additivo, a differenza delle argille, i limiti di consistenza e l'indice di plasticità sono aumentati considerevolmente, per poi diminuire superata la percentuale del 3% di cenere volante. Secondo lo studio l'aumento per basse percentuali è dovuto in parte alla bassa plasticità comune tra terreno e cenere volante.

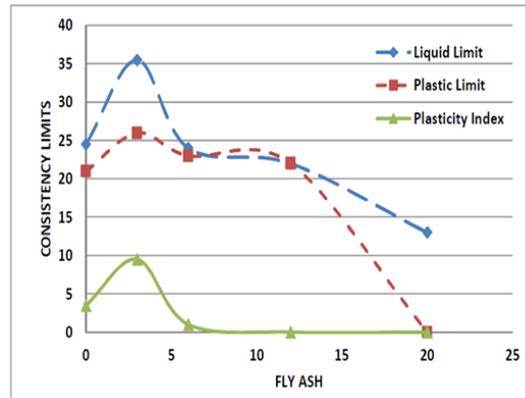


Figura 4 – Influenza delle ceneri volanti sui limiti di consistenza di un limo sabbioso SM – (Patil P.D. et al., 2017).

I risultati dei test di compattazione dello studio di Seyrek (2016), ottenuti mediante prova Proctor Standard (ASTM D 698-00), mostrano come all'aumentare del contenuto di ceneri volanti (fino ad un massimo del 30% in peso) corrisponda un abbassamento del peso specifico del secco massimo, γ_d , e un aumento del contenuto d'acqua ottimale, w_{opt} , per entrambi i terreni argillosi, CH e CL. Secondo Lees et al. (1982) la diminuzione di densità secca è dovuta al fatto che la formazione immediata di prodotti di reazione limiti la compattabilità. In questo caso, le polveri di classe C, a parità di percentuali aggiunte, producono variazioni dei parametri meno significative rispetto alla cenere di classe F, come dimostra il confronto tra le curve sperimentali di compattazione Proctor (fig.5 e tab.1). Anche Turán et al. (2022), in uno studio su un'argilla di media plasticità (classificata CI secondo le BS 1377), confermano quanto affermato da Seyrek, riscontrando una tendenza simile riguardo le variazioni di peso specifico secco e di umidità ottimale utilizzando diverse ceneri volanti. (fig.6). Secondo Shirkhanloo et al. (2021) la flocculazione dovuta all'aggiunta delle ceneri, genera delle porosità interne che portano ad un maggiore assorbimento di acqua e al corrispondente aumento dell'umidità di optimum.

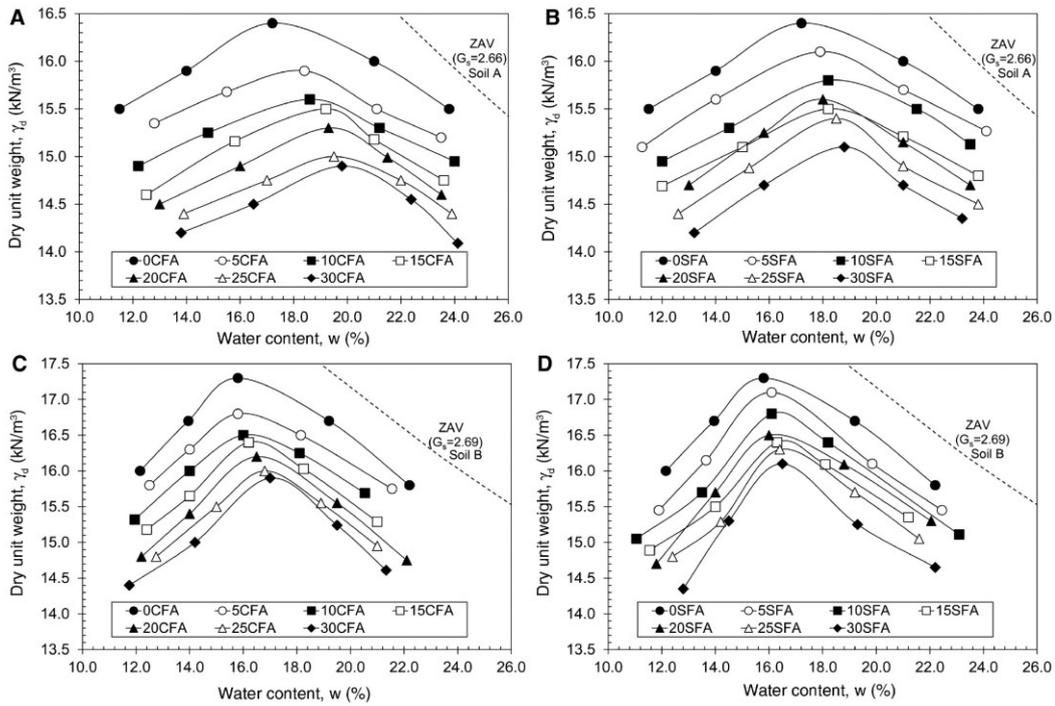


Figura 5 – Curve di compattazione Proctor per miscele terreno-additivo; (a) Argilla CH-Cenere Volante Classe F; (b) Argilla CH-Cenere Volante Classe C; (c) Argilla CL-Cenere Volante Classe F; (d) Argilla CL-Cenere Volante Classe C – (Seyrek E., 2016).

Tabella 1 – Parametri di compattazione di miscele terreno-additivo; (a) Argilla CL; (b) Argilla CH – (Seyrek E., 2016).

Soil B-Catalagzi fly ash mixtures				Soil B-Soma fly ash mixtures			
Percent admixture	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)	G_{mix}	Percent admixture	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)	G_{mix}
0CFA	17.3	15.8	2.690	0SFA	17.3	15.8	2.690
5CFA	16.8	15.8	2.657	5SFA	17.1	16.1	2.667
10CFA	16.5	16.0	2.623	10SFA	16.8	16.1	2.644
15CFA	16.4	16.2	2.590	15SFA	16.4	16.3	2.621
20CFA	16.2	16.5	2.556 ^a	20SFA	16.5	16.0	2.598
25CFA	16.0	16.8	2.523	25SFA	16.3	16.4	2.575
30CFA	15.9	17.0	2.489	30SFA	16.1	16.5	2.552

^a G_{mix} , Specific gravity of the soil-fly ash mixture is calculated as; $G_{mix}=G_{soilB} \times 0.80 + G_{CFA} \times 0.20 = 2.556$ for soil-fly ash ratio of 80:20.

Soil A-Catalagzi fly ash mixtures				Soil A-Soma fly ash mixtures			
Percent admixture	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)	G_{mix}	Percent admixture	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)	G_{mix}
0CFA	16.4	17.2	2.660	0SFA	16.4	17.2	2.660
5CFA	15.9	18.4	2.628	5SFA	16.1	17.9	2.639
10CFA	15.6	18.6	2.596	10SFA	15.8	18.2	2.617
15CFA	15.5	19.2	2.564	15SFA	15.5	18.2	2.596
20CFA	15.3	19.3	2.532 ^a	20SFA	15.6	18.0	2.574
25CFA	15.0	19.5	2.500	25SFA	15.4	18.5	2.553
30CFA	14.9	19.8	2.468	30SFA	15.1	18.8	2.531

^a G_{mix} , Specific gravity of the soil-fly ash mixture is calculated as; $G_{mix}=G_{soilA} \times 0.80 + G_{CFA} \times 0.20 = 2.532$ for soil-fly ash ratio of 80:20.

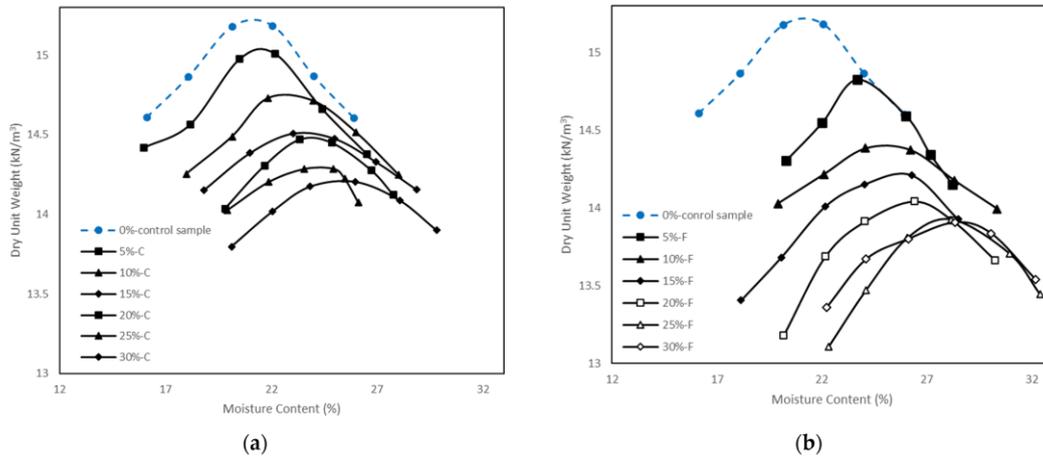


Figura 6 – Curve di compattazione per terreni stabilizzati con differente cenere volante; (a) Cenere volante classe C; (b) Cenere volante classe F - (Turán C. et al., 2022).

Andamenti analoghi a quelli dei terreni argillosi trattati con cenere volante, relativi all’aumento dell’umidità di optimum, w_{opt} (OMC, Optimum Moisture Content) e decremento della densità secca massima, γ_d (MDD, Maximum Dry Density) in funzione del contenuto % di stabilizzante, sono stati riscontrati nelle prove Proctor Standard eseguite da Nithin e Sayida (2012) su una sabbia limosa, classificata come SM secondo l’Indian Standard Soil Classification System (risultati in fig.7). In netta controtendenza sono i risultati di compattazione ricavati da Patil et al. (2017) sul limo sabbioso SM (fig.8), dove il MCC aumenta gradualmente e si ha un decremento dell’OMC dopo l’aggiunta di basse percentuali di cenere volante.

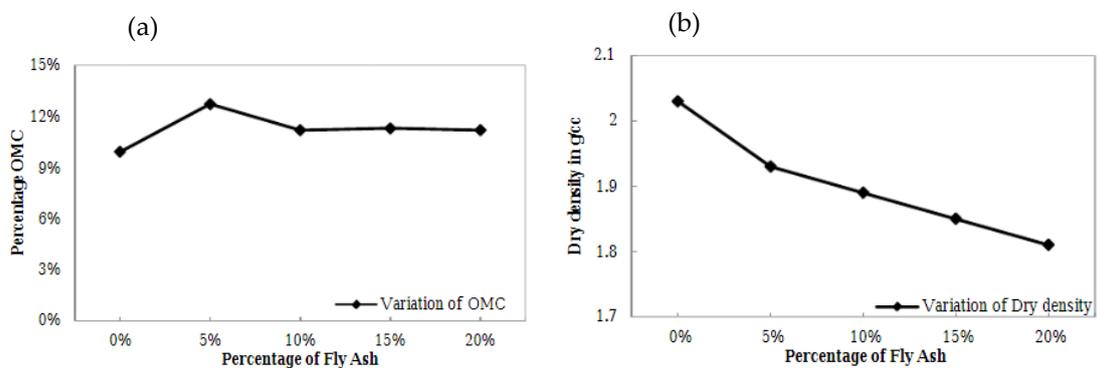


Figura 7 – Parametri di compattazione di una sabbia limosa per diverse % di cenere volante; (a) Variazioni di OMC; (b) Variazioni di MDD – (Nithin S. e Sayida M.K., 2012).

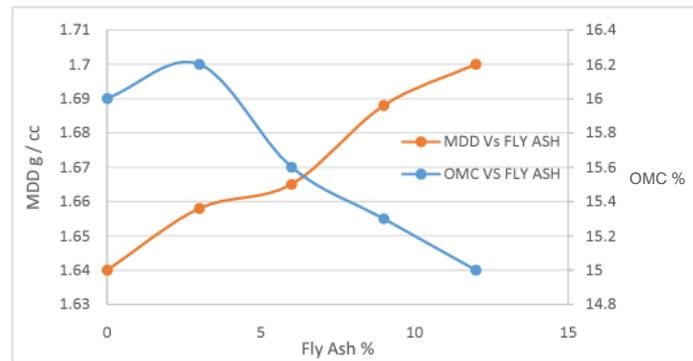


Figura 8 – Variazioni di OMC e MDD in un limo sabbioso SM per diverse % di cenere volante – (Patil P.D. et al., 2017).

In letteratura sono presenti ulteriori risultati, ottenuti per mezzo di prove di compressione non confinata, UCS, riguardo le differenze di comportamento meccanico dei terreni stabilizzati con cenere volante. Lo studio di Seyrek (2016) mostra che la resistenza a compressione delle argille è funzione sia della quantità di agente stabilizzante che del tempo di maturazione, ottenendo i valori massimi di resistenza a compressione non confinata, UCS, per un contenuto del 25% di cenere volante di classe F, in corrispondenza di tempi di stagionatura di 1 giorno, 7 giorni e 28 giorni; e per un contenuto del 25% di cenere volante di classe C, con tempi di stagionatura di 1 giorno e 7 giorni. La massima resistenza della classe C per una maturazione di 28 giorni invece è stata ottenuta per una percentuale di additivo pari a 30%. I dati ottenuti (fig.9), espressi come rapporto tra la resistenza a compressione del terreno con ceneri volanti e resistenza a compressione del terreno non trattato, evidenziano valori più alti di UCS per la classe C, e mostrano quanto i tempi di maturazione incidano maggiormente su questi valori. Anche i risultati di Shir Khanloo et al. (2021) e Turán et al. (2022) sono in linea con quanto sperimentato da Seyrek (fig.10 e fig.11). Oltre il 25% di contenuto di ceneri, le prestazioni meccaniche si abbassano, poiché l'aggiunta di ceneri in eccesso modifica la granulometria dell'argilla, generando un comportamento simile a quello di un limo, provocando una riduzione di adesione e attrito tra i grani (Shir Khanloo et al., 2021). Turán et al. (2022) hanno valutato anche il modulo elastico, E, ricavato

dalle prove UCS a 1 giorno, 7 giorni e 28 giorni (tab.2), affermando che l'utilizzo delle polveri di classe C apporta un significativo incremento della rigidezza rispetto alle ceneri di classe F.

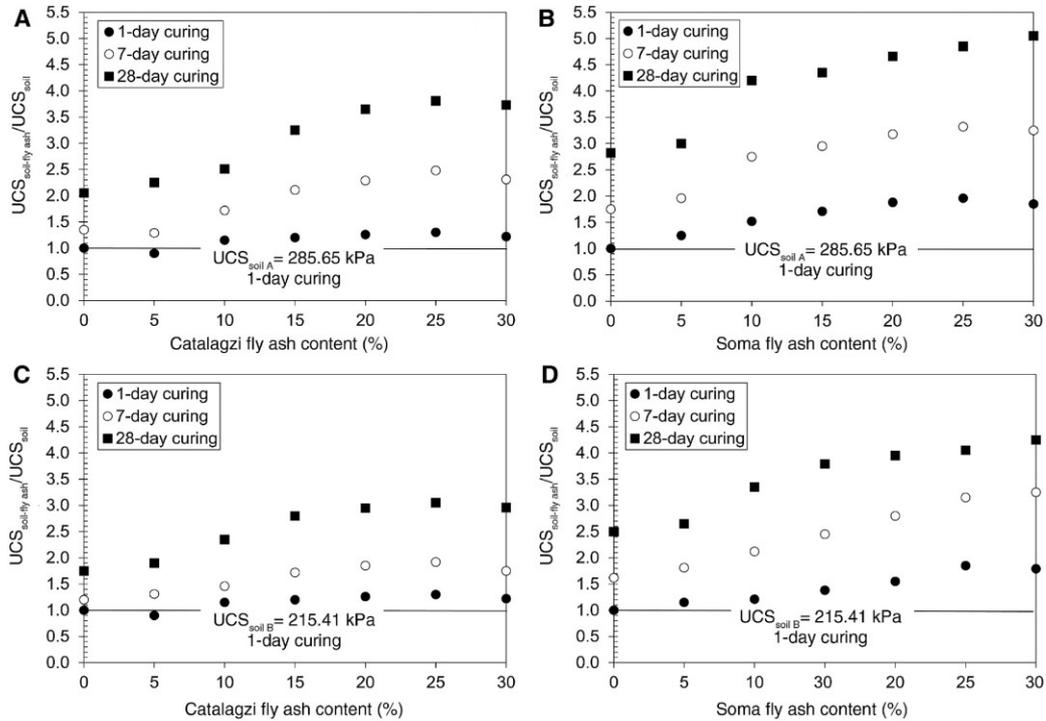


Figura 9 – Effetto delle ceneri volanti sulla resistenza a compressione non confinata (UCS); (a) Argilla CH-Cenere Volante Classe F; (b) Argilla CH-Cenere Volante Classe C; (c) Argilla CL-Cenere Volante Classe F; (d) Argilla CL-Cenere Volante Classe C – (Seyrek E., 2016).

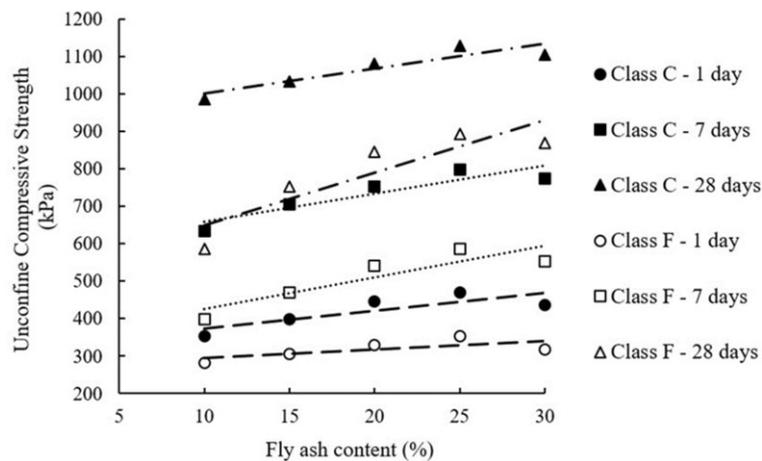


Figura 10 – Effetto delle ceneri volanti sulla resistenza a compressione non confinata (UCS) di un'argilla CH - (Shirkhanloo S. et al., 2021).

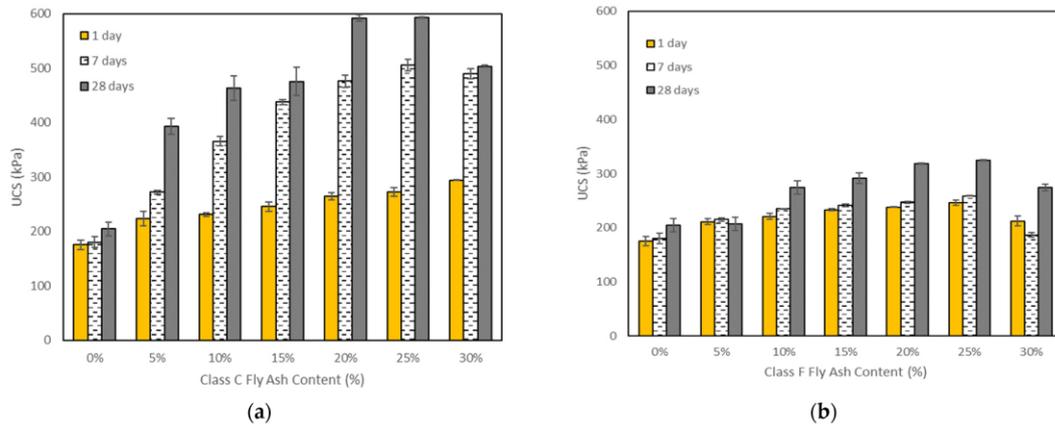


Figura 11 – Effetto delle ceneri volanti sulla resistenza a compressione non confinata (UCS) di un'argilla CI; (a) Cenere Volante Classe C; (b) Cenere Volante Classe F - (Turán C. et al., 2022).

Tabella 2 – Valori del Modulo Elastico di un'argilla, CH, stabilizzata con ceneri volanti di classe F e C, derivanti dalle prove di compressione non confinata (UCS) - (Turán C. et al., 2022).

Fly Ash Content	1 Day Curing	7 Days Curing	28 Days Curing
	Elastic Modulus (E) (MPa)		
0% (control sample)	5.9	9.5	9.4
5% class C	16.5	21.3	23.1
10% class C	20.2	25.9	39.1
15% class C	25.2	33.7	42.6
20% class C	25.4	51.0	62.9
25% class C	26.2	53.6	64.9
30% class C	27.5	35.0	37.5
5% class F	8.8	12.5	14.7
10% class F	9.0	13.5	18.2
15% class F	14.0	14.1	21.0
20% class F	14.8	16.8	21.3
25% class F	18.5	21.2	24.8
30% class F	14.8	9.0	14.6

Anche le prove UCS eseguite su sabbia limosa da Nithin e Sayida (2012), con miscele contenenti il 5%, 10%, 15% e 20% di cenere volante, hanno confermato un aumento di resistenza al crescere del contenuto di stabilizzante e in funzione del tempo di stagionatura del campione (maturazione di 1 giorno, 7 giorni e 24 giorni). In questo caso i massimi valori di resistenza a compressione, UCC, sono stati registrati per una percentuale del 15% di additivo. Per concentrazioni superiori, solo i valori del campione senza stagionatura decrescono a causa della flocculazione delle particelle, che provoca un aumento dell'indice dei vuoti, e , e della porosità, n (Nithin e Sayida, 2012). I risultati sono riportati in fig.12. Le prove a compressione non confinata svolte su limo sabbioso da Patil

et al. (2017) indicano un modesto incremento della resistenza (risultati in fig.13), in funzione del contenuto di ceneri volanti e per tre differenti contenuti d'acqua, w_{opt} (OMC, OMC meno un 2% di acqua, OMC più un 2% di acqua). Le piccole variazioni di umidità evidenziano notevoli cambiamenti di comportamento al crescere delle percentuali di additivo. Questa instabilità dei risultati e il modesto vantaggio in termini di resistenza meccanica sembra siano dovuti anche alle comparabili dimensioni granulometriche tra limo sabbioso e cenere volante, oltre a simili valori del peso specifico dei grani, G_s , che impediscono di avere sufficienti contatti intergranulari di frizione tra le particelle (Patil et al., 2017).

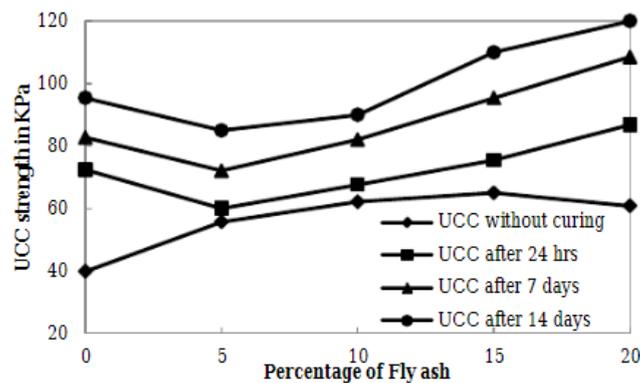


Figura 12 – Variazione della resistenza a compressione non confinata di una sabbia limosa in funzione delle percentuali di cenere volante - (Nithin S. e Sayida M.K., 2012).

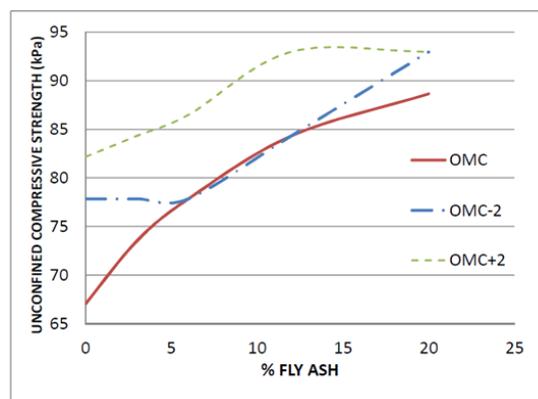


Figura 13 – Variazione della resistenza a compressione non confinata di un limo sabbioso SM in funzione delle percentuali di cenere volante e contenuto d'umidità - (Patil P.D. et al., 2017).

2.3 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: PERMEABILITÀ

La cenere volante è in grado di alterare il comportamento idraulico e i valori della conducibilità idraulica, k , di un terreno, come dimostrato dalle varie prove di laboratorio presenti in letteratura. Alcuni studi sembrano evidenziare un differente comportamento in base alla tipologia di terreno stabilizzato. I risultati mostrano generalmente una riduzione della permeabilità nelle miscele composte da terreni granulari e cenere volante, mentre al contrario la conducibilità idraulica sembra aumentare in miscele di terreni a grana fine e cenere volante. Questa differenza è ben evidenziata nello studio di Dhindsa et al. (2016), dove un'argilla non plastica e una sabbia sono state additivate progressivamente con diverse percentuali di additivo, valutando le variazioni della permeabilità e della capacità di trattenere acqua (tab.3 e fig.14). Ad esempio, per quantità pari al 30% di legante, la permeabilità delle argille è variata da 0.54 cm/h a 0.94 cm/h, mentre quella delle sabbie da 23.80 cm/h a 12.14 cm/h. Un aumento di permeabilità nelle argille, in funzione della quantità di stabilizzante, è stato osservato anche nello studio di Chandel e Kumar (2016), dove un'argilla a plasticità intermedia, CI (secondo Indian Standard Codes), additivata progressivamente con proporzioni di cenere volante pari al 4%, 8%, 12%, 16%, e compattata con una prova Proctor Standard, è stata sottoposta a prova di conducibilità idraulica con permeometro a carico variabile (risultati in fig.15). In corrispondenza del 16% di cenere volante in peso si ottiene un incremento di k del 106% comparato con la permeabilità del solo terreno (4.94×10^{-6} mm/s). Gli autori ipotizzano che tale aumento sia causato dalla variazione della granulometria del terreno in seguito all'aggiunta delle particelle di cenere volante, aventi dimensioni maggiori di quelle argillose, più simili ad un limo (Chandel e Kumar, 2016). Majumder e Saha (2016) confermano tale ipotesi, affermando che l'aggiunta di polveri, aventi granulometria quasi identica ai terreni limosi, influisce sui rapporti interparticellari, incrementando la

conducibilità, k . In accordo con Chew et al. (2004), Turán et al. (2022) affermano che l'aumento di conducibilità idraulica immediato (dopo solo un giorno di stagionatura) nei terreni coesivi trattati sia anche dovuto a fenomeni chimici: anche gli ioni di calcio presenti nella cenere volante, contribuiscono alla flocculazione della struttura, aumentando la conducibilità idraulica. La loro ricerca evidenzia un decremento progressivo della permeabilità con l'aumentare del tempo di stagionatura del campione (risultati in tab.4). Secondo l'autore, in linea con gli studi sul terreno-calce di Chew et al. (2004), e sulla terra-cemento di Kassim e Chow et al. (2000), la causa dell'influenza della maturazione sulla permeabilità è dovuta alle reazioni a lungo termine calcio-alluminio-silicato-idrato (C-A-S-H) e/o calcio-silicato-idrato (C-S-H), che producono gel cementizio che si deposita nei pori della struttura, riducendo la permeabilità.

Tabella 3 – Variazioni della conducibilità idraulica e della capacità di ritenuta di acqua di una sabbia e un'argilla in funzione della cenere volante – (Dhindsa H.S. et al., 2016).

Treatment	Texture	Permeability Cm/h	Water Holding Capacity Cm/h
Clay loam soil + Fly ash			
T0	Clay loam	0.54	0.65
T1	Loam	0.62	0.62
T2	Loam	0.73	0.60
T3	Loam	0.94	0.58
T4	Loam	1.35	0.56
T5	Sandy loam	2.14	0.55
T6	Loamy sand	9.00	0.54
CDat 5%		1.15	0.03
Sandy soil + Fly ash			
T0	Sandy	23.80	0.38
T1	Sandy	16.63	0.44
T2	Sandy	13.90	0.48
T3	Sandy	12.14	0.51
T4	Sandy	10.80	0.52
T5	Sandy	9.67	0.53
T6	Loamy sand	9.00	0.54
CD at 5%		4.53	0.02

T0=soil+0%FA, T1=soil+10%FA, T2=soil+20%FA, T3=soil+30%FA,
T4=soil+40%FA, T5=soil+50%FA, T6=100%FA

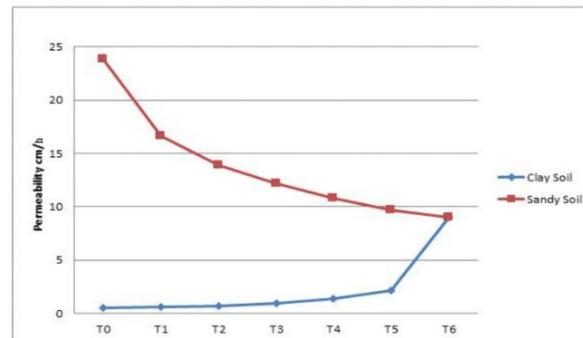


Figura 14 – Variazioni di k di una sabbia e un'argilla in funzione delle % di cenere volante - (Dhindsa H.S. et al., 2016).

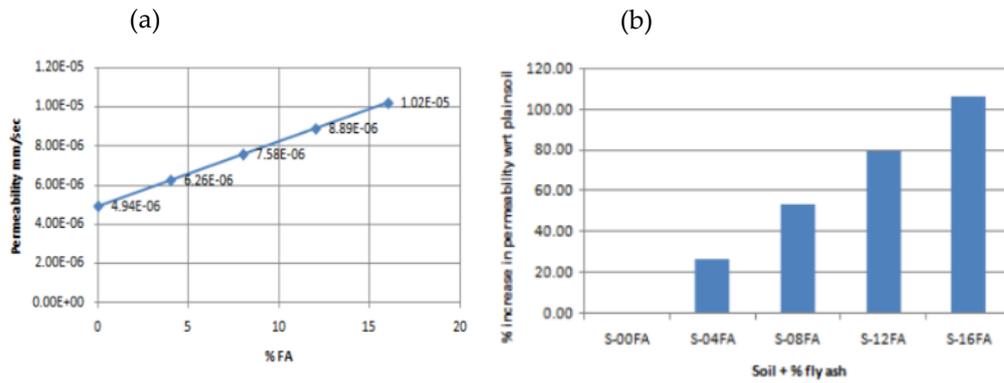


Figura 15 – Conducibilità idraulica di un’argilla a media plasticità; (a) Variazione per % di cenere volante; (b) Incrementi percentuali della permeabilità – (Chandel A. e Kumar U., 2016).

Tabella 4 – Variazioni del coefficiente k in funzione della stagionatura del campione, della classe e % in peso della cenere volante - (Turán C. et al., 2022).

Fly Ash Content (%)	Curing (Days)	Permeability (k) (m/min)
0% (control sample)	1	2.2×10^{-8}
0% (control sample)	7	2.3×10^{-8}
0% (control sample)	28	2.2×10^{-8}
15% class C	1	5.0×10^{-8}
15% class C	7	3.2×10^{-8}
15% class C	28	2.2×10^{-8}
25% class C	1	5.3×10^{-8}
25% class C	7	2.8×10^{-8}
25% class C	28	1.8×10^{-8}
15% class F	1	7.1×10^{-8}
15% class F	7	4.1×10^{-8}
15% class F	28	3.2×10^{-8}
25% class F	1	7.4×10^{-8}
25% class F	7	4.2×10^{-8}
25% class F	28	3.3×10^{-8}

Andamenti analoghi della permeabilità sono stati riscontrati anche da Anupam et al. (2012), attraverso prove di conducibilità idraulica con permeametro a carico variabile su argille a bassa plasticità, CL, stabilizzate prima con cenere volante e poi con lolla di riso (risultati in tab.5). In controtendenza sono i dati ottenuti da Lekha et al (2015) dalle prove di conducibilità idraulica effettuate su un’argilla espansiva, denominata “black cotton”, ad alta plasticità, CH, per la quale si ottiene una riduzione della permeabilità all’aumentare del legante, per campioni stagionati 7 giorni (fig.16).

Tabella 5 – Comparazione effetti cenere volante e lolla di riso sulla permeabilità di un'argilla CL al variare del contenuto di additivo – (Anupam A.K. et al., 2012).

Percentage of Soil	Percentage of Ash	Permeability (cm/sec)	
		FA	RHA
100	0	8.61×10^{-10}	8.61×10^{-10}
95	5	1.5×10^{-9}	6.41×10^{-8}
90	10	6.5×10^{-9}	2.71×10^{-8}
85	15	4.8×10^{-8}	8.4×10^{-7}
80	20	3.27×10^{-7}	6.47×10^{-6}
75	25	8.6×10^{-7}	5.8×10^{-6}
70	30	4.7×10^{-6}	6.14×10^{-5}
65	35	2.57×10^{-5}	7.48×10^{-4}
0	100	7.5×10^{-2}	1.5×10^{-2}

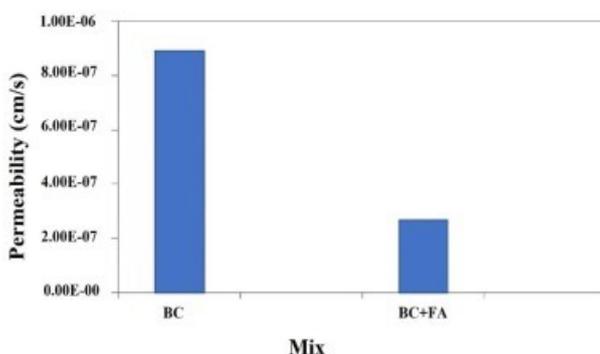


Figura 16 – Variazioni della permeabilità in un'argilla "black cotton", stabilizzata con un 6% di cenere volante di classe F – (Lekha B.M. et al., 2015).

Amiralian et al. (2012) in uno studio comparativo tra cenere volante e calce, ha evidenziato una riduzione della conducibilità idraulica in una sabbia quarzosa e ha sottolineato come all'aumentare della densità secca massima, γ_d (MDD), si registrino i valori più bassi di permeabilità. I test sono stati eseguiti con permeametro a carico variabile e con campioni aventi contenuto d'acqua ottimale, w_{opt} , in seguito a compattazione Proctor standard. Le percentuali di cenere volante utilizzate sono state del 5%, 10% e 15%. I risultati dimostrano anche una maggiore efficacia della cenere volante rispetto alla calce, con tale sabbia, a parità di % di additivo (risultati in tab.6 e fig.17). La presenza di limo, in determinate percentuali, sembrerebbe invertire il comportamento idraulico delle sabbie, avvicinandolo a quello che si ottiene per le argille trattate, come dimostrato ad esempio da Galupino e Dungca (2015) attraverso prove di conducibilità idraulica su una sabbia limosa (tab.7 e fig.18), registrando aumenti della permeabilità in funzione del contenuto di cenere volante. In accordo con

Prashanth et al. (2001), questo trend è giustificato dal fatto che la cenere volante è un materiale limoso altamente poroso, e le simili dimensioni dei grani del limo del terreno e della cenere volante contribuiscono ad un aumento complessivo dell'indice dei vuoti massimo, e_{max} , con conseguente aumento di k (Galupino e Dungca, 2015).

Tabella 6 – Valori della permeabilità di una sabbia quarzosa additivata con diverse percentuali di cenere volante e calce – (Amiralian S. et al., 2012).

COMPACTION AND HYDRAULIC CONDUCTIVITY DATA			
Specimen	Moisture Content (%)	Dry Density (gr/cm ³)	Hydraulic Conductivity (cm/sec)
Sand	13.94	1.62	7.67×10^{-3}
% 1L	13.74	1.67	2.07×10^{-3}
% 2L	13.08	1.69	1.53×10^{-3}
% 3L	12.99	1.71	1.17×10^{-3}
%5FA	13.78	1.73	1.83×10^{-3}
%10FA	12.49	1.82	9.65×10^{-4}
%15FA	12.05	1.89	1.19×10^{-4}
%1 L-%5FA	13.79	1.78	4.77×10^{-4}
%1 L-%10FA	12.62	1.85	8.12×10^{-5}
%1 L-%15FA	11.26	1.90	7.34×10^{-5}
%2 L-%5FA	13.87	1.80	7.05×10^{-5}
%2 L-%10FA	13.31	1.84	3.78×10^{-5}
%2 L-%15FA	11.13	1.90	2.25×10^{-5}
%3 L-%5FA	14.09	1.79	4.32×10^{-5}
%3 L-%10FA	12.91	1.86	1.81×10^{-5}
%3 L-%15FA	10.37	1.91	1.27×10^{-5}

L: Lime; FA: Fly ash; L-FA: combination of lime and fly ash.

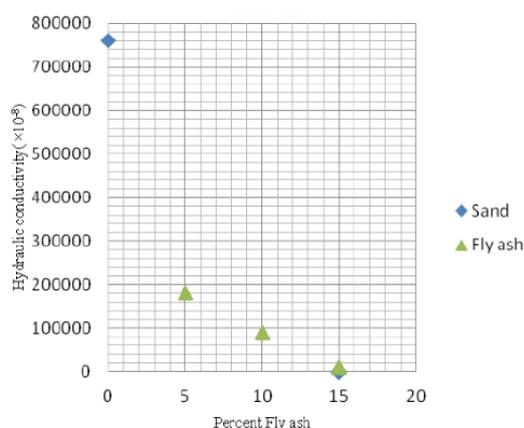


Figura 17 – Variazione della conducibilità idraulica k di una sabbia in funzione delle percentuali di cenere volante – (Amiralian S. et al., 2012).

Tabella 7 – Valori massimi e minimi della permeabilità verticale k_v di una sabbia limosa al variare della miscela con cenere volante – (Galupino J. e Dungca J., 2015).

Soil Mixture	Minimum k_v , cm/s	Maximum k_v , cm/s
100FA	4.53E-05	5.52E-05
75FA25S	3.40E-05	3.80E-05
50FA50S	2.55E-05	3.16E-05
25FA75S	2.05E-05	2.51E-05
100S	1.47E-05	2.09E-05

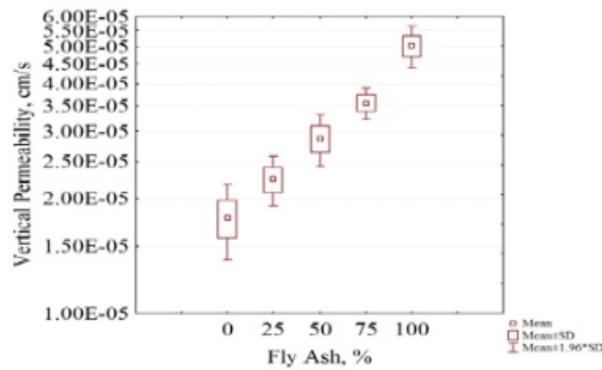


Figura 18 – Valori medi della permeabilità verticale k_v di una sabbia limosa in funzione delle % di cenere volante - (Galupino J. e Dungca J., 2015).

2.4 TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI: COMPRESSIBILITÀ

Numerosi risultati sperimentali presenti in letteratura, derivanti da prove di compressione edometrica su campioni di terreno prevalentemente a grana fine, sono concordi sul fatto che l'applicazione della cenere volante come stabilizzante porti evidenti benefici in termini di compressibilità e deformazioni di volume, con variazioni dell'indice di compressione, C_c , dell'indice di rigonfiamento, C_s , del coefficiente di compressibilità volumetrica, m_v , e del coefficiente di consolidazione, c_v .

Mir e Sridharan (2014), studiando le deformazioni di un terreno argilloso "black cotton" espansivo, additivato con diverse percentuali di cenere volante, di classe F e classe C, in funzione del tempo di stagionatura (1, 7 e 28 giorni) e con carichi di prova da 50kPa a 800 kPa, hanno osservato un abbassamento ottimale dell'indice di compressione, C_c , pari a circa il 60% dell'indice del terreno non trattato, applicando un 20% in peso di cenere volante di classe C e lasciando maturare per 7 giorni il campione (fig.19). Secondo gli autori, il decremento dell'indice C_c all'aumentare delle percentuali di additivo e del tempo di maturazione, sarebbe strettamente correlato alle reazioni di cementazione che avvengono durante la stagionatura e alla flocculazione dovuta agli scambi cationici, inducendo chimicamente nel terreno un apparente "effetto di

preconsolidazione", con conseguente aumento della tensione di snervamento, σ'_p . Tale affermazione viene confermata da Phanikumar e Sharma (2007) in uno studio su argille espansive e non espansive, ottenendo per entrambe le tipologie abbassamenti fino al 50% dell'indice di compressione, sempre con l'applicazione del 20% di cenere volante. Risultati analoghi sono stati ottenuti da Turán et al. (2022), conducendo prove di compressione edometriche su terreni fini di media plasticità, CI, con l'aggiunta di 15% e 25% di ceneri volanti di classe F e C, con carichi progressivi 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, e tempi di maturazione pari a 1, 7 e 28 giorni (risultati in tab.8). Secondo gli autori l'abbassamento dei valori di C_c , ottenuti dopo un solo giorno di stagionatura, è attribuibile alla riorganizzazione della granulometria del terreno in seguito all'aggiunta della cenere volante, avente dimensioni paragonabili ad una sabbia-limo. Tale comportamento da filler delle particelle argillose nei confronti di quelle di cenere volante, viene ribadita da Bryson et al. (2017), in accordo con Santamarina et al. (2001), come confermato dai risultati delle sue prove di compressione monodimensionale su terreni argillosi, dove si nota un abbassamento dell'indice dei vuoti iniziale, e_0 , in funzione delle percentuali di additivo. Turán et al. (2022) fanno notare come per un 15 % di cenere volante di classe F e un solo giorno di maturazione, l'indice di compressione cresca, al contrario diminuisce per un 25% e un giorno di maturazione. Il campione con cenere volante di classe C porta ad una riduzione immediata della compressibilità grazie ai fenomeni di cementazione, dovuti alla maggior presenza di CaO. Entrambi le classi F e C comportano una riduzione di C_c sul lungo periodo, per via delle reazioni pozzolaniche (Turán et al., 2022).

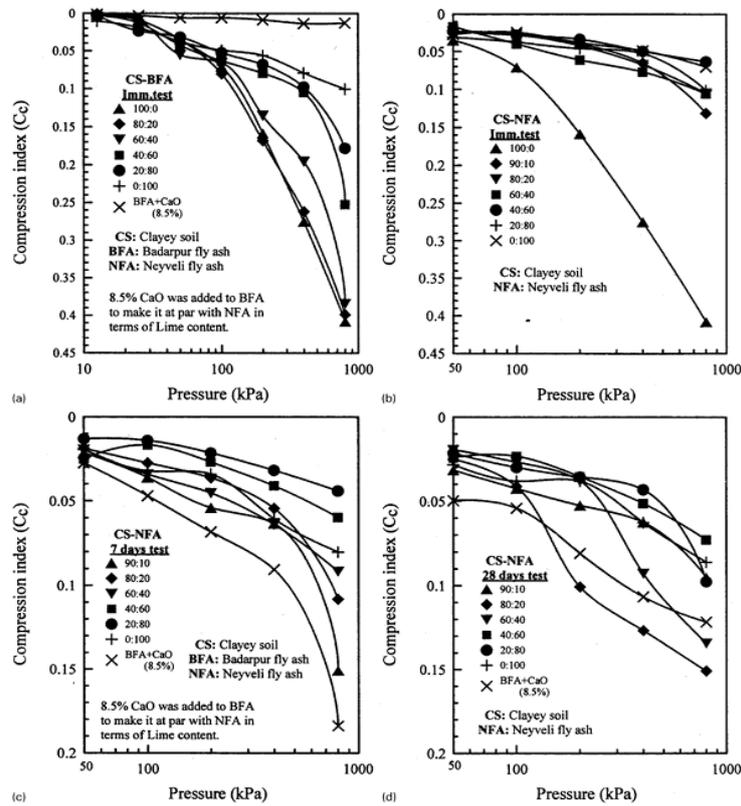


Figura 19 – Variazione di C_c in funzione della pressione applicata, per diversi tipi e percentuali di cenere volante aggiunta ad un terreno fine; (a) Classe F/1gg maturazione; (b) Classe C/1gg maturazione; (c) Classe C/7gg maturazione; (d) Classe C/28gg maturazione – (Mir B.A. e Sridharan A., 2014).

Tabella 8 – Variazioni di C_c e C_s per terreni argillosi additivati con differenti percentuali di cenere volante di classe F e C, in funzione del tempo di maturazione - (Turán C. et al., 2022).

Fly Ash Content (%)	Curing (Days)	Compression Index (C_c)	Swelling Index (C_s)
0% (control sample)	1	0.277	0.054
0% (control sample)	7	0.256	0.046
0% (control sample)	28	0.270	0.046
15% class C	1	0.164	0.038
15% class C	7	0.156	0.022
15% class C	28	0.140	0.015
25% class C	1	0.154	0.037
25% class C	7	0.139	0.021
25% class C	28	0.123	0.015
15% class F	1	0.288	0.046
15% class F	7	0.187	0.043
15% class F	28	0.161	0.037
25% class F	1	0.227	0.045
25% class F	7	0.185	0.043
25% class F	28	0.153	0.029

Gli autori mostrano anche un miglioramento delle caratteristiche di rigonfiamento con l'aumentare della stagionatura dei campioni e delle percentuali di stabilizzante. Infatti la cenere volante, possedendo caratteristiche non espansive, grazie alla dimensione e forma delle proprie particelle,

contribuisce alla diminuzione dei valori di C_s (tab.8) rispetto al campione senza additivo (Turán et al., 2022). Inoltre dallo studio è evidente la maggior efficacia sul rigonfiamento da parte della cenere volante di tipo C. Alle stesse conclusioni sono giunti Mir e Sridharan (2014), ottenendo limitazioni significative del rigonfiamento per un 10% di cenere di classe C, migliori del 40% rispetto all'azione della cenere volante di classe F. La riduzione dei parametri C_c , C_s , e_0 , in seguito a stabilizzazione con cenere volante, possono essere desunti direttamente dalle curve di compressibilità ottenute (fig.20).

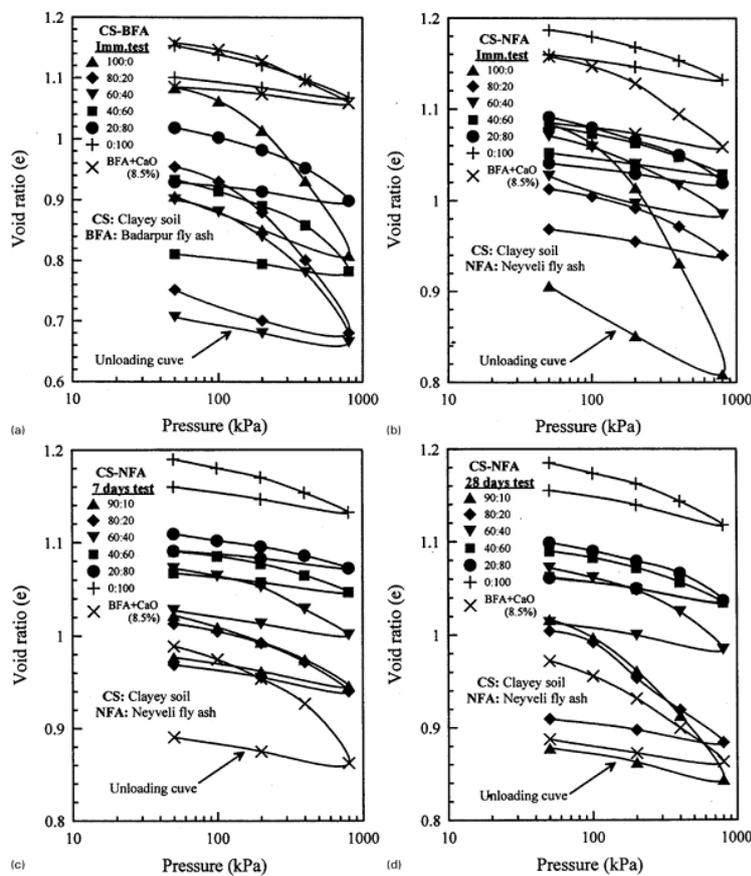


Figura 20 – Curve di compressibilità, per diversi tipi e percentuali di cenere volante aggiunta ad un'argilla "black cotton"; (a) Classe F/1gg maturazione; (b) Classe C/1gg maturazione; (c) Classe C/7gg maturazione; (d) Classe C/28gg maturazione – (Mir B.A. e Sridharan A., 2014).

Somnath Shil (2015) ha studiato le relazioni tra il coefficiente di compressibilità di volume, m_v , e i carichi $\Delta\sigma'_v$ applicati per mezzo di prove di compressione edometrica a campioni di terreni fini, stabilizzati con diversi dosaggi di cenere volante. I risultati (fig.21) mostrano come il valore m_v cresca all'aumentare dei

carichi applicati, ma diminuisca all'aumentare dell'additivo. Oltre il 20-30% di cenere volante non ci sono state riduzioni sostanziali del coefficiente di compressibilità volumetrico, m_v . Lo stesso comportamento è stato osservato da Turán et al. (2022), ad eccezione di un incremento di m_v per percentuali di cenere volante di classe F dallo 0% al 15% e un giorno di maturazione. Inoltre anche le quantità di additivo e i tempi di stagionatura incidono nelle variazioni del coefficiente m_v (risultati in fig.22).

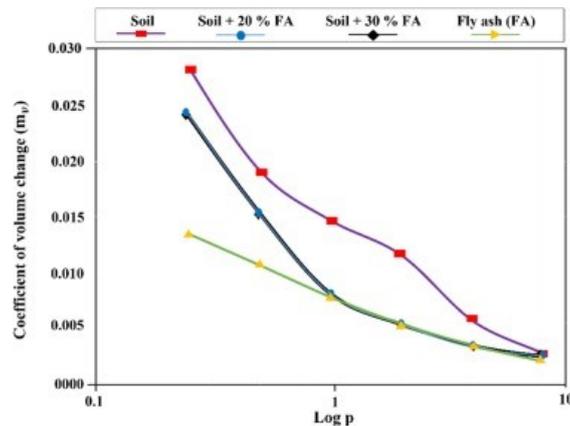


Figura 21 – Effetto della percentuale di cenere volante sul coefficiente m_v di un terreno fine, in funzione del carico ($\log p$) – (Somnath Shil S., 2015)

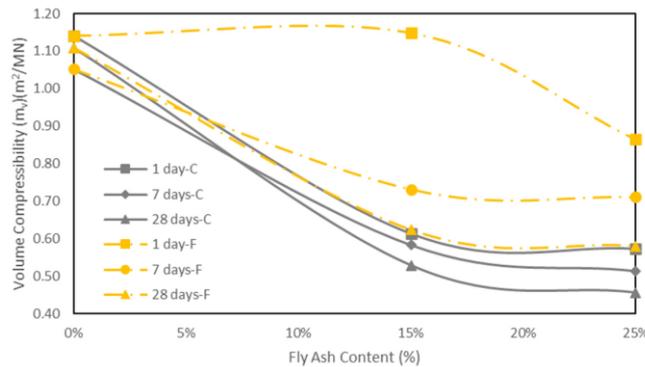


Figura 22 – Variazione del coefficiente di compressibilità di volume, m_v , in funzione del contenuto di additivo e del tempo di maturazione di un terreno argilloso di media plasticità, CI, riferito ad un carico di 80 kPa - (Turán C. et al., 2022).

Sono stati ricavati ulteriori dati sulla consolidazione primaria dei terreni fini, tramite calcolo dei coefficienti di consolidazione, c_v , ricavati dalle curve cedimenti-tempo delle prove di compressione monodimensionale. Riduzioni dei parametri di compressibilità sono seguiti da incrementi dei coefficienti c_v ,

all'aumentare delle percentuali di legante, come riscontrato ad esempio da Somnath Shil (2015), che correla tali variazioni agli incrementi della permeabilità, k , dovuti all'aumento della granulometria. Pal e Gosh (2013) in uno studio sulla cenere volante additivata ad argilla montmorillonite, hanno ottenuto valori del coefficiente di consolidazione simili a quelli che si ricavano da prove su sabbie limose e limi sabbiosi. Turán et al. (2022) giungono alla stessa conclusione, in accordo con Jaditager e Sivakugan (2018), affermando che l'aumento della porosità della terra stabilizzata facilita il drenaggio dell'acqua durante la consolidazione primaria (risultati in tab.9).

Tabella 9 – Effetti della cenere volante e del tempo di maturazione sui coefficienti c_v e k - (Turán C. et al., 2022).

Fly Ash Content (%)	Curing (Days)	Coefficient of Consolidation (C_v) (mm ² /min)	Permeability (k) (m/min)
0% (control sample)	1	1.9	2.2×10^{-8}
0% (control sample)	7	2.3	2.3×10^{-8}
0% (control sample)	28	2.1	2.2×10^{-8}
15% class C	1	8.2	5.0×10^{-8}
15% class C	7	5.5	3.2×10^{-8}
15% class C	28	4.2	2.2×10^{-8}
25% class C	1	9.4	5.3×10^{-8}
25% class C	7	5.5	2.8×10^{-8}
25% class C	28	4.0	1.8×10^{-8}
15% class F	1	6.3	7.1×10^{-8}
15% class F	7	5.7	4.1×10^{-8}
15% class F	28	5.3	3.2×10^{-8}
25% class F	1	8.7	7.4×10^{-8}
25% class F	7	6.0	4.2×10^{-8}
25% class F	28	5.8	3.3×10^{-8}

Anche la consolidazione secondaria sembra essere influenzata dall'aggiunta di cenere volante. Secondo Phanikumar e Sharma (2007), in argille espansive e non espansive, l'aggiunta del 20% di additivo velocizza la dissipazione della sovrappressione interstiziale del terreno caricato, facendo sì che la consolidazione primaria termini prima (fig.23). Alle stesse conclusioni sono giunti Pal e Gosh (2013): nel loro studio la maggior parte dei campioni avevano completato il 76.60% del cedimento primario entro i primi trenta secondi dall'applicazione del carico.

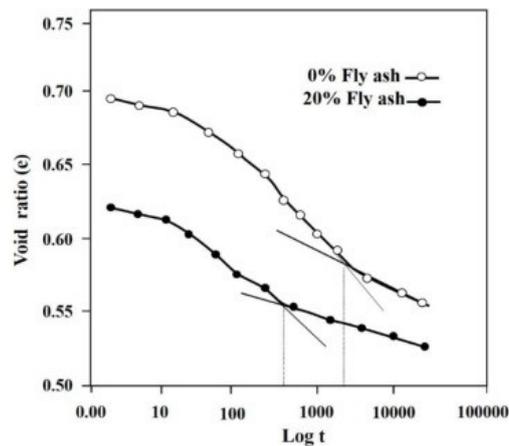


Figura 23 – Effetto della cenere volante sulla consolidazione secondaria – (Phanikumar B.R. e Sharma R.S., 2007).

In letteratura sono presenti anche studi sulle caratteristiche di compressibilità dei terreni sabbiosi stabilizzati (con rilevanti percentuali di frazione fine). I comportamenti osservati sembrano in linea con quanto accade nei terreni fini, ad esempio Karim et al. (2020), a seguito di prove di compressione edometrica su sabbie argillose trattate con cenere volante, hanno registrato riduzioni degli indici di compressione e scarico, C_c e C_s rispettivamente (risultati in fig.24), con conseguente abbassamento dell'indice dei vuoti iniziale, e_0 , a seguito delle reazioni pozzolaniche e del cambio della struttura granulometrica. I risultati hanno dimostrato che oltre percentuali di 40-50% di cenere volante, non si apprezzano riduzioni significative di compressibilità. Il miglioramento rispetto ai campioni non trattati è stato stimato tra il 44-70%. In accordo con questi risultati, anche Amiralian et al. (2012) hanno osservato un abbassamento dell'indice dei vuoti iniziale, e_0 , in seguito a stabilizzazione (con percentuali di additivo di classe F che vanno da 2,5% al 20%) di sabbie quarzose con aggiunta di un 50% di caolino. (tab.10). La riduzione ideale dell'indice di compressione, C_c , e dell'indice di rigonfiamento (scarico), C_s , sono stati ottenuti per un 17.5% di cenere volante.

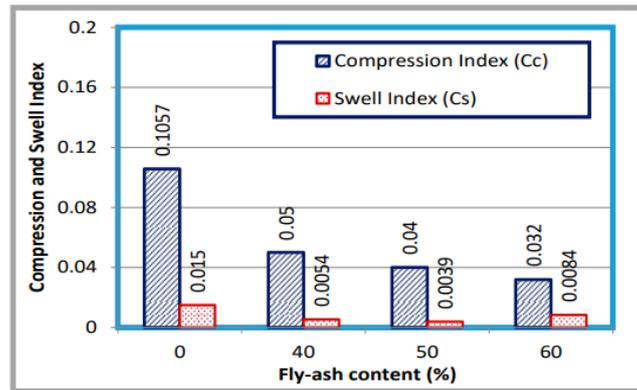


Figura 24 – Variazione dell’indice di compressione, C_c , e di rigonfiamento, C_s , su sabbie argillose, in funzione del contenuto di cenere volante – (Karim M.A. et al. 2020).

Tabella 10 – Variazioni dei parametri di compressibilità in una sabbia quarzosa e caolino, al variare del contenuto di cenere volante – (Amiralian S. et al., 2012).

Sample	C_c	C_s	e_0
% 0 FA	$4.98 \cdot 10e^{-2}$	$3.98 \cdot 10e^{-2}$	0.523
% 2.5 FA	$4.89 \cdot 10e^{-2}$	$2.12 \cdot 10e^{-2}$	0.490
% 5 FA	$3.98 \cdot 10e^{-2}$	$2.05 \cdot 10e^{-2}$	0.465
% 7.5 FA	$3.65 \cdot 10e^{-2}$	$1.92 \cdot 10e^{-2}$	0.439
% 10 FA	$3.57 \cdot 10e^{-2}$	$1.86 \cdot 10e^{-2}$	0.416
% 12.5 FA	$3.40 \cdot 10e^{-2}$	$1.72 \cdot 10e^{-2}$	0.389
% 15 FA	$2.82 \cdot 10e^{-2}$	$1.46 \cdot 10e^{-2}$	0.361
% 17.5 FA	$2.65 \cdot 10e^{-2}$	$1.19 \cdot 10e^{-2}$	0.340
% 20 FA	$2.65 \cdot 10e^{-2}$	$1.39 \cdot 10e^{-2}$	0.319

3 METODI E MATERIALI

3.1 DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D’ACQUA

Il contenuto d’acqua è una delle proprietà più importanti nella caratterizzazione geotecnica di un terreno; viene definito come rapporto tra i pesi della fase liquida e della fase solida di un terreno, espresso in percentuale. Riveste una fondamentale utilità specialmente nello studio dei terreni coesivi.

Tale indice può essere calcolato come segue:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100 \quad (3.1)$$

dove:

w = Contenuto d'acqua naturale (%)

P_w = Peso della fase liquida (g)

P_s = Peso della fase solida (g)

La determinazione di tale contenuto è normata dalle AASHTO T265, ASTM D2216-80, ASTM D2974-87, BS 1377: 1975, CNR-UNI 10008.

La procedura di misurazione in laboratorio consiste essenzialmente nel prelievo di un piccolo quantitativo di terreno che sarà successivamente essiccato in un forno geotecnico termostatico (fig.25) a temperature di circa 105°C. Il campione umido selezionato viene messo in un apposito contenitore, del quale si è già misurata la tara t , e se ne determina il peso lordo totale P_{lu} . Le misurazioni dei pesi vengono effettuate per mezzo di bilance con sensibilità dello 0,01g. Il campione nel contenitore viene riposto in forno con coperchio aperto per almeno 24 ore, in modo da ottenere la completa essiccazione e la conseguente evaporazione dell'acqua libera. Trascorso il tempo necessario si rimuove il provino dal forno, viene posto in un essiccatore ad umidità controllata per raffreddarlo e in seguito si registra il peso lordo del terreno essiccato P_{ls} .

È possibile infine ricavare i pesi delle singole fasi con delle opportune differenze:

$$P_w = P_{lu} - P_{ls} \quad (3.2)$$

$$P_s = P_{ls} - t \quad (3.3)$$



Figura 25 – Forno geotecnico termostatico per l'essiccazione dei campioni di terreno.

3.2 PROVA DI COMPATTAZIONE PROCTOR STANDARD

Le caratteristiche meccaniche e di permeabilità di un terreno coinvolto in opere ingegneristiche, come rilevati e sottofondi stradali, possono essere talvolta modificate artificialmente per mezzo di un'azione meccanica esterna. Questo miglioramento delle prestazioni e della lubrificazione dei grani, dovuto principalmente all'addensamento con conseguente riduzione dei vuoti, prende il nome di costipamento e viene generalmente valutato per mezzo di prove di laboratorio. La prova Proctor, regolata dalle norme ASTM D698-12, UNI EN 13286-2 e CNR BU 69/73, è una delle metodologie di prova standardizzata più utilizzate e permette un'analisi delle variazioni prestazionali di compattazione. La prova Proctor prevede la costruzione di curve in funzione del contenuto d'acqua w , dell'energia di costipamento e della densità secca γ_d (come in fig.26). Al crescere dell'umidità si registra un andamento "a campana" per ogni curva ottenuta; è possibile individuare l'optimum Proctor che rappresenta il punto w corrispondente alla massima densità secca γ_d ottenibile (maximum) a parità di energia applicata al campione. Per contenuti di acqua superiori all'optimum, al crescere del contenuto d'acqua, la curva tenderà a predisporre parallelamente alla curva di saturazione del terreno ($S_r = 100\%$).

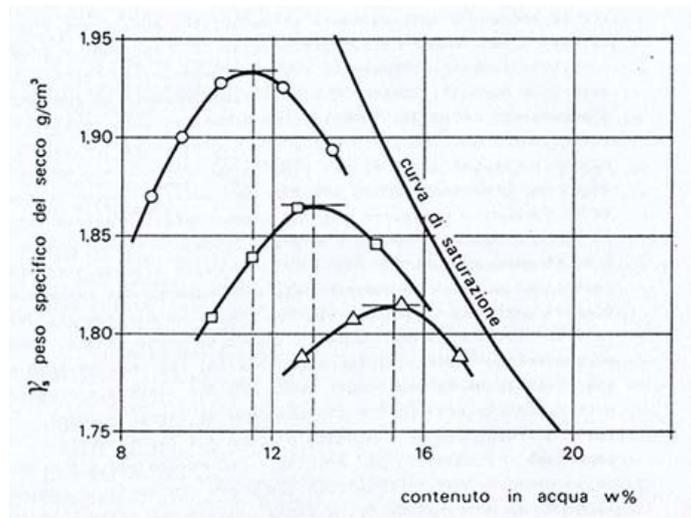


Figura 26 – Curve di compattazione Proctor.

La legge che governa il costipamento, per un generico grado di saturazione del terreno, è la seguente:

$$\gamma_d = \frac{S_r G_s}{S_r + w G_s} \gamma_w \quad (3.4)$$

dove:

S_r = Grado di Saturazione del campione (%)

G_s = Peso specifico dei grani

w = Contenuto d'acqua (%)

γ_w = Peso di volume dell'acqua (kN/m^3)

In particolare la prova Proctor Standard (vedi tab.11) consiste nella predisposizione a strati di una quantità di circa 750 gr di terreno per campione in una fustella collegata ad un cilindro metallico di contenimento (fig.27a); e nell'utilizzo di un pestello a caduta di peso, dimensioni e altezza di caduta standard (fig.27b) che permette di applicare la stessa quantità di energia con un numero prestabilito di colpi. Prima dell'inizio della prova occorre misurare il peso della fustella, t . Si cospargono con un grasso lubrificante le superfici interne della fustella e del collare annesso, in modo da rendere più agevoli le

operazioni di estrazione e arrecare il minor disturbo possibile al campione. Una volta terminata la prova, dopo aver misurato il peso lordo della fustella P_{lu} , si estrae il collare superiore, si raso la superficie e il campione viene estratto dalla fustella per mezzo di un opportuno estrattore con pistone idraulico (fig.27c).

Tabella 11 – Caratteristiche e modalità della Prova Proctor Standard.

Dimensioni Cilindro			Dimensioni Pestello		N° Strati	N° Colpi	Altezza di caduta (cm)	Energia di Costipamento (kg · cm/cm ³)
Φ (cm)	Altezza (cm)	Volume (cm ³)	Φ (mm)	Peso (kg)				
10.16	11.7	945	50.8	2.5	3	25	30.5	6.05

Dagli scarti di rasatura si procede alla determinazione del contenuto d'acqua w . I valori del peso netto umido P_{nu} e del peso netto secco P_{ns} del campione si ricavano con le seguenti relazioni:

$$P_{nu} = P_{lu} - t \quad (3.5)$$

$$P_{ns} = \frac{P_{nu}}{1 + \frac{w}{100}} \quad (3.6)$$

Infine si procede al calcolo della densità secca finale γ_d tramite il rapporto:

$$\gamma_d = \frac{P_{ns}}{V} \quad (3.7)$$

dove:

P_{ns} = Peso netto secco del campione (g)

V = Volume interno della fustella rigida (cm³)

Il volume V viene calcolato per mezzo della seguente formula:

$$V = \frac{\pi H \cdot (D_{sup} + D_{inf})^2}{16 \cdot 10^3} \quad (3.8)$$

dove:

H = Altezza della fustella (mm)

D_{sup} = Diametro superiore della fustella (mm)

D_{inf} = Diametro inferiore della fustella (mm)

I valori D_{sup} , D_{inf} e H sono grandezze medie, misurate prima dell'inizio della prova per mezzo di calibro di precisione, in modo da compensare eventuali deformazioni della fustella.

I campioni confezionati sono stati riposti e conservati in buste di plastica alla temperatura di $20 \pm 1^\circ\text{C}$, al fine di ridurre al minimo le variazioni del contenuto d'acqua dovute all' evaporazione nel corso della stagionatura. Per tracciare la curva di Proctor sono necessari diversi punti ricavabili reiterando la prova su diversi ammassi dello stesso terreno, aventi grado d'umidità sempre crescente. La prova può essere utilizzata in laboratorio anche con lo scopo di confezionare dei campioni rimaneggiati che posseggano le caratteristiche di un terreno compattato, riproducendo le densità che si ottengono in situ mediante l'utilizzo di rulli e altri mezzi pesanti da compattazione.

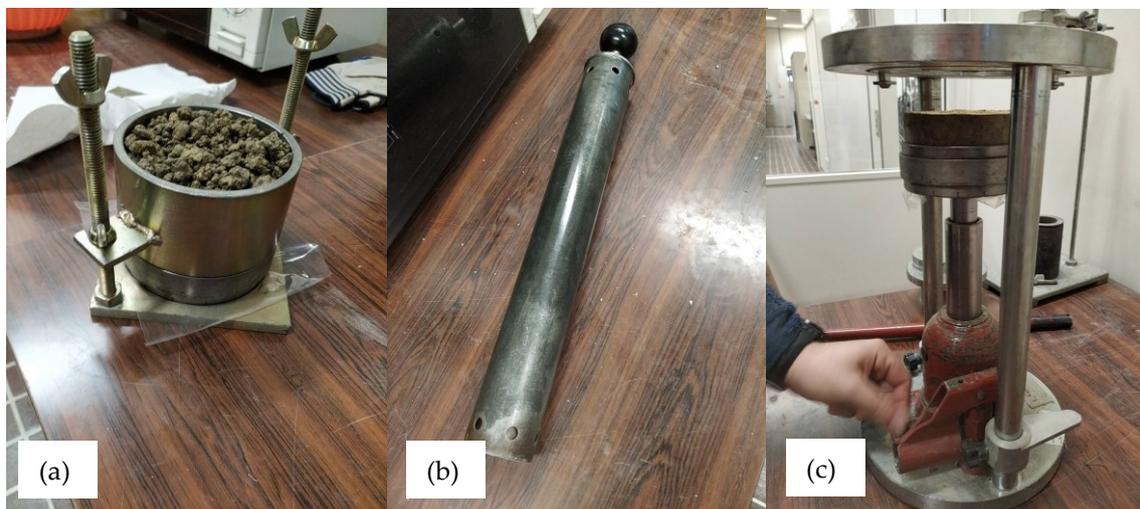


Figura 27 – Strumentazione della Prova Proctor Standard; (a) Fustella con collare metallico; (b) Pestello a caduta; (c) Estrattore con pistone idraulico.

3.3 PROVA DI CONDUCIBILITÀ IDRAULICA A CARICO VARIABILE

La conducibilità idraulica di un terreno, può essere descritta dal coefficiente di permeabilità k , definito come volume di liquido che filtra attraverso un'area unitaria per effetto di un gradiente idraulico unitario nell'unità di tempo. Tale definizione deriva direttamente dalla legge di Darcy, che correla la velocità dello spostamento delle particelle di fluido al gradiente idraulico tramite la seguente formulazione:

$$v = -k \cdot i \quad (3.9)$$

dove:

v = Velocità di filtrazione

k = Coefficiente di conducibilità idraulica o di permeabilità

i = Gradiente idraulico responsabile del moto di filtrazione

Il coefficiente k viene generalmente espresso in cm/s o m/s ed è il parametro con campo di variazione dei valori più esteso in geotecnica, in funzione dei differenti tipi di terreno. Tale variabilità impone l'impiego di differenti metodologie di prova al fine della corretta misurazione della permeabilità. Per terreni a grana fine con bassa-media permeabilità, compresa tra 10^{-5} e 10^{-8} m/s, specialmente nei casi di campioni rimaneggiati ricostruiti, in genere si può valutare il coefficiente di conducibilità idraulica per mezzo di prove di laboratorio con permeametro a carico variabile. La prova di conducibilità idraulica a carico variabile è normata dalle ASTM D5084-10 e consiste nella misura del volume d'acqua che filtra in un certo intervallo di tempo, Δt , attraverso un campione di terreno contenuto all'interno di una cella di dimensioni costanti, collegata per mezzo di tubi a delle burette graduate che permettono la lettura dei volumi.

Il modello teorico del permeametro a carico variabile (illustrato in fig.28) permette di valutare il coefficiente k considerando l'intervallo di tempo necessario alla buretta in entrata di sezione a , ad abbassare il proprio livello d'acqua h_0 fino a raggiungere il livello del carico idraulico h_1 dell'acqua che ricopre il campione, con $h_1 < h_0$.

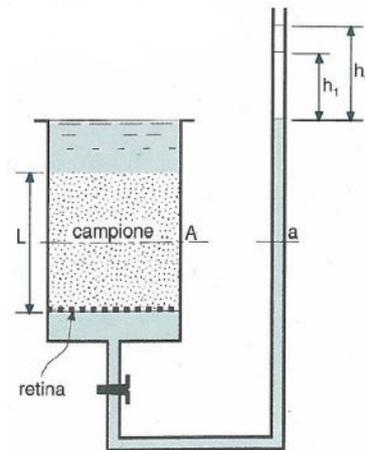


Figura 28 – Modello teorico del permeametro a carico variabile.

Le ipotesi della filtrazione in regime stazionario ci permettono di imporre la continuità tra la portata d'acqua in entrata ed in uscita dal campione tramite la relazione:

$$Q_i = Q_f \quad (3.10)$$

dove:

Q_i = Portata di liquido in entrata

Q_f = Portata di liquido in uscita

Il coefficiente k viene valutato mediante la seguente equazione:

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \cdot \ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right) \quad (3.11)$$

dove:

A = Area del campione

a = Area della buretta del liquido in entrata

L = Altezza campione (massimo percorso di filtrazione)

$i = h/L$ = Gradiente idraulico

A differenza del modello teorico, nella pratica di laboratorio il gradiente idraulico i viene imposto anche per mezzo di un sistema di pressioni controllate da un apposito pannello di controllo, pertanto occorre correggere tale formulazione considerando un gradiente composto:

$$i = i_p + i_h \quad (3.12)$$

dove:

i_p = Gradiente idraulico imposto per mezzo delle pressioni di entrata e uscita

i_h = Gradiente idraulico riferito alle diverse altezze di carico h

La strumentazione di prova disponibile nel laboratorio di Geotecnica Ambientale del Dipartimento SIMAU è composta da:

- cella triassiale contenente il campione (fig.29a), provvista di base avente quattro valvole di regolazione del drenaggio in entrata e in uscita, e di una valvola per il riempimento della cella con il liquido in pressione; di una piastra di testa del campione, collegata idraulicamente al sistema di filtrazione in uscita, di un involucro esterno costituito da parete rigida in perspex trasparente e di una sommità collegata per mezzo di tre vitoni alla base, comprensiva di valvola di sfiato/tenuta. Le valvole alla base sono tutte collegate con l'esterno attraverso tubi in plastica trasparente. Al fluido di cella viene applicata una pressione isotropa di contenimento (fig.30) che viene trasferita al campione attraverso una membrana in lattice che costituisce una parete flessibile.

- Pannello di controllo (fig.29b), per la regolazione delle pressioni e dei volumi d'acqua, diviso in tre sezioni destinate al fluido in entrata, al fluido in uscita e al fluido di cella. Ogni sezione è comprensiva di un sistema di burette: viene definita Pipet la buretta più interna con area minore, impiegata per le misurazioni di precisione e graduata in ml, mentre quella più esterna possiede un'area maggiore. Le sezioni di controllo permettono, per mezzo di apposite valvole, di prelevare liquido da un serbatoio d'acqua centrale e immetterlo nelle burette e di impostare le pressioni di prova desiderate, misurate in p.s.i., e valutate per mezzo di un display elettronico di misurazione. In fondo al pannello si trovano gli ingressi dei tubi di collegamento con valvole per isolare o connettere il campione con le pressioni provenienti dal pannello.

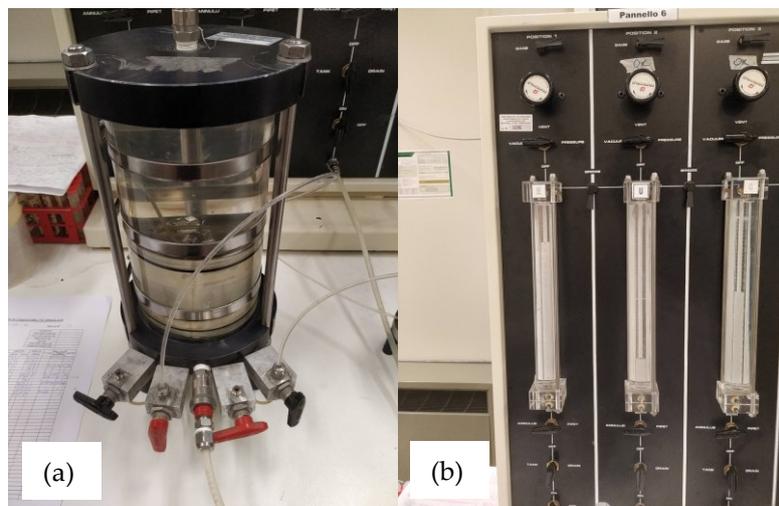


Figura 29 – Strumentazione del permeametro a carico variabile; (a) Cella triassiale contenente il campione; (b) Pannello di controllo.

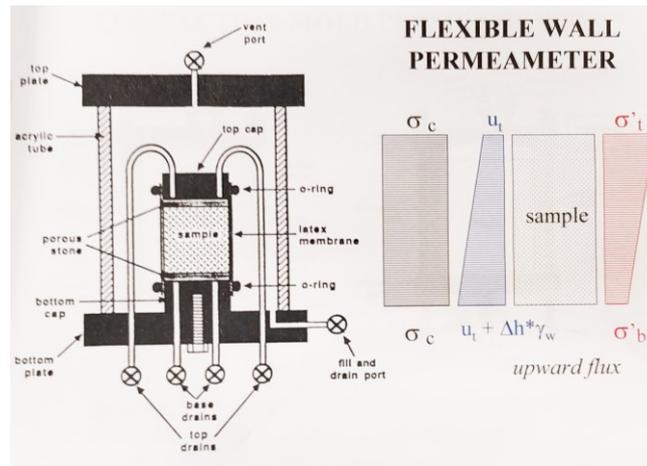


Figura 30 – Schema del permeametro a pareti flessibili e diagrammi delle pressioni - (Mazzieri F.)

L'allestimento della prova (fig.31) prevede l'alloggiamento di un campione di terreno (nel caso in esame con diametro pari a 10 cm e altezza 4 cm), sulla base della cella. Tra la base e il terreno si predispone una pietra porosa, precedentemente saturata con acqua distillata, e un filtro in carta. In sommità al campione viene posto un altro filtro in carta e una pietra porosa superiore, anch'essa opportunamente saturata, sopra alla quale si colloca la testa. Al fine di garantire la corretta tenuta idraulica durante la prova, viene avvolto l'insieme campione-pietre porose-piastra di base e testa con una membrana in lattice, avente diametro almeno pari al 95% di quello del campione, e si garantisce la tenuta applicando esternamente degli O-ring in gomma. Una volta che il terreno è provvisto di pareti flessibili impermeabili si sigillano le uscite della testa con del teflon e si collegano alle valvole per mezzo di tubi. Tutti i tubi di collegamento vengono preliminarmente saturati. Una volta sigillato il fondo della parete della cella con il silicone, si applica la parete in perspex alla base e viene eseguita la chiusura tramite serraggio delle tre viti dei tiranti. Una volta collegate le tubazioni di ingresso, uscita e cella con il pannello di controllo si procede con l'immissione del liquido di cella fino a completo riempimento. Prima dell'inizio della prova si satura il campione, impostando (tramite il pannello) delle pressioni progressivamente crescenti.



Figura 31 – Alloggiamento del campione all'interno della cella triassiale.

La prova ha inizio impostando dal pannello di controllo una differenza di carico idraulico tra entrata e uscita del campione, mantenendo la pressione di cella costante. Il volume d'acqua caricato nella buretta del pannello in entrata inizia a filtrare verso il campione e lo attraversa con un flusso monodimensionale ascendente, per uscire dalla sommità del campione, innalzando il livello nella buretta del pannello in uscita. Di conseguenza vi sarà una variazione del gradiente i_h durante la filtrazione. I livelli d'acqua in entrata ed in uscita vengono annotati all'inizio della prova e dopo un certo Δt prestabilito.

I coefficienti di permeabilità k ricavati dalle prove sono influenzati dalle variazioni di viscosità e peso specifico del liquido di prova, per tanto vanno opportunamente corretti in funzione della temperatura dell'acqua, la quale viene rilevata ed annotata prima di ogni filtrazione.

3.4 PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Le caratteristiche di deformazione e compressibilità di un terreno coesivo vengono generalmente studiate in laboratorio per mezzo di prove di compressione edometrica, che hanno come scopo principale la misurazione e valutazione dell'entità dei cedimenti nel tempo, riproducendo le condizioni al contorno che regolano il fenomeno della consolidazione nei terreni.

Per consolidazione si intende quel processo idraulico di filtrazione a regime transitorio che si verifica quando un terreno, più o meno saturo, viene sollecitato a compressione da un sovraccarico esterno, con conseguente espulsione dell'acqua interstiziale in eccesso e riduzione di volume.

Il coefficiente di consolidazione, C_v , rappresenta una caratteristica del terreno, funzione della compressibilità e della permeabilità, che è indice della velocità con cui si completa un processo di consolidazione monodimensionale, ed è esprimibile secondo la relazione:

$$C_v = \frac{k_z \cdot E_{ed}}{\gamma_w} \quad (3.13)$$

dove:

k_z = Coefficiente di conducibilità idraulica monodimensionale

E_{ed} = Modulo di deformazione edometrico

γ_w = Peso di volume dell'acqua

Le condizioni alla base della consolidazione monodimensionale, caratterizzate da uno stato di simmetria radiale, dall'assenza delle componenti laterali della deformazione e da un flusso di filtrazione monodimensionale; vengono riprodotte in laboratorio per mezzo delle prove di compressione. Tali prove sono normate dalle ASTM D24345-11 e prevedono cicli di carico e scarico progressivi su provini confinati lateralmente e contenuti in apposite celle

edometriche, monitorando e registrando nel tempo i cedimenti ottenuti. La strumentazione di prova (edometro) (vedi fig.32a) comprende una cella edometrica contenente il provino (fig.32b), un sistema di leve per l'applicazione del carico e una serie di pesi. La lettura dei cedimenti si esegue grazie ad un micrometro con comparatore (fig.32c).

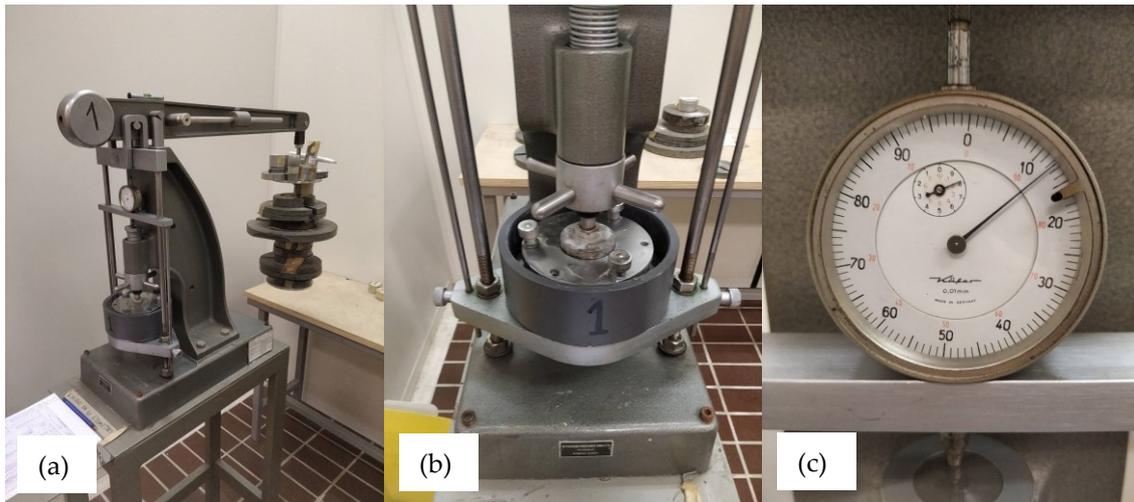


Figura 32 – Strumentazione prova di compressione edometrica; (a) Edometro; (b) Cella edometrica; (c) Micrometro con comparatore.

L'edometro viene caricato durante la prova con una serie di pesi (fig.33), incrementando le sollecitazioni secondo una progressione geometrica. Le pressioni progressive previste nel caso in esame sono: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa, 3200 kPa.



Figura 33 – Serie di carichi della prova di compressione edometrica.

La cella edometrica (schema in fig.34) è costituita da un contenitore circolare metallico riempito d'acqua, al cui interno vengono poste due pietre porose, una più larga alla base e l'altra solidale con il capitello rigido di applicazione del carico in alto. Queste devono permettere il drenaggio dell'acqua durante il processo di consolidazione. Tra le due pietre viene alloggiata la fustella a pareti rigide contenente il provino, con bordo tagliente rivolto verso l'alto per agevolare la connessione con la testa della cella, la quale tramite tre viti permette il serraggio e fissaggio dell'insieme pietre porose-fustella. (fig.35)

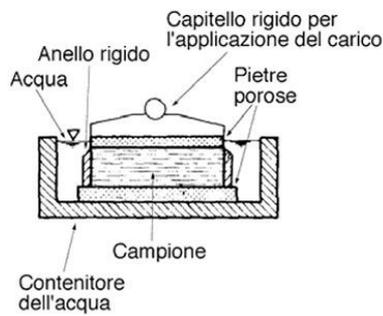


Figura 34 – Schema della cella edometrica (Carmignani L., *Appunti di Geologia Applicata 2* - 2008).

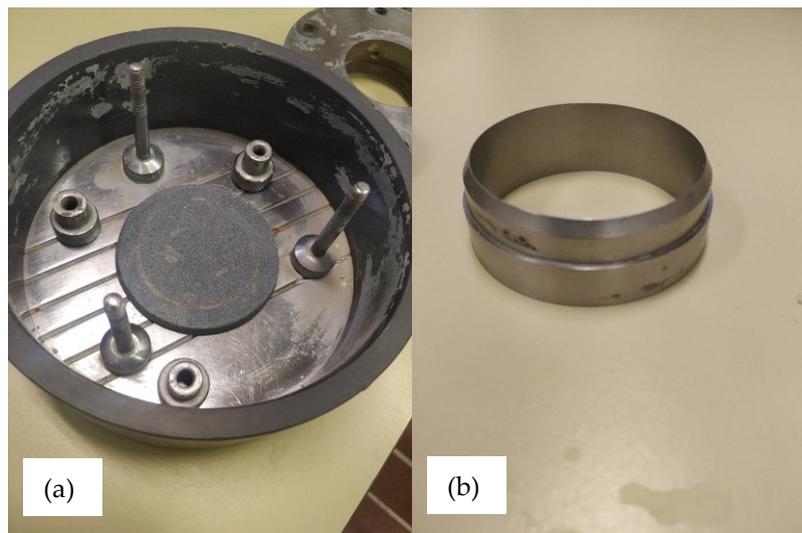




Figura 35 – Componenti della cella edometrica; (a) Cella e pietra porosa inferiore; (b) Fustella edometrica; (c) Pietra porosa superiore e capitello di carico; (d) Testa della cella.

La procedura di preparazione del provino di terreno, prende il nome di *trimming* e consiste nel ritaglio di un campione di terreno riducendolo alle dimensioni della fustella utilizzata in prova. La corretta esecuzione di tale operazione è fondamentale per evitare disturbi e perturbazioni che possano alterare i risultati di sperimentazione. Si procede prendendo un campione di terreno precedentemente confezionato e la fustella edometrica, con le superfici interne opportunamente lubrificate in modo da agevolare le operazioni. Si penetra parzialmente la superficie superiore del campione con la parte tagliente della fustella, possibilmente al centro eliminando man mano le porzioni di terreno laterali per ridurre il confinamento e agevolare l'inserimento della fustella nel campione. Le operazioni di *trimming* possono essere svolte con l'ausilio di una pressa manuale (fig.36a). A fine processo si ottiene il confinamento del terreno all'interno della fustella (fig.36b). Si preleva una parte del terreno scartato per i controlli dell'umidità e infine si effettua una rasatura dei bordi tramite spatola per rimuovere tutte le eccedenze di materiale.

Le dimensioni del provino devono essere in grado di garantire la rappresentatività del terreno sollecitato in situ ma allo stesso tempo

minimizzare gli effetti dell'attrito tra superficie di contenimento e bordi del materiale. Le norme ASTM D2435 e le British Standards BS 1377/75 raccomandano l'utilizzo di provini con diametro minimo $D = 50\text{mm}$ e altezza minima $H_0 = 17\text{mm}$, più in generale si deve garantire il rispetto di tale disuguaglianza:

$$2.5 \leq \frac{D}{H_0} \leq 6 \quad (3.14)$$

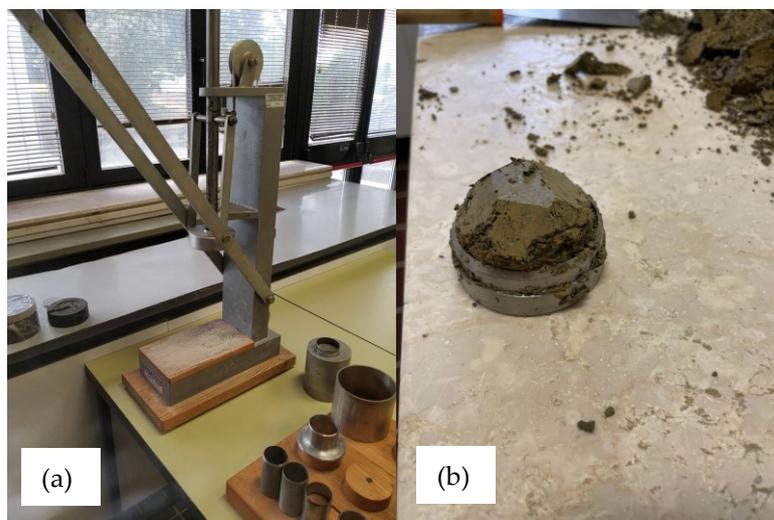


Figura 36 – Trimming del provino; (a) Pressa manuale; (b) Provino confinato all'interno della fustella.

Durante la fase di allestimento si procede alla completa saturazione delle pietre porose, tenendole preliminarmente immerse in acqua distillata. Prima dell'inizio della prova è necessaria la regolazione del braccio leva per mezzo della livella (messa in bolla) (vedi fig.37a) e l'azzeramento del micrometro comparatore, per mezzo delle viti di registrazione delle aste mobili che lo collegano alla base di alloggiamento della cella (fig.37b).

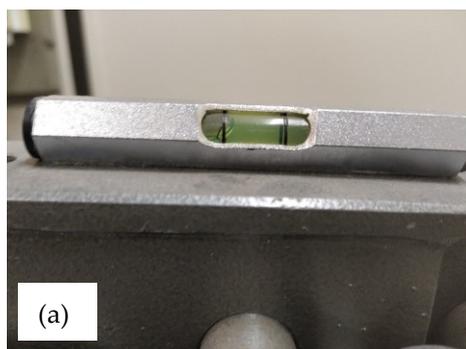


Figura 37 – Strumenti di regolazione edometro; (a) Livella del braccio-leva; (b) Viti di regolazione micrometro.

La prova inizia con l'applicazione del primo gradino di carico simultaneamente all'avvio di un cronometro per la misurazione del tempo. Dalla messa in carico vengono annotati gli orari e le letture del micrometro comparatore riferiti a determinati intervalli temporali prestabiliti, riferiti all'inizio della prova. Si annotano i cedimenti in corrispondenza dei seguenti intervalli Δt : 6'', 15'', 30'', 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 24h. Durante l'applicazione del primo carico, in corrispondenza del $\Delta t = 4$ min si riempie a metà la cella edometrica con acqua distillata, al fine di evitare l'essiccamento del terreno durante la prova e prevenire fenomeni di ritiro e rigonfiamento, specialmente durante le fasi di scarico. La restante acqua verrà aggiunta dopo 20 minuti dall'inizio. In seguito viene applicato un piccolo peso che compensi il peso del liquido aggiunto in cella. Annotato il cedimento delle 24h si procede con l'aggiunta del gradino di carico successivo, reiterando l'intera procedura. Tra un carico e l'altro si verifica

che la livella dell'edometro si sia mantenuta in bolla, in caso contrario dovrà essere immediatamente sistemata onde evitare una distribuzione eccentrica del carico sul provino, e successivamente annotata. Terminata la fase di carico si procede con lo scarico, con un numero di intervalli di carico pari alla metà di quelli utilizzati precedentemente: da 3200 kPa a 800 kPa, da 800kPa a 200kPa, da 200 kPa a 50 kPa. Terminato lo scarico si ripercorre il tratto di carico invertendo tale progressione tornando ai 3200 kPa finali. Durante le fasi di scarico e ricarico i cedimenti vengono annotati solamente trascorse le 24h. Al termine della prova, il provino viene estratto dalla cella edometrica (fig.38a) e dopo averne verificato l'effettivo abbassamento tramite calibro di precisione, viene registrato il peso lordo raggiunto a fine prova (fig.38b). Una porzione centrale del provino viene prelevata per i consueti controlli dell'umidità w (fig.38c).



Figura 38 – Smontaggio della cella edometrica a fine prova; (a) Rimozione fustella; (b) Misura del peso lordo umido finale; (c) Prelievo materiale di scarto per controllo contenuto d'acqua w .

Le misure lette nel corso della prova permettono la costruzione di diverse curve sperimentali, finalizzate all'interpretazione dei risultati. Attraverso il modello di Casagrande (vedi schema fig.39) si ottiene una curva semi-logaritmica che lega i cedimenti registrati ΔH al \log_{10} del tempo t . Tale curva presenta

generalmente un punto di flesso centrale dove avviene un'inversione della concavità fino ad arrivare ad un tratto finale rettilineo inclinato. I cedimenti dovuti alla consolidazione primaria non sono gli unici che vengono misurati durante una prova di compressione edometrica. Quando un terreno dissipa tutte le sovrappressioni interstiziali, continua ad avere delle deformazioni dovute a fenomeni viscosi e attritivi fra le particelle di terra. Questi cedimenti sono provocati da una compressione secondaria, nota in letteratura con il termine *creep*.

Il metodo di Casagrande permette, per mezzo di una costruzione grafica, la valutazione del cedimento di fine consolidazione, ossia il cedimento primario H_{100} . Tracciando la tangente al punto di inflessione e prolungandola fino all'intersezione con la tangente al tratto rettilineo è possibile valutare l'ordinata corrispondente alla fine convenzionale della consolidazione primaria.

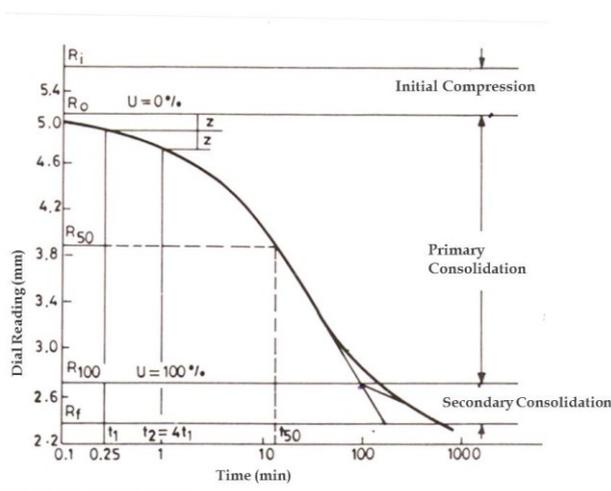


Figura 39 – Metodo di Casagrande per il calcolo dei cedimenti primari H_{100} – (<http://research.iitgn.ac.in>).

In seguito deve essere anche definito il punto di inizio delle letture al comparatore. La pratica sconsiglia l'utilizzo del valore effettivo relativo ad inizio prova; al suo posto viene preferito un valore apparente H_0 , ricavato proiettando un dislivello z ottenuto considerando due punti della curva

corrispondenti ai valori di tempo $t_2 < t_{100}/2$ e $t_1 = t_2/4$. Si possono così infine valutare l'effettivo ΔH primario e il valore di metà cedimento H_{50} :

$$\Delta H = H_{100} - H_0 \quad (3.15)$$

$$H_{50} = \frac{H_{100} - H_0}{2} \quad (3.16)$$

Intersecando il valore delle ordinate pari a H_{50} con la curva si ricava la metà della durata del processo di consolidazione t_{50} . Per mezzo della teoria della consolidazione di Terzaghi possiamo valutare anche il valore del coefficiente di consolidazione C_v per ogni gradino di carico, calcolato al tempo t_{50} tramite la seguente relazione:

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_d^2}{t_{50}} = 0.196 \frac{H_d^2}{t_{50}} \quad (3.17)$$

dove:

T_v = Fattore tempo relativo a $U_m = 50\%$ pari a 0.196

t_{50} = Tempo corrispondente a metà del processo di consolidazione

H_d = Altezza di drenaggio della prova edometrica ($H/2$)

$u_e(z,0)$ = Sovrappressione interstiziale ad un tempo generico, funzione di z

H = Altezza provino di terreno

Alternativamente al metodo di Casagrande è possibile analizzare il comportamento cedimenti-tempo per mezzo di un altro grafico funzione della radice quadrata del tempo \sqrt{t} . Il metodo di Taylor (vedi fig.40), si differenzia da quello di Casagrande per l'utilizzo di differenti valori del cedimento: un H_{90} di fine consolidazione e un differente valore di inizio H_0 . Da questi valori è possibile ricondursi ai parametri di Casagrande H_0 , H_{100} e H_{50} attraverso semplici correlazioni. I valori di cedimento e di tempo di metà consolidazione t_{50} ottenuti con entrambi i metodi talvolta possono differire sensibilmente.

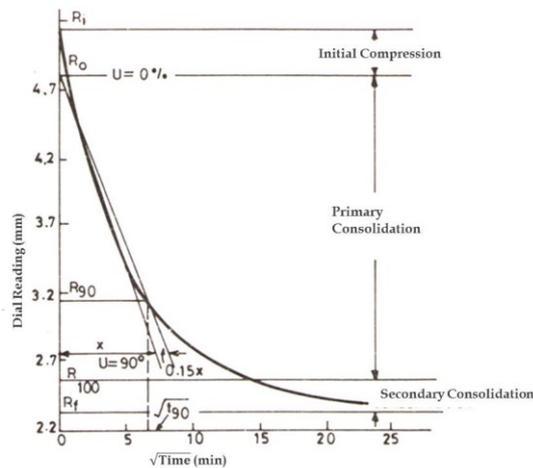


Figura 40 – Metodo di Taylor per il calcolo del cedimento H_{90} - (<http://research.iitgn.ac.in>).

Il ΔH primario viene utilizzato anche per la valutazione delle deformazioni assiali ε_v (%) relative al singolo intervallo di carico applicato durante la prova. Può essere calcolato per mezzo della relazione:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_{prov}} \cdot 100 \quad (3.18)$$

Una volta ottenuti tutti i valori della deformazione ε_v , attraverso i cedimenti progressivi è possibile calcolare il modulo di deformazione edometrico E_{ed} per mezzo della relazione:

$$E_{ed} = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_v} \quad (3.19)$$

dove:

$\Delta\sigma$ = Pressione verticale del singolo step di carico

ε_v = Deformazione assiale del singolo step di carico

I valori delle deformazioni assiali e delle tensioni, corrispondenti ad ogni fase di carico, consentono la costruzione delle curve di compressibilità (illustrate in fig.41), che descrivono il comportamento meccanico del terreno durante la prova. Vengono frequentemente utilizzate delle curve nel piano semi-logaritmico di tipo $\varepsilon_v - \log_{10} \sigma'_v$ o di tipo $e - \log_{10} \sigma'_v$ in funzione dell'indice dei

vuoti. Si ricorda che l'indice dei vuoti di un terreno è una relazione tra i volumi delle fasi esprimibile come:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.20)$$

dove:

V_v = Volume dei vuoti

V_s = Volume della fase solida

Le condizioni edometriche della prova permettono, considerando i volumi come grandezze monodimensionali, di correlare direttamente gli indici dei vuoti con i valori di deformazione ottenuti tramite la seguente relazione:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{V_{v0} - V_v}{V_s + V_{v0}} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.21)$$

dove:

V_{v0} = Volume dei vuoti iniziali

e_0 = Indice dei vuoti iniziale

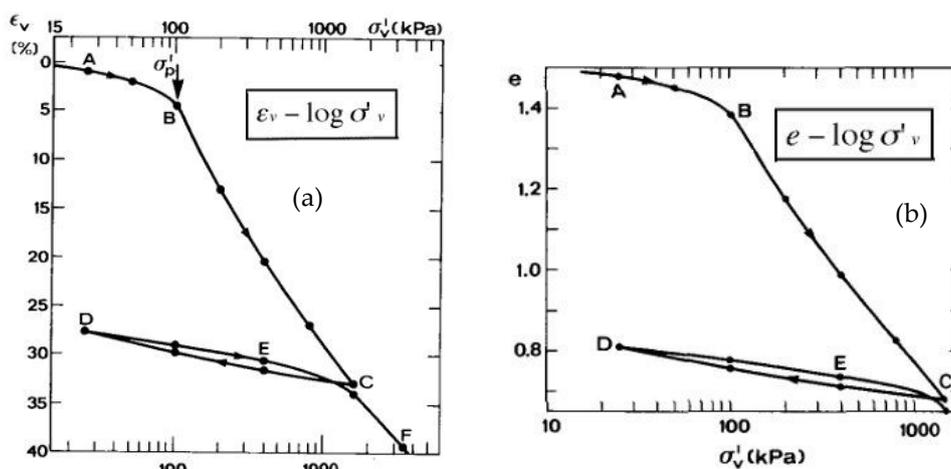


Figura 41 – Curve di compressibilità; (a) $\varepsilon_v / \log_{10} \sigma'_v$; (b) $e / \log_{10} \sigma'_v$ - (Carmignani L. Appunti di Geologia Applicata 2 - 2008).

Le curve di compressibilità sono composte da diversi tratti e possono essere interpretate come segue: il ramo di curva iniziale AB (fig.41) viene denominato tratto di ricomprensione e descrive un andamento elastico non lineare di bassa compressibilità che si ha solitamente nei primi intervalli di carico per un terreno sovraconsolidato. Il punto B corrisponde alla pressione di preconsolidazione σ'_p , definita come la massima pressione verticale efficace a cui il terreno è stato assoggettato durante la sua storia tensionale ed è assimilabile ad una tensione di snervamento del materiale. Difatti superato questo punto, il terreno presenta una maggiore compressibilità evidenziando un comportamento elasto-plastico, con maggiori deformazioni plastiche. Nella fase di scarico della prova la curva presenta solitamente un ciclo di isteresi, composto dal tratto di rigonfiamento CD con reversibilità delle sole deformazioni elastiche e dal tratto di ricarico DE, che si ricollega al percorso deformativo precedente fino al nuovo tratto vergine di compressione (CF).

Dai tratti di ricomprensione e compressione di una prova edometrica si ricavano degli indici o rapporti, a seconda del tipo di curva di compressibilità, che permettono la valutazione del cedimento primario di qualsiasi terreno in situ, avente le medesime caratteristiche del provino studiato. Si definiscono i rapporti di compressione e ricomprensione, RC e RR, per il piano sforzo-deformazione e gli indici di compressione e ricomprensione CC e CR per il piano sforzo-indice dei vuoti:

$$\begin{aligned}
 RC &= \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} & RR &= \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log \sigma'_v} \\
 CC &= \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} & CR &= \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}
 \end{aligned}
 \tag{3.22}$$

3.5 MICROSCOPIA ELETTRONICA A SCANSIONE (SEM)

La microscopia elettronica a scansione SEM (Scanning Electron Microscope) è una tecnologia atta ad elaborare immagini dettagliate della struttura morfologica di un campione, oltre a fornire informazioni di tipo qualitativo/quantitativo riguardo la composizione fisico-chimica dello stesso, sfruttando un fascio elettronico localizzato, il quale reagendo con il campione in esame, genera in risposta altri elettroni captati e tradotti in segnale da un detector. Il microscopio elettronico a scansione si compone di diverse parti (come illustrato in fig.42): un cannone elettronico, generatore di elettroni, comprensivo di un filamento di tungsteno, di un anodo e di un cilindro Wehnelt per il controllo del fascio; un sistema di lenti elettromagnetiche e bobine di deflessione, che permettono la modifica della traiettoria degli elettroni e la scansione puntuale su area rettangolare di dimensioni variabili; i rilevatori, che raccolgono i segnali dovuti all'interazione con il campione.

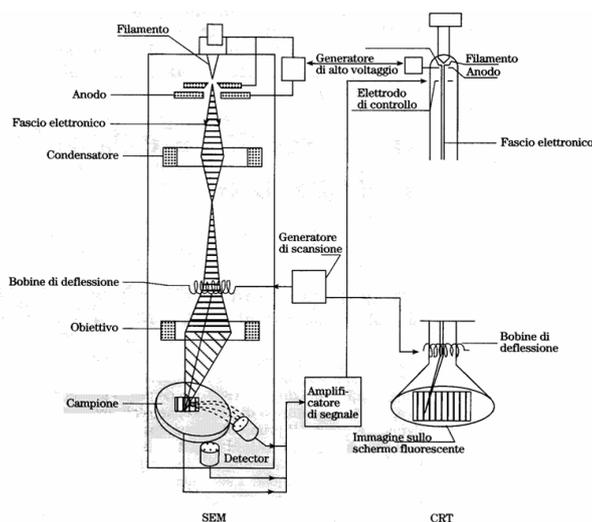


Figura 42 – Schema di funzionamento del SEM (Scanning Electron Microscope).

Il principio di funzionamento del SEM consiste nel generare un fascio di elettroni, con energia compresa tra 1 e 30 keV, focalizzato per mezzo di lenti

elettromagnetiche e deflettori fino al campione. L'interazione con il campione è in grado di offrire due tipi di emissione elettronica: elettroni che hanno subito una retrodiffusione elastica ed elettroni secondari, che subiscono solamente fenomeni di scattering. Provenendo da diverse zone del campione, queste tipologie permettono di effettuare analisi differenti. Gli elettroni retro diffusi ad alta energia restituiscono principalmente le informazioni circa la natura chimica del campione, mentre gli elettroni secondari a bassa energia, in genere inferiore ai 50 eV, si originano nella zona più superficiale del materiale permettendo il rilevamento della morfologia topografica. Le radiazioni vengono infine rilevate da un detector che le tramutano in segnale, destinato a modulare l'intensità di un tubo a raggi catodici CRT (Cathode Ray Tube) per la formazione dell'immagine finale e la determinazione della luminosità dei pixel misurati.

L'analisi del terreno oggetto di studio è stata realizzata per mezzo di un microscopio SEM Tescan Vega3 LMU (vedi fig.43) presso il Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia, Ambiente e Urbanistica SIMAU dell'Università Politecnica delle Marche.



Figura 43 – SEM Tescan Vega3 LMU del dipartimento SIMAU dell'Università Politecnica delle Marche.

3.6 DIFFRATTOMETRIA AI RAGGI X (XRD)

La diffrazione XRD (X-Ray Diffraction) è una tecnica di analisi strutturale dei solidi cristallini, che permette la determinazione della composizione mineralogica dei campioni. Attraverso il fenomeno della diffrazione, ossia l'attraversamento di una serie di fenditure da parte di una radiazione, avente lunghezza d'onda correlabile alle dimensioni delle aperture; un fascio monocromatico di raggi X interagisce con i reticoli di diffrazione prodotti dai diversi minerali che compongono il materiale, subendo uno spostamento. Per un determinato angolo di incidenza si ottiene un ulteriore fascio di maggiore intensità, definito come riflessione del primo ordine, dove i raggi X saranno in fase. Quando la differenza della distanza percorsa dalla radiazione, diffratta da due strati adiacenti di atomi, è uguale a due lunghezze d'onda si avrà una riflessione del secondo ordine. Riflessioni di ordine superiore si avranno ogniqualvolta la differenza della distanza avrà un valore multiplo della lunghezza d'onda. La relazione generale che correla le proprietà ondulatorie alle distanze interplanari degli atomi del minerale è la Legge di Bragg:

$$n\lambda = 2d\sin(\theta) \quad (3.23)$$

dove:

n = Numero intero

λ = Lunghezza d'onda della radiazione

d = Distanza interplanare tra gli atomi (Å)

θ = Angolo di Diffrazione misurato

Durante un'analisi diffrattometrica il provino viene posto su un vetrino e inserito nel diffrattometro (vedi fig.44). La strumentazione è composta da: un tubo a raggi X mantenuto in posizione fissa, che produce radiazioni tramite

l'urto anelastico fra degli elettroni, con energia tra 15 e 30 keV, e un anodo metallico; un detector solidale con un goniometro per la misura degli angoli del campione e del detector stesso; e un registratore di picchi per l'identificazione dei minerali. Si tenga presente che durante la procedura il campione subisce una rotazione θ mentre il detector a sua volta ruota di un angolo pari a 2θ . Viene così associato ad ogni angolo θ un particolare reticolo cristallino che identifica la composizione mineralogica nel Pattern di Diffrazione, il grafico attraverso il quale possono essere valutati posizione angolare, intensità e profilo dei picchi di riflessione.

L'analisi del terreno oggetto di studio è stata realizzata per mezzo di un diffrattometro Philips avente un generatore di raggi x PW1730 e goniometro di rilevazione angoli PW1050/70.

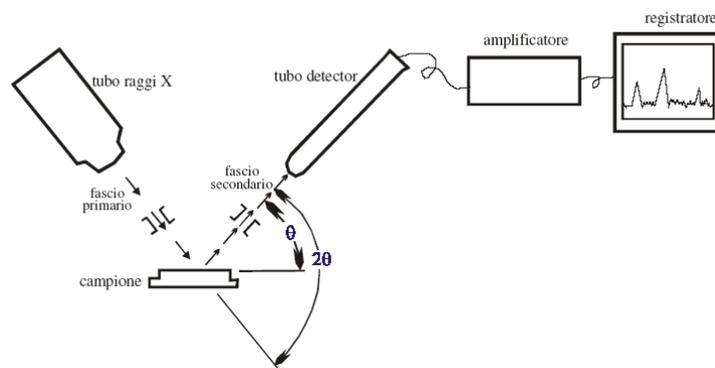


Figura 44 – Schema di funzionamento della diffrazione XRD (X-Ray Diffraction).

3.7 TERRENO

Il terreno selezionato per il seguente studio (fig.45) proviene dalla località Belladanza del comune di Città di Castello, in provincia di Perugia; è stato prelevato nel 2016 al fine di svolgere analisi e test di laboratorio allo scopo di valutare la fattibilità di una stabilizzazione con cemento portland al calcare sui terreni di scavo per la costruzione di una discarica controllata. Lo studio era stato eseguito con lo scopo di realizzare, con tale miscela, berme di stabilizzazione delle sponde e rilevati per la viabilità di accesso alla zona di discarica.

In seguito la terra in esame verrà denominata, per brevità, con la sigla BLZ.



Figura 45 – Terra BLZ utilizzata per lo studio.

La caratterizzazione del terreno BLZ è stata eseguita nell'ambito di studi precedenti. Tramite analisi granulometrica e determinazione dei limiti di consistenza è stato possibile classificare il tipo di terra secondo i criteri delle norme USCS EN 933-1 e ASTM D2487, D 422, D653. L'analisi granulometrica è stata eseguita mediante setacciatura per quanto riguarda la percentuale di terreno con dimensione media dei grani $d > 0.075$ mm; mentre la frazione con $d < 0.075$ mm è stata valutata tramite tecnica di sedimentazione (aerometria). I dati derivanti dalla prova di setacciatura (tab.12) indicano assenza di frazione ghiaiosa e il carattere prettamente sabbioso del terreno in esame. La quantità di materiale passante al setaccio N.200 risulta essere pari a 160.43 g e maggiore del

50% del totale, descrivendo un terreno coesivo a grana fine. In tabella 13 e figure 46 e 47 sono riepilogati risultati dell'analisi granulometrica mediante aerometria.

Tabella 12 – Risultati della setacciatura del terreno BLZ.

DATI SETACCIATURA		
Peso tot. terreno secco		
256,58 g		
Setaccio apert. (mm)	Trattenuto cumul. (g)	Passante (%)
8,00	0,00	100
4,00	1,19	100
2,00	3,84	99
1,00	8,40	97
0,425	29,05	89
0,18	62,95	75
0,075	96,15	62,5
Passante al N.200 (g)	160,43	

Tabella 13 – Risultati analisi granulometrica (aerometria) del terreno BLZ.

DATI AEROMETRIA	
Peso secco del passante al setaccio N.200	160,43 g
Peso secco terreno per aerometria	50,00 g
Densimetro	151H
Peso specifico dei grani G _s	2,65
Volume sospensione	1000 cm ³

Tempo prog. (min)	Letture	Temp. (°C)	Densità (g/cm ³)	Visc. din. (mPa s)	Diametro (mm)	Passante aerom (%)	Passante totale (%)
0,5	1,032	21,0	0,99801074	0,978236	0,0541	86,4	54,0
1	1,0315	21,0	0,99801074	0,978236	0,0388	84,8	53,0
2	1,0300	21,0	0,99801074	0,978236	0,0284	79,9	50,0
4	1,028	21,0	0,99801074	0,978236	0,0210	73,5	46,0
15	1,025	21,5	0,99790689	0,9666785	0,0114	64,2	40,2
45	1,021	21,4	0,99792788	0,96897536	0,0071	51,3	32,1
120	1,0185	21,3	0,99794875	0,97127954	0,0045	43,3	27,0
240	1,0160	21,4	0,99792788	0,96897536	0,0033	35,3	22,1
1440	1,0125	22,0	0,99780033	0,955304	0,0014	24,5	15,3
2880	1,0115	21,5	0,99790689	0,9666785	0,0010	20,9	13,1

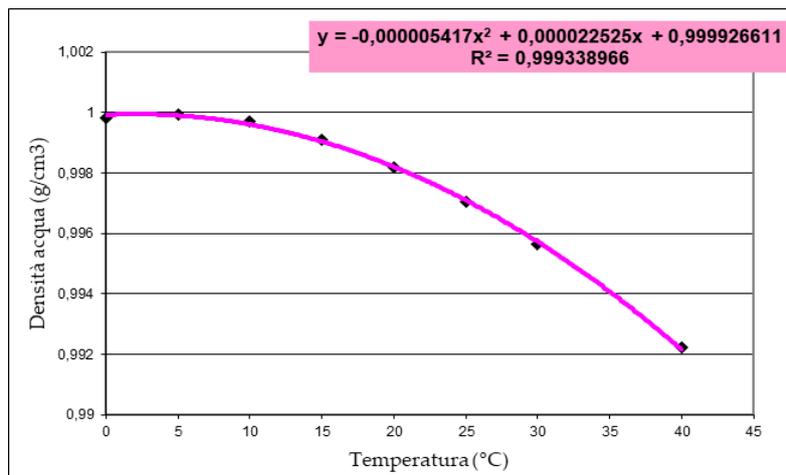


Figura 46 – Curva della densità dell’acqua in funzione della temperatura nel test di sedimentazione.

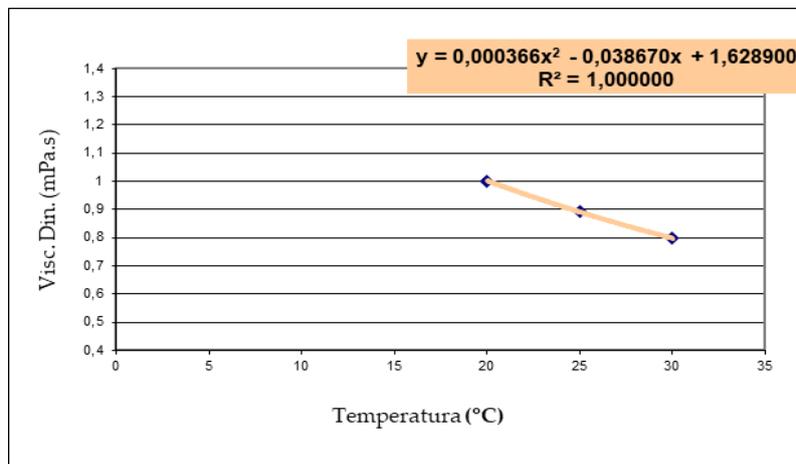


Figura 47 – Curva della viscosità dinamica in funzione della temperatura nel test di sedimentazione.

Attraverso i risultati congiunti di setacciatura e aerometria è possibile tracciare la curva granulometrica per il terreno BLZ (fig.48 e tab.14).

Tabella 14 – Frazioni granulometriche componenti il terreno BLZ.

% GHIAIA	0
% SABBIA	37
% FINE	63
% ARGILLA (< 2 mm)	18

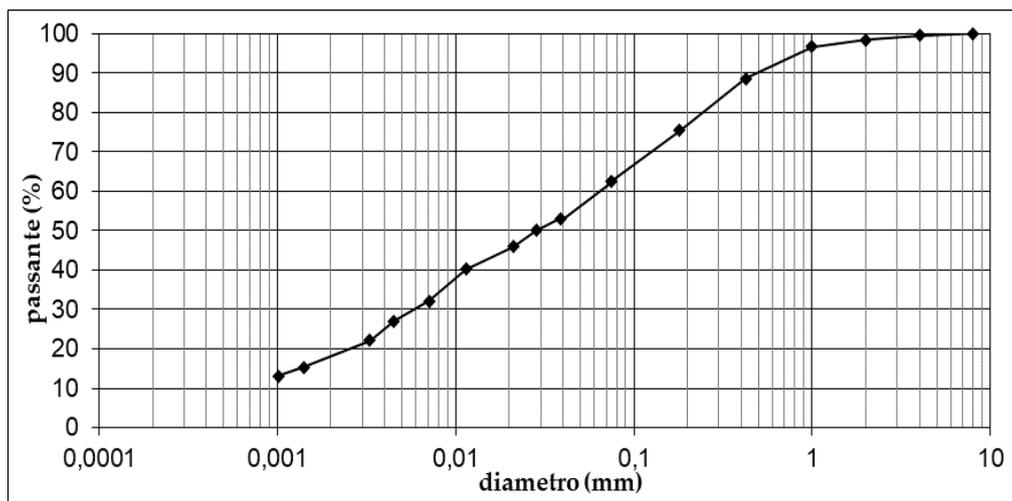


Figura 48 – Curva Granulometrica del terreno BLZ.

Al fine della completa caratterizzazione del terreno fine BLZ sono stati determinati anche i limiti di Atterberg, secondo lo standard ASTM D4318-95. Essi prevedono la valutazione del limite liquido, w_L , e del limite plastico, w_P , sulla frazione fine passante al setaccio ASTM N.40. Tali indici, valori limite di stati fisici differenti, permettono indirettamente di ottenere informazioni preliminari sul possibile comportamento meccanico di un terreno fine, dovuto quasi esclusivamente alle interazioni chimiche tra le particelle. Il limite liquido, w_L , è stato calcolato per mezzo del cucchiaio di Casagrande, in funzione del numero di colpi necessario per richiudere un solco praticato in un campione di terreno alloggiato nel dispositivo, e i risultati sono generalmente riportati in un grafico contenuto d'acqua – numero colpi. Il limite plastico, w_P , è stato determinato attraverso la formazione di un bastoncino cilindrico dal diametro di 3.2 mm e osservando per quale grado di umidità si ha fessurazione.

I risultati di entrambe le prove (tab.15) sono stati infine combinati per la determinazione dell'indice di plasticità IP, rappresentativo del campo di variabilità del contenuto d'acqua w dove si ha principalmente comportamento plastico, calcolato con la seguente relazione:

$$IP = w_l - w_p \quad (3.24)$$

Tabella 15 – Prove per la determinazione dei limiti di Atterberg.

Limite Liquido				Limite Plastico	
N° dei colpi	25	40	25		
Peso lordo campione umido (g)	84,09	81,28	74,92	38,83	35,06
Peso lordo campione asciutto (g)	72,58	70,23	65,25	37,69	34,12
Peso acqua (g)	11,51	11,05	9,67	1,14	0,94
Tara (g)	31,27	30,86	32,57	31,35	28,75
Peso netto secco (g)	41,31	39,37	32,68	6,34	5,37
Contenuto d'acqua (%)	27,9	28,1	29,6	18,0	17,5

Per mezzo dei limiti di consistenza e dell'indice di plasticità ottenuti dalle prove (tab.16) e attraverso l'utilizzo della carta di plasticità di Casagrande (fig.49) è stato possibile classificare il terreno BLZ. Osservando il grafico, si può notare come il campione ricada al di sopra della linea A, rappresentante l'equazione limite fra terreni argillosi e limosi. Il valore del limite liquido è inferiore al 50 %, pertanto si tratta di una terra avente un basso grado di plasticità.

Tabella 16 – Limiti di Atterberg e Indice di Plasticità del terreno BLZ.

Limite Liquido (%)	29
Limite Plastico (%)	18
Indice di Plasticità (%)	11

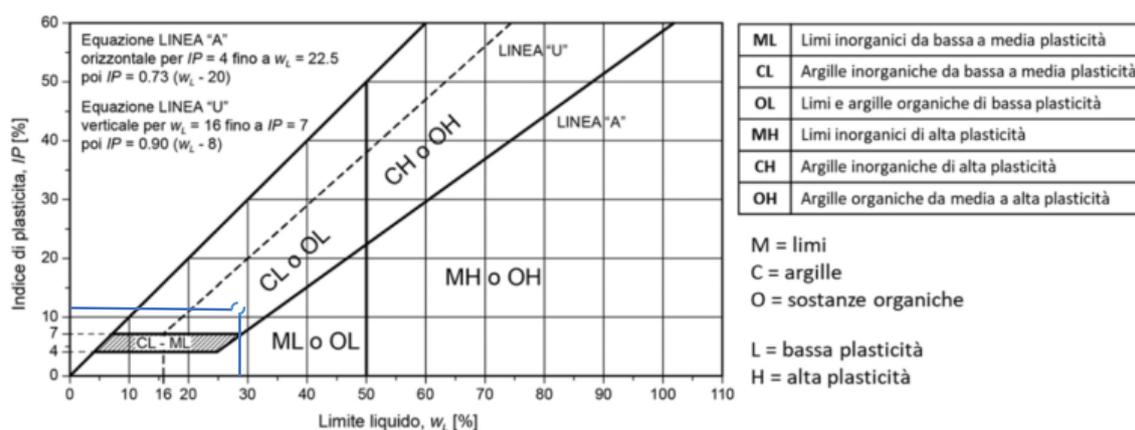


Figura 49 – Carta di Plasticità di Casagrande - (gomeeting.eu).

Il terreno BLZ corrisponde alla sigla CL, argilla sabbiosa inorganica di bassa compressibilità CL (fig.50). La denominazione “sabbiosa” sta ad indicare che la frazione grossolana presente è superiore al 30% del peso totale.

CLASSIFICAZIONE TERRENI (USCS, ASTM D 2487)

Soil Classification				
			Group Symbol	Group Name #
Sils and Clays Liquid limit less than 50 LL < 50	inorganic	PI > 7 and plots on or above "A" line ^d	CL	Lean clay ^{K,L,M}
		PI < 4 or plots below "A" line ^d	ML	Silt ^{K,L,M}
	organic	Liquid limit – oven dried < 0.75	OL	Organic clay ^{K,L,M,N}
		Liquid limit – not dried < 0.75		Organic silt ^{K,L,M,O}
Sils and Clays Liquid limit 50 or more LL ≥ 50	inorganic	PI plots on or above "A" line	CH	Fat clay ^{K,L,M}
		PI plots below "A" line	MH	Elastic silt ^{K,L,M}
	organic	Liquid limit – oven dried < 0.75	OH	Organic clay ^{K,L,M,P}
		Liquid limit – not dried < 0.75		Organic silt ^{K,L,M,Q}

^K If soil contains 15 to 29 % plus No. 200, add "with sand" or "with gravel," whichever is predominant.
^L If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly sand, add "sandy" to group name.
^M If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly gravel, add "gravelly" to group name.

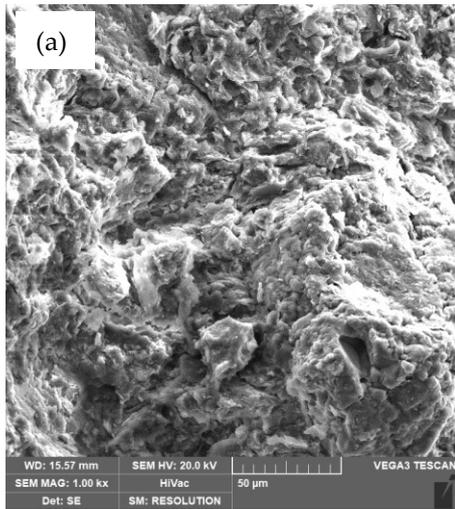
Figura 50 – Classificazione USCS del terreno BLZ.

3.8 TERRENO: MICROSTRUTTURA E COMPOSIZIONE CHIMICA

Sono state condotte indagini su alcune aree del campione di terreno BLZ per mezzo della microscopia elettronica SEM, al fine di analizzarne la microstruttura e rilevarne la composizione chimica (figure 51, 52 e 53), identificando gli elementi costituenti la parte solida del terreno.

Tramite micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) sono stati registrati dei picchi che indicano la presenza principalmente di silicio e ossigeno, seguiti da dall' alluminio.

Presenti, in entità minore ferro, carbonio, magnesio, sodio, potassio e calcio.



(b)

Smart Quant Results

Element	Weight %	Atomic %	Error %
C K	4.07	6.92	14.16
O K	47.02	59.97	8.03
NaK	0.76	0.68	18.14
MgK	0.82	0.69	9.95
AlK	7.26	5.49	5.2
SiK	31.18	22.65	4.14
KK	1.39	0.72	9.95
CaK	0.82	0.42	12.11
TiK	0.51	0.22	15.77
FeK	6.17	2.25	3.73

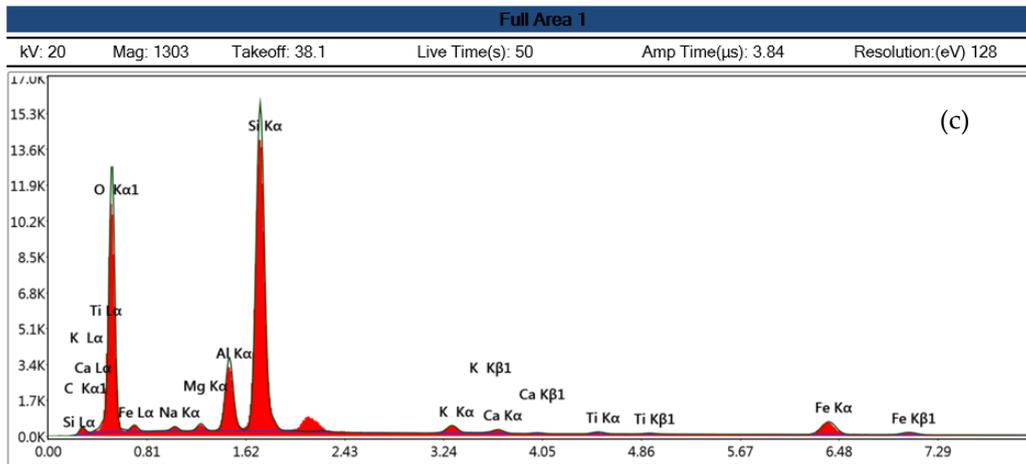
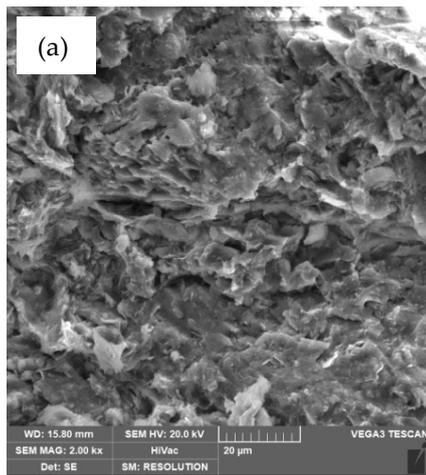


Figura 51 – Risultati analisi SEM del terreno BLZ – area #1; (a) Microstruttura; (b) Elementi chimici rilevati; (c) Risultati Micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy).



Smart Quant Results (b)

Element	Weight %	Atomic %	Error %
C K	3.46	5.93	14.29
O K	45.79	58.98	8.17
NaK	2.25	2.02	10.39
MgK	1.16	0.98	9.4
AlK	11.19	8.55	5.02
SiK	25.94	19.03	4.57
K K	3.42	1.8	4.54
CaK	1.26	0.65	8.37
TiK	0.35	0.15	25.09
FeK	5.2	1.92	4

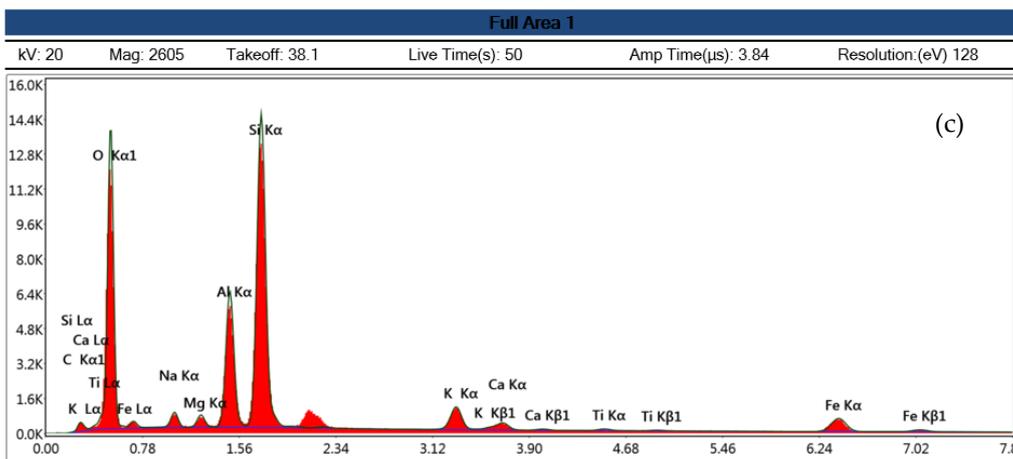


Figura 52 – Risultati analisi SEM del terreno BLZ – area #2; (a) Microstruttura; (b) Elementi chimici rilevati; (c) Risultati Micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy).

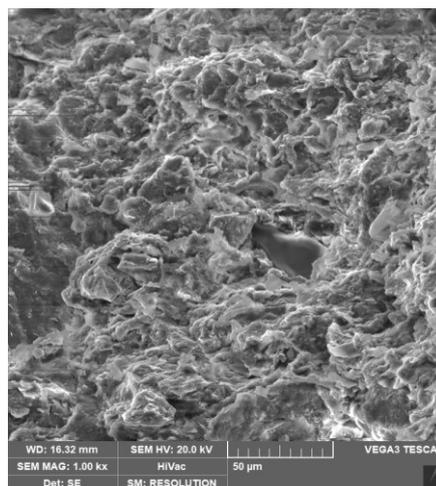


Figura 53 – Immagine SEM microstruttura del terreno BLZ – area #3.

3.9 CENERI VOLANTI

Le ceneri volanti (CFA, Coal Fly Ash) sono dei sottoprodotti minerali estratti dai gas di combustione delle centrali termoelettriche a carbone (vedi fig.54). Durante la combustione ad alte temperature, le impurità minerali contenute all'interno del materiale, quali argilla, pirite e quarzo, fondono per poi subire un improvviso raffreddamento una volta fuoriuscite dalle caldaie per mezzo dei gas. Segue immediatamente la solidificazione e formazione di microparticelle fini. Attraverso i filtri meccanici o elettrostatici degli impianti di smaltimento dei fumi, le polveri di cenere volante vengono separate dalla corrente di gas e conseguentemente stoccate.

La composizione delle polveri prevede generalmente oltre il 90% di alluminosilicati amorfi e cristallini contenenti ossidi di calcio e ferro, oltre a piccole percentuali di ossidi metallici e carbonio. La prevalenza di alluminio e silicio in forma amorfa fanno sì che la struttura delle microparticelle sia di tipo vetroso, pertanto reattiva. Vista la natura chimica simile a quella dei materiali lapidei pozzolanici, originati dal trattamento termico subito dalle argille e dalle sabbie durante l'attività vulcanica, anche le ceneri volanti reagiscono con effetto legante in presenza di acqua, dando luogo a reazioni chimiche di tipo pozzolanico.

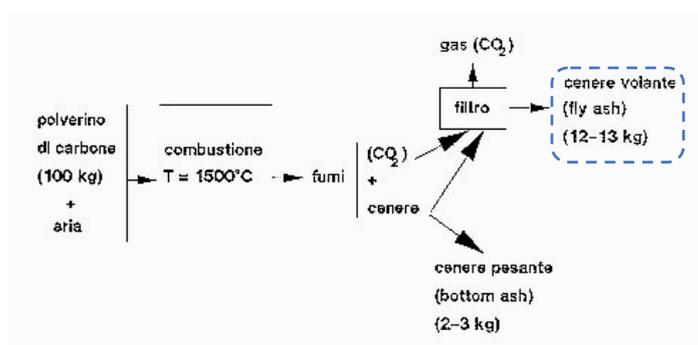


Figura 54 – Fasi di produzione delle ceneri volanti nelle centrali termoelettriche.

I prodotti delle reazioni di idratazione di una cenere volante sono i silicati e gli alluminati di calcio idrati (C-S-H e C-A-H) e contribuiscono alla formazione di una matrice cementizia resistente.

Segue una fase di presa e indurimento per mezzo delle reazioni di maturazione dei silicati e degli alluminati.

Oltre all'azione chimica dovuta alle reazioni, le ceneri volanti sono in grado di contribuire al miglioramento delle caratteristiche di compattezza, resistenza e impermeabilità di numerosi materiali in virtù del loro contributo fisico e della loro azione da filler, grazie alle ridotte dimensioni delle particelle che compensano in parte i vuoti presenti nei materiali da additivare.

Per il seguente studio sono state utilizzate delle ceneri volanti MICRO-POZZ PFA ad alta attività pozzolanica (fig.55), prodotte e certificate dalla General Admixture S.p.a. (marcatatura CE secondo le norme UNI EN 450-1 e UNI EN 12620). Si riporta in seguito la scheda tecnica fornita dal produttore (figure da 56 a 58).



Figura 55 – Cenere volante Micro-Pozz PFA utilizzata per lo studio.



MICRO-POZZ PFA

Aggiunta minerale ad elevata attività pozzolanica.
Risponde ai requisiti previsti dal DM 17-01-18 sulle Norme Tecniche per le Costruzioni, è dotata di **Marcatura CE secondo le Norme UNI EN 450-1 e UNI EN 12620**

MICRO-POZZ

Descrizione **MICRO-POZZ PFA** è un'aggiunta minerale, costituita da "Ceneri Volante Selezionata e Controllata", dal notevole effetto fillerizzante e di elevata attività pozzolanica.
MICRO-POZZ PFA contribuisce in modo importante allo sviluppo delle prestazioni del calcestruzzo, sia allo stato fresco che a quello indurito ed alla riduzione del calore di idratazione.

Vantaggi **MICRO-POZZ PFA** viene utilizzata nel calcestruzzo in aggiunta al cemento o in parziale sostituzione di questo per ottimizzare la quantità di legante presente nella miscela, ridurre l'aumento di temperatura causato dal calore che si sviluppa durante l'idratazione del cemento e migliorare tutte le prestazioni del calcestruzzo.
La curva granulometrica che la caratterizza e soprattutto la peculiare forma sferica delle singole particelle costituenti, consentono a **MICRO-POZZ PFA** di completare la distribuzione granulometrica degli inerti e risolvere il problema della carenza di parti fini nel conglomerato.

Benefici sul calcestruzzo In sintesi i benefici sul calcestruzzo allo stato fresco sono:

- Miglioramento della lavorabilità e della coesione dell'impasto;
- Riduzione della richiesta d'acqua a pari proprietà reologiche;
- Eliminazione dei fenomeni di segregazione, sedimentazione ed essudazione (bleeding);
- Facilitazioni delle operazioni di pompaggio;
- Riduzione dei costi di usura e manutenzione dei premiscelatori, delle autobetoniere e delle pompe;
- Mantenimento della lavorabilità nel tempo;
- Miglioramento della finitura dei getti e del facciavista del calcestruzzo;
- Miglioramento della "robustezza" della miscela: maggiore compatibilità fra gli additivi acrilici, gli aggregati ed i cementi utilizzati;
- Riduzione del calore d'idratazione e diminuzione dei gradienti termici nei getti massivi con conseguente riduzione dei rischi di fessurazione termica;
- Miglioramento della resistenza alla reazione Alkali - Aggregati;
- Riduzione/Eliminazione delle efflorescenze superficiali sul calcestruzzo ed in particolare su elementi vibrocompressi.

Quando **MICRO-POZZ PFA** viene utilizzata in aggiunta al cemento i benefici suddetti vengono ulteriormente migliorati.

Microl 505
Rev. 0/0
Agg. 10-10-19



General Admixtures SpA - Via delle Industrie 14/16 - 31050 Porzano Veneto (TV) Italia
Tel. +39 0422 96 69 11 - Fax +39 0422 96 97 40
E-mail: info@gageneral.com - Sito Web: www.gageneral.com

1

Figura 56 – Scheda tecnica cenere volante Micro-Pozz PFA, pagina #1.

Benefici economici

L'utilizzo di **MICRO-POZZ PFA** nelle miscele di calcestruzzo permette l'ottimizzazione del dosaggio dei suoi componenti (legante, aggiunte minerali, sabbie, additivi), con conseguente riduzione dei costi dal momento che:

- Le proprietà pozzolaniche della **MICRO-POZZ PFA** permettono una miglior utilizzazione del legante cementizio;
- L'effetto fillerizzante consente di ottimizzare il contenuto delle sabbie (materiale sempre più costoso), ottenendo calcestruzzi compatti ed impermeabili;
- Le proprietà citate consentono l'uso di **MICRO-POZZ PFA** in alternativa ad aggiunte minerali (silica fume, calcare micronizzato, ecc.), completandone la granulometria, ottenendo calcestruzzi compatti ed impermeabili;
- I costi si riducono anche per le operazioni di cantiere quali il pompaggio, la messa in opera, e la compattazione del calcestruzzo;
- La riduzione di costo riguarda anche miscele dedicate a particolari applicazioni quali i getti di massa, gli SCC (in cui la **MICRO-POZZ PFA** svolge una funzione legante oltre che di filler), i calcestruzzi ad alte prestazioni meccaniche o ambientali.

Benefici ambientali

L'uso di **MICRO-POZZ PFA** consente di aggiungere un' "Etichetta Verde" alla costruzione con notevoli benefici ambientali, fra i quali:

- L'aumento della vita utile delle strutture in calcestruzzo (oltre 150 anni) attraverso il miglioramento della durabilità del materiale;
- L'ottimizzazione del dosaggio di cemento con riduzione di utilizzo di materie prime naturali e di energia;
- La riduzione di emissioni di CO₂ in atmosfera;
- La riutilizzazione di prodotti secondari e la conservazione di altre risorse naturali e di altri materiali.

Dosaggi e caratteristiche tecniche

MICRO-POZZ PFA si utilizza in dosaggi variabili da 30 a 120 kg/m³.

Per la valutazione del quantitativo di **MICRO-POZZ PFA** da inserire nella miscela al fine di ottenere le prestazioni volute si consigliano una serie di prove di laboratorio da realizzare con dosaggi variabili di cemento e **MICRO-POZZ PFA**.

Peso specifico: 2000 ÷ 2400 kg/m³.

Peso in mucchio: 600 ÷ 1000 kg/m³.

Compatibilità con cementi e altri additivi

MICRO-POZZ PFA è compatibile con tutti i cementi conformi alla norma EN 197-1 e con tutti gli additivi di General Admixtures in particolare con gli additivi delle serie:

PRMIUM RM: Superfluidificanti a base acrilica;

RETARD: Ritardanti;

GNIUS: Superfluidificanti e riduttori di ritiro (SRA);

AQUA FOBIC: Idrolobizzanti;

INHIBITOR: Inibitori di corrosione;

EXPANCOLL: Agenti espansivi;

ACCEL: Acceleranti;

FIBERCOLL: Fibre.

Consigli per l'uso

Data la sua elevata superficie specifica, si consiglia un dosaggio di additivo superfluidificante della serie **PRMIUM** o **SUPER** che tenga conto del quantitativo di **MICRO-POZZ PFA** introdotto.

Miscela 3303
Rev. 00
Agg. 10-01-08



General Admixtures SpA - Via delle Industrie 14/16 - 31050 Ponzano Veneto (TV) Italia
Tel. +39 0422 96 89 11 - Fax +39 0422 96 97 40
E-mail: info@gageneral.com - Sito Web: www.gageneral.com

Figura 57 – Scheda tecnica cenere volante Micro-Pozz PFA, pagina #2.

Confezioni	Il prodotto è disponibile nel formato sfuso ed è distribuito via camion o via nave.
Stoccaggio	MICRO-POZZ PFA va conservato e dosato rispettivamente in silos e bilance uguali a quelli utilizzati per il cemento.
Indicazioni di pericolo	Prodotto non pericoloso. Leggere attentamente le istruzioni e richiedere la scheda di sicurezza prima dell'uso.

MICRO-POZZ

PRODOTTO MERCATO CE UNI EN 450-1 e UNI EN 12620

I dati sopra citati sono basati sulle nostre attuali conoscenze scientifiche e pratiche. Non ci assumiamo alcuna responsabilità per risultati negativi derivanti da un uso improprio o che dipendano da fattori estranei alla qualità del prodotto. La nostra assistenza tecnica rimane a disposizione per qualsiasi informazione o intervento. Tutti i consigli tecnici forniti verbalmente o per iscritto o riportati nella presente scheda tecnica, non comportano l'assunzione di alcuna nostra garanzia e/o responsabilità sul prodotto finale ottenuto dall'utilizzatore. È responsabilità del cliente verificare la correttezza della scelta tecnica e dell'utilizzo del prodotto nelle proprie lavorazioni per le finalità che si prefigge.

Azienda certificata per la gestione dei Sistemi Qualità e Ambiente conformi alle norme UNI EN ISO 9001 e 14001



General Admixtures SpA - Via delle Industrie 14/16 - 31050 Ponzano Veneto (TV) Italia
Tel. +39 0422 96 69 11 - Fax +39 0422 96 97 40
E-mail: info@gageneral.com - Sito Web: www.gageneral.com

3

Figura 58 – Scheda tecnica cenere volante Micro-Pozz PFA, pagina #3.

Le ceneri volanti in esame possono essere classificate come di tipo siliceo, o di tipo F secondo le norme ASTM C618, o di tipo V per le UNI EN 197/1, ossia tutti quei materiali di scarto delle centrali elettriche a combustione che si presentano all'aspetto come polveri fini di colore grigio, derivanti principalmente dalla combustione di antracite e carboni bituminosi, aventi tenore di silice reattiva $\geq 25\%$ in massa e ossido di calcio reattivo $\leq 5\%$ in massa.

Le analisi diffrattometriche ai raggi X condotte sulle polveri MICRO-POZZ PFA ne hanno confermato la natura silico-alluminosa. I risultati della prova (fig.59) evidenziano la presenza dei seguenti composti: quarzo, SiO_2 , ossido di calcio, CaO , e mullite, ossia un silicato di alluminio con formula chimica $\text{Al}_{4,56}\text{Si}_{1,44}\text{O}_{9,72}$.

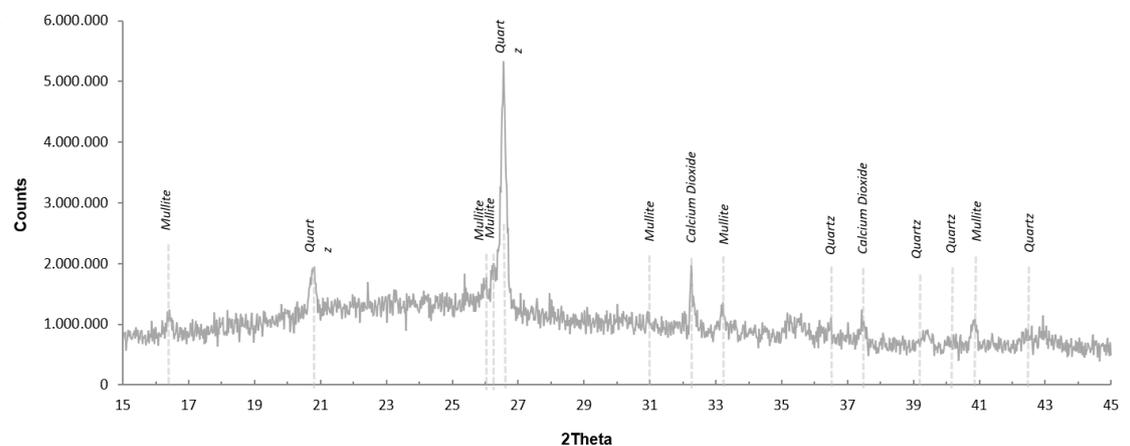


Figura 59 – Analisi diffrattometrica XRD della cenere volante Micro-Pozz PFA.

La microstruttura è stata analizzata per mezzo di microscopia elettronica SEM. Le immagini (in fig.60) mostrano come la geometria delle microparticelle vetrose che compongono le ceneri volanti sia prevalentemente sferica, con diametri di dimensioni variabili che vanno dai 60-70 μm fino ad un minimo di 300-400 nm, e area superficiale specifica in genere compresa tra 3000-6000 cm^2/g . Tali particelle presentano differenti porosità, che sono alla base della più o meno lavorabilità di un impasto con ceneri volanti. A seguito di indagine spettroscopica EDS, per mezzo degli elettroni ad alta energia retroattivi, sono stati rilevati differenti elementi chimici (fig.61) presenti nelle polveri, principalmente: Si per il 45% in massa, Al per il 23% in massa, Fe per il 10% in massa, Ca per il 10% in massa, K per il 4% in massa e altri elementi minori per il 7% in massa.

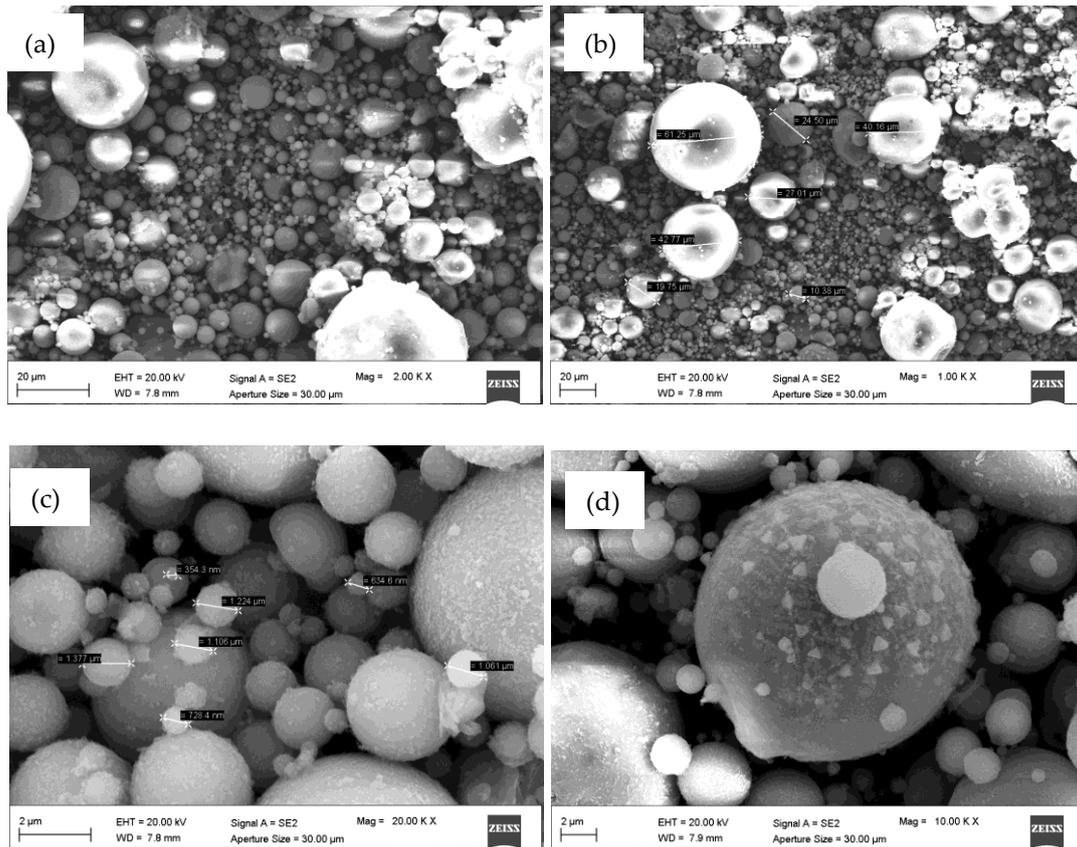


Figura 60 – Immagini SEM microstruttura Micro-Pozz PFA; (a) Ingrandimento 2.0 kx; (b) Ingrandimento 1.0 kx; (c) Ingrandimento 20.0 kx; (d) Ingrandimento 10.0 kx.

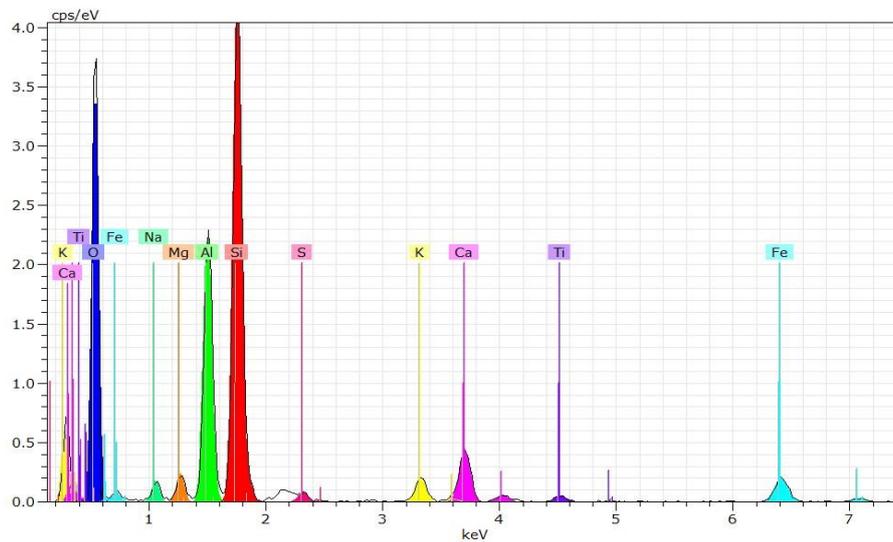


Figura 61 - Risultati Micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) della Micro-Pozz PFA.

4 RISULTATI SPERIMENTALI

Al fine di ottenere dei risultati comparabili con quelli dei precedenti studi eseguiti sullo stesso tipo di terreno, stabilizzato con il 4% di cemento portland al calcare, CEM II/B-LL; il terreno BLZ è stato preliminarmente idratato in modo da raggiungere la stessa umidità di progetto, prossima al 23%. Un primo quantitativo di terra, avente peso umido iniziale, $P_{t,i}$, pari a 2045.32 grammi, è stato sottoposto ai test per la misurazione del contenuto d'acqua iniziale, fornendo un valore di w pari al 2.7 % (tab.17) In seguito ai calcoli per la valutazione del peso d'acqua mancante, $P_{w,add}$, il terreno BLZ è stato idratato con 404.50 grammi di acqua (tab.18). I controlli dell'umidità finale del terreno idratato hanno restituito un valore pari al 22.7% (tab.17).

Tabella 17 – Contenuto d'acqua iniziale e post-idratazione del terreno BLZ.

	BLZ	BLZ idratato
Peso lordo campione umido, P_{lu} (g)	88.58	63.83
Peso lordo campione asciutto, P_{ls} (g)	87.08	57.71
Peso dell'acqua, P_w (g)	1.50	6.12
Tara, t (g)	30.38	30.73
Peso netto campione asciutto, P_s (g)	56.70	26.98
Contenuto d'acqua, w (%)	2.7	22.7

Tabella 18 – Valori di idratazione del terreno BLZ.

Peso terreno umido iniziale, $P_{t,i}$ (g)	2045.32
Peso terreno secco, P_s (g)	1992.59
Umidità iniziale, w_0 (%)	2.7
Umidità di progetto, w_d (%)	23.0
Differenza di umidità, Δw (%)	20.3
Peso acqua da aggiungere, $P_{w,add}$ (g)	404.50
Peso terreno umido finale, $P_{t,f}$ (g)	2449.81

Successivamente è stata aggiunta una percentuale del 4% di cenere volante, calcolata sul peso secco, P_s , ovvero lo stesso dosaggio impiegato per il terreno BLZ stabilizzato con cemento. L'intero quantitativo di terreno idratato, è stato additivato in due tempi differenti: ad una prima quantità di terreno, BLZ-1, destinata alle prove su campioni a lunga maturazione, avente peso umido, P_t ,

pari a 1537 grammi, sono state aggiunte ceneri volanti per un peso P_{CFA} pari a 50.1 grammi; la restante quantità, BLZ-2, di peso pari a 750.24 grammi e destinata al confezionamento di un campione a breve stagionatura, è stata additivata con 24.5 grammi di cenere volante (tab.19).

Tabella 19 – Percentuali e pesi di stabilizzante sui terreni BLZ-1 e BLZ-2.

	BLZ-1	BLZ-2
Peso terreno umido, P_t (g)	1537.00	750.24
Umidità del terreno, w (%)	22.7	22.7
Peso secco del terreno, P_s (g)	1252.60	611.44
Cenere volante di progetto, CFA (%)	4.0	4.0
Peso cenere volante aggiunta, P_{CFA} (g)	50.1	24.5

Un'ulteriore quantità di terreno, BLZ-3, con peso umido iniziale di 1300 grammi, è stata preparata per il confezionamento di un campione senza additivo, destinato alle prove di compressione edometrica. I valori delle misurazioni dei contenuti d'acqua iniziale e finale sono riportati in tab.20. Anche questo quantitativo è stato idratato al fine di avere un'umidità di progetto del 23%, ottenuta con l'aggiunta di 254.10 grammi di acqua (tab.21)

Tabella 20 - Contenuto d'acqua iniziale e post-idratazione del terreno BLZ-3.

	BLZ-3	BLZ-3 idratato
Peso lordo campione umido, P_{lu} (g)	57.89	54.41
Peso lordo campione asciutto, P_{ls} (g)	57.11	50.00
Peso dell'acqua, P_w (g)	0.78	4.41
Tara, t (g)	30.39	30.84
Peso netto campione asciutto, P_s (g)	26.72	19.16
Contenuto d'acqua, w (%)	2.9	23.0

Tabella 21 - Valori idratazione del terreno BLZ-3.

Peso terreno umido iniziale, P_{ti} (g)	1300.00
Peso terreno secco, P_s (g)	1263.36
Umidità iniziale, w_0 (%)	2.9
Umidità di progetto, w_d (%)	23.0
Differenza di umidità, Δw (%)	20.1
Peso acqua da aggiungere, $P_{w,add}$ (g)	254.1
Peso terreno umido finale, $P_{t,f}$ (g)	1554.1

Dai quantitativi di terreno stabilizzati con una percentuale del 4% di cenere volante, sono stati ricostruiti n°3 campioni, in seguito alle prove di compattazione Proctor standard: dall'ammasso nominato BLZ-1 sono stati ricavati n°2 campioni, BLZ+4% FA 1 e BLZ+4% FA 2, il primo dei quali è stato sottoposto a prova di compressione edometrica con stagionatura di 28 giorni, il secondo è stato testato per la prova di conducibilità idraulica su permeametro a pareti flessibili; dal costipamento del secondo quantitativo di terreno, BLZ-2, è stato ricavato un unico campione, denominato BLZ+4% FA 3, sottoposto a prova di compressione edometrica a maturazione di 7 giorni. Un ulteriore quantitativo di terreno non additivato, BLZ-3, è stato compattato e confezionato per ottenere un campione di riferimento, denominato semplicemente BLZ, testato per le prove di compressione edometrica. Un'identificazione riassuntiva dei campioni ottenuti dalle prove di compattazione è fornita in tab.22.

Tabella 22 – Nomenclatura e identificazione campioni confezionati al termine delle prove di compattazione Proctor Standard.

Nome Campione	Stagionatura	Tipo di Prova	Cenere Volante (%)
<i>BLZ+4% FA 1</i>	28 giorni	Prova Edometrica	4%
<i>BLZ+4% FA 2</i>	\	Prova di Conducibilità Idraulica	4%
<i>BLZ+4% FA 3</i>	7 giorni	Prova Edometrica	4%
<i>BLZ</i>	\	Prova Edometrica	\

4.1 CARATTERISTICHE DI COMPATTAZIONE

I campioni trattati con cenere volante, al termine della prova di compattazione, hanno evidenziato una lieve riduzione dell'umidità di progetto del terreno, w , passando da un 22.7 % a valori inferiori, pari a 21.2% per il campione BLZ+4% FA 1, 20.9% per il campione BLZ+4% FA 2, e 21.1% per il campione BLZ+4% FA 3 (tab.23). Tale riduzione è dovuta probabilmente alle reazioni immediate tra cenere volante e terreno. L'addensamento conseguente alla prova è risultato circa lo stesso per tutti i campioni additivati, i valori di densità secca, γ_d , sono risultati pari a 16.9 KN/m³ per i campioni BLZ+4% FA 1 e BLZ+4% FA 2, e pari a

16.8 KN/m³ per il campione BLZ+4% FA 3 (tab.24). Il limitato incremento della densità del secco, rispetto ai terreni non trattati, è in linea con l'andamento generale dei risultati sperimentali di compattazione dei terreni stabilizzati chimicamente presenti in letteratura; ciò può essere legato alla limitata compattabilità iniziale, dovuta alla formazione dei primi prodotti di reazione.

Tabella 23 – Umidità w dei campioni BLZ+4% FA in seguito a compattazione Proctor Standard.

Nome Campione	BLZ+4% FA 1	BLZ+4% FA 2	BLZ+4% FA 3
Peso lordo umido, P_{lu} (g)	52.57	69.89	50.60
Peso lordo asciutto, P_{ls} (g)	48.74	62.79	47.14
Peso dell'acqua, P_w (g)	3.83	7.10	3.46
Tara, t (g)	30.71	28.84	30.71
Peso netto asciutto, P_s (g)	18.03	33.95	16.43
Contenuto d'acqua, w (%)	21.2	20.9	21.1

Tabella 24 – Densità secca γ_d dei campioni BLZ+4% FA in seguito a compattazione Proctor Standard.

Nome Campione	BLZ+4% FA 1	BLZ+4% FA 2	BLZ+4% FA 3
Peso lordo umido fustella, P_{lu} (g)	1111.07	1111.23	1108.17
Tara fustella, t (g)	455.51	455.51	455.51
Peso netto umido, P_{nu} (g)	655.56	655.72	652.66
Peso netto secco, P_{ns} (g)	540.89	542.37	538.94
Volume della fustella, V (cm ³)	320.30	320.30	320.30
Peso specifico del secco, γ_d (KN/m ³)	16.9	16.9	16.8

I valori del contenuto d'acqua finale, w , e del peso secco specifico, γ_d , del campione di terreno non trattato, BLZ, sono stati riportati in tab.25.

Tabella 25 – Risultati della prova di compattazione Proctor Standard del campione non trattato BLZ; (a) Contenuto d'acqua w ; (b) Peso specifico del secco γ_d .

Nome Campione	BLZ
Peso lordo umido, P_{lu} (g)	55.16
Peso lordo asciutto, P_{ls} (g)	51.11
Peso dell'acqua, P_w (g)	4.05
Tara, t (g)	32.71
Peso netto asciutto, P_s (g)	18.40
Contenuto d'acqua, w (%)	22.0

(a)

Nome Campione	BLZ
Peso lordo umido fustella, P_{lu} (g)	1103.92
Tara fustella, t (g)	455.51
Peso netto umido, P_{nu} (g)	648.41
Peso netto secco, P_{ns} (g)	531.48
Volume della fustella, V (cm ³)	320.30
Peso specifico del secco, γ_d (KN/m ³)	16.6

(b)

Tutte le prove di costipamento, nei campioni stabilizzati e non, sono state eseguite utilizzando la stessa fustella rigida in acciaio, le cui dimensioni sono state ricavate mediando diverse misure, per tener conto di eventuali errori grossolani di lettura e delle deformazioni subite dal materiale stesso. Il volume interno medio è risultato essere pari a 320.30 cm³, ed è stato utilizzato per ricavare la densità secca di ciascun campione (tab.26).

Tabella 26 – Calcolo volume interno medio della fustella utilizzata nelle prove Proctor standard.

	1	2	3	4	5	6	Media	Volume (cm ³)
	(mm)	320.30						
H	39.8	39.9	39.9	40.0	39.8	39.8	39.86	
D _{sup}	101.1	101.0	101.3	100.8	101.4	101.3	101.15	
D _{inf}	101.3	101.0	101.4	101.3	101.3	100.6	101.15	

I risultati delle prove Proctor Standard condotte sui campioni stabilizzati con la cenere volante, BLZ+4% FA 1, BLZ+4% FA 2, BLZ+4% FA 3, sono stati confrontati con i dati prodotti da studi e prove di compattazione precedenti, condotte sullo stesso tipo di terreno non trattato, BLZ, e sullo stesso terreno trattato con il 4% di cemento portland al calcare, BLZ+4% PC. Il grafico Proctor (fig.62) riporta i dati di densità secca, γ_d , in funzione del contenuto d'acqua, w , e permette un confronto diretto fra i tre punti ricavati dai risultati dei campioni con cenere volante, in azzurro, e le curve interpolate del terreno naturale, in grigio, e del terreno con cemento portland, in nero. I dati risultano confrontabili in quanto derivanti dall'impiego dello stesso terreno di prova, aventi umidità di progetto confrontabile. Risulta evidente come i campioni BLZ+4% FA siano molto più prossimi alla curva sperimentale del terreno con cemento portland, BLZ+4% PC, rispetto al terreno non trattato, mostrando così un comportamento nei confronti delle variazioni del peso specifico del secco molto simile. Il contenuto d'acqua ottenuto per i campioni trattati con cenere volante risulta essere superiore all'umidità di optimum, OMC, delle curve di terreno con cemento e terreno non trattato. In ogni caso, tali valori di densità secca risultano

sufficientemente adeguati ai carichi cui sono sottoposti generalmente i terreni compattati impiegati in cantiere, infatti in accordo con Di Sante et al. (2023), i γ_d dei terreni BLZ+4% FA sono più elevati del 90% della massima densità secca, MDD, ottenibile con il 4% di cemento, e con lo stesso tipo di terreno.

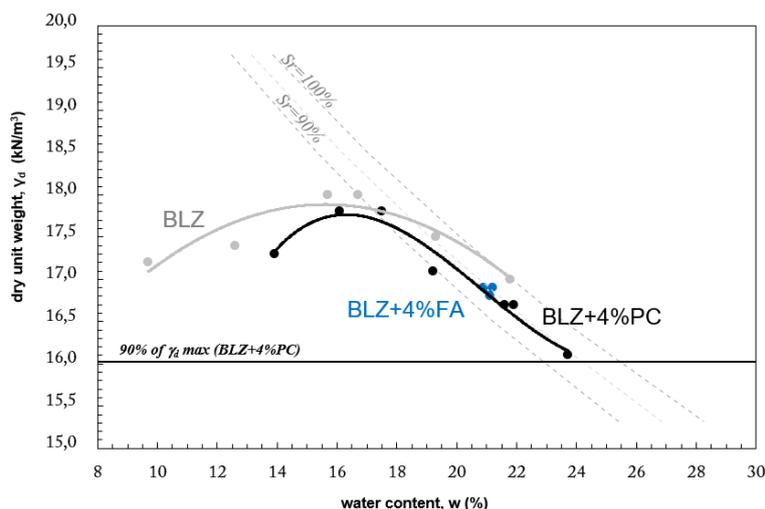


Figura 62 – Curve e dati di compattazione Proctor a confronto, relativi a: terreno non trattato, BLZ, terreno additivato con cenere volante, BLZ+4% FA, terreno stabilizzato con cemento Portland ordinario, BLZ+4% PC.

4.2 CONDUCEBILITÀ IDRAULICA

Le prove di conducibilità idraulica sono state realizzate a carico variabile per mezzo di permeametro a pareti flessibili. Le pressioni di prova, misurate in PSI (Pound Per Square Inch), sono state impostate pari a 43.0 PSI per la pressione in entrata, 40.0 PSI per la pressione in uscita e 45.0 PSI per la pressione in cella triassiale. Il campione di terreno testato, BLZ+4% FA 2, avente peso pari a 653.74 g, diametro pari a 10.12 cm e altezza di 3.98 cm, è stato alloggiato nella cella di prova immediatamente dopo la compattazione Proctor Standard, in modo da poter valutare fin da subito le variazioni della permeabilità del terreno, k , in funzione del tempo di stagionatura. La prova è stata portata avanti per più di 35 giorni di stagionatura, per un periodo di osservazione

medio di circa 4 ore giornaliere. Il campione BLZ+4% FA 2, al termine della prova, ha subito delle modeste variazioni di peso e altezza, dovute principalmente all'acqua assorbita durante la saturazione e le fasi di filtrazione protratte nel lungo periodo, con un incremento del contenuto d'acqua interstiziale, w , passato dal 20.9 % al 21.58 % (dati a confronto in tab.27).

Tabella 27 – Dati e caratteristiche campione BLZ+4% FA 2 relativi alla prova di conducibilità idraulica; (a) Dati di inizio prova; (b) Dati di fine prova.

Dati campione prima permeazione		Dati campione dopo permeazione	
Peso (g)	653,74	Peso (g)	657,40
Peso secco (g)	540,73	Peso secco (g)	540,73
Diametro (cm)	10,12	Diametro (cm)	10,12
Area (cm ²)	80,44	Area (cm ²)	80,44
Altezza (cm)	3,98	Altezza (cm)	3,93
Volume (cm ³)	320,14	Volume (cm ³)	316,11
Peso di vol. (g/cm ³)	2,04	Peso di vol. (g/cm ³)	2,08
w %	20,90	w %	21,58
γ_d (g/cm ³)	1,69	γ_d (g/cm ³)	1,71
Volume pori (cm ³)	116,09	Volume pori (cm ³)	118,41
Volume H ₂ O (cm ³)	113,01	Volume H ₂ O (cm ³)	116,67
Sr%	97,35	Sr%	98,53

(a)

(b)

Durante il corso della prova sono state effettuate le letture, in ml, del liquido in entrata ed in uscita dalle burette graduate ed è stata rilevata la temperatura giornaliera (tab.28). I volumi in entrata ed in uscita sono risultati sostanzialmente stabili durante tutto il periodo di prova, con differenze al di sotto di 1 ml, a conferma dell'assenza di anomalie nel sistema di filtrazione del permeametro e nel campione. I valori calcolati del coefficiente di conducibilità idraulica, k , variano da un minimo di 7.20×10^{-8} cm/s ad un valore massimo di 8.8×10^{-8} cm/s. Al fine di tenere conto dell'influenza della temperatura nei risultati di prova, sono stati ricalcolati i valori della permeabilità, per mezzo dei coefficienti correttivi R_t , ottenendo dei nuovi dati di conducibilità idraulica corretti, k_{20} , con variazioni da un minimo di 7.13×10^{-8} cm/s ad un massimo di 8.63×10^{-8} cm/s.

Tabella 28 – Letture dei volumi d'acqua permeati, delle temperature e dei valori del coefficiente di conducibilità idraulica k .

Data e ora	Letture E	Letture U	Volume E (ml)	Volume U (ml)	Gradiente idraulico (-)	Stagionatura (giorni)	k (cm/s)	Temp (°C)	R_T	k_{20} (cm/s)
15/12/2022 9.48	P 1,90	P 22,40			58,96	2,4		21	0,976	
15/12/2022 13.50	P 7,80	P 16,80	5,90	5,60	55,67	2,6	8,6E-08	21	0,976	8,38E-08
16/12/2022 9.47	P 1,80	P 22,50			59,02	3,4		20,5	0,987	
16/12/2022 13.51	P 7,60	P 17,00	5,80	5,50	55,78	3,6	8,4E-08	20,5	0,987	8,25E-08
19/12/2022 10.09	P 1,60	P 22,50			59,08	6,4		19	1,024	
19/12/2022 15.03	P 8,20	P 16,20	6,60	6,30	55,38	6,6	7,9E-08	19	1,024	8,14E-08
20/12/2022 9.38	P 1,70	P 22,10			58,93	7,4		18,5	1,037	
20/12/2022 13.39	P 7,00	P 17,00	5,30	5,10	55,95	7,6	7,8E-08	18,5	1,037	8,07E-08
21/12/2022 9.51	P 2,20	P 22,10			58,79	8,4		19,5	1,011	
21/12/2022 14.14	P 7,90	P 16,50	5,70	5,60	55,55	8,6	7,8E-08	19,5	1,011	7,88E-08
22/12/2022 9.50	P 2,40	P 22,40			58,82	9,4		20,5	0,987	
22/12/2022 14.37	P 8,60	P 16,20	6,20	6,20	55,27	9,6	7,8E-08	20,5	0,987	7,75E-08
23/12/2022 10.00	P 2,80	P 22,50			58,73	10,4		20	0,999	
23/12/2022 13.30	P 7,40	P 18,00	4,60	4,50	56,12	10,6	7,8E-08	20	0,999	7,81E-08
3/1/2023 10.40	P 2,10	P 22,50			58,93	21,4		21	0,976	
3/1/2023 14.18	P 6,80	P 17,90	4,70	4,60	56,27	21,6	7,7E-08	21	0,976	7,49E-08
5/1/2023 10.35	P 2,20	P 22,20			58,82	23,4		20	0,999	
5/1/2023 14.24	P 7,00	P 17,50	4,80	4,70	56,10	23,6	7,5E-08	20	0,999	7,48E-08
9/1/2023 9.56	P 2,50	P 21,60			58,56	27,4		21	0,976	
9/1/2023 14.29	P 9,10	P 15,00	6,60	6,60	54,78	27,6	8,8E-08	21	0,976	8,63E-08
10/1/2023 9.44	P 2,40	P 22,50			58,85	28,4		20	0,999	
10/1/2023 17.00	P 11,90	P 13,00	9,50	9,50	53,40	28,7	8,1E-08	20	0,999	8,04E-08
11/1/2023 9.37	P 2,70	P 22,60			58,79	29,4		19	1,024	
11/1/2023 14.03	P 8,40	P 16,90	5,70	5,70	55,52	29,6	7,8E-08	19	1,024	7,96E-08
12/1/2023 9.36	P 2,70	P 22,40			58,73	30,4		20,5	0,987	
12/1/2023 16.39	P 11,60	P 13,50	8,90	8,90	53,63	30,7	7,8E-08	20,5	0,987	7,67E-08
13/1/2023 11.04	P 2,30	P 22,00			58,73	31,5		21	0,976	
13/1/2023 14.43	P 6,90	P 17,50	4,60	4,50	56,12	31,6	7,5E-08	21	0,976	7,31E-08
16/1/2023 9.44	P 2,80	P 22,60			58,76	34,4		19,5	1,011	
16/1/2023 14.21	P 8,30	P 17,10	5,50	5,50	55,61	34,6	7,2E-08	19,5	1,011	7,28E-08
17/1/2023 9.42	P 2,70	P 22,70			58,82	35,4		20,5	0,987	
17/1/2023 11.48	P 5,30	P 20,20	2,60	2,50	57,36	35,5	7,2E-08	20,5	0,987	7,13E-08

I risultati delle prove sono stati riportati in un grafico in funzione del tempo di maturazione (fig.63). I valori risultano essere pressochè stabili in tutto il periodo di prova. Tale andamento sembra essere in controtendenza con le numerose evidenze sperimentali presenti in letteratura, riferite a prove di conducibilità idraulica di terreni additivati sia con cenere volante che con altri additivi tradizionali, quali calce e cemento portland. Come dimostrato ad esempio da Turán et al. (2022) e Di Sante et al. (2023), la permeabilità delle argille stabilizzate generalmente risente del tempo di maturazione del campione, a causa dello sviluppo dei prodotti di reazione a lungo termine C-A-S-H e C-S-H, con produzione di gel cementizio che riempie i pori del terreno, ostacolando la filtrazione del liquido e provocando così una progressiva riduzione della conducibilità idraulica nel tempo. Nel campione BLZ+4% FA 2 queste riduzioni del coefficiente k risultano essere di modesta entità e riscontrabili a tratti irregolari: da 2,4 a 9,6 giorni di stagionatura si ha una diminuzione da $8,38 \times 10^{-8}$ cm/s a $7,75 \times 10^{-8}$ cm/s; da 10,6 a 23,6 giorni di maturazione si ha una riduzione da $7,81 \times 10^{-8}$ cm/s a $7,48 \times 10^{-8}$ cm/s; da 27,6 a 35,5 giorni di stagionatura si ha un decremento da $8,63 \times 10^{-8}$ cm/s a $7,13 \times 10^{-8}$ cm/s.

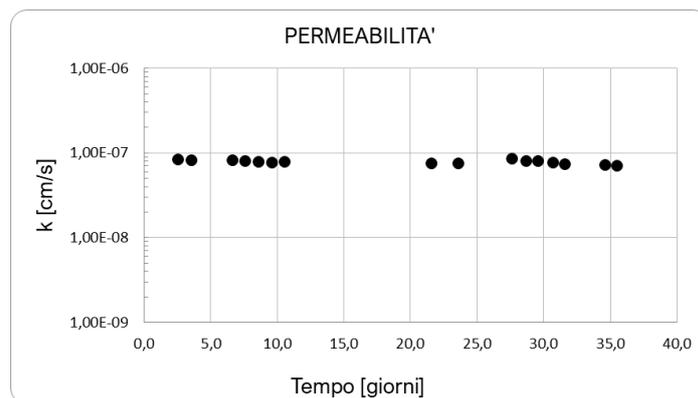


Figura 63 – Valori corretti della conducibilità idraulica k_{20} del campione BLZ+4% FA 2, in funzione del tempo di stagionatura.

La permeabilità del terreno stabilizzato è stata successivamente confrontata con i dati di conducibilità idraulica derivanti da un precedente studio sullo stesso tipo di terreno, BLZ, privo di additivi (fig.64). Si nota immediatamente un incremento della permeabilità: per un tempo di maturazione di circa 21 giorni, per il terreno non trattato, BLZ, è stato calcolato un valore di k pari 2.30×10^{-10} m/s, mentre per il terreno con cenere volante, BLZ+4% FA 2, è stato ricavato un k pari a 7.49×10^{-10} m/s, registrando un incremento del 225.6 %. Questo comportamento, in accordo anche con quanto affermato da Chandel e Kumar (2016), potrebbe essere dovuto alla riorganizzazione della granulometria del terreno in seguito all'aggiunta della cenere volante, la quale avendo dimensioni granulometriche maggiori dell'argilla, può incrementare la porosità del campione. Anche la notevole quantità di limo presente nel campione BLZ+4% FA 2 ha una certa incidenza sull'aumento della conducibilità idraulica, difatti secondo Galupino e Dungca (2015), le paragonabili dimensioni dei grani di limo e di cenere volante impediscono alla cenere volante di agire come un filler, diminuendo la densità e incrementando l'indice dei vuoti del terreno. Nonostante ciò, i risultati presenti in letteratura delle prove con permeametro dei terreni argillosi, stabilizzati con cenere volante, mostrano solitamente incrementi maggiori del coefficiente k rispetto al terreno non trattato. Uno dei motivi di questa differenza di incremento potrebbe risiedere nella non

trascurabile percentuale di frazione sabbiosa presente nel campione BLZ+4% FA 2, pari al 37% del peso del terreno. Il carattere sabbioso del campione limiterebbe così il consueto incremento di permeabilità dei terreni argillosi trattati, infatti è noto come la stabilizzazione delle sabbie con le ceneri volanti porti generalmente ad una diminuzione della permeabilità, specialmente all'aumentare della densità del secco, γ_d , come affermato ad esempio da Amiralian et al. (2012): le particelle di additivo addensano i grani di sabbia, riducendone in parte la conducibilità k .

È stata infine valutata la conducibilità idraulica media a lungo termine, su un periodo di 20 giorni di maturazione del campione, e confrontata con i valori medi di k dello stesso terreno privo di stabilizzanti, BLZ, e con un 4% di cemento portland al calcare, BLZ+4% PC (fig.65). Dal grafico sono evidenti le differenze di permeabilità tra i campioni BLZ+4% FA 2 e BLZ+4% PC: il primo, avente permeabilità media pari a 7.73×10^{-10} m/s, subisce un considerevole aumento, 4 volte maggiore, rispetto al valore di conducibilità k del terreno non trattato, pari a 2.13×10^{-10} m/s; il secondo campione, stabilizzato con cemento, non registra aumenti della permeabilità, con un valore k di appena 2.57×10^{-10} m/s, a dimostrazione che nel lungo periodo la cenere volante si dimostra più efficace del cemento portland nelle modifiche delle proprietà idrauliche del terreno.

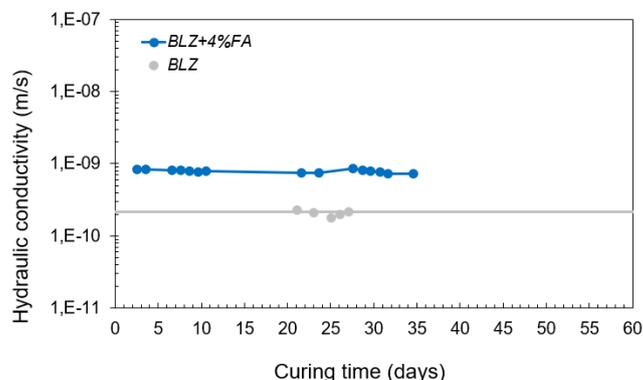


Figura 64 – Confronto permeabilità k tra terreno non trattato, BLZ, e terreno additivato con 4% di cenere volante, BLZ+4% FA 2, in funzione del tempo di maturazione del campione.

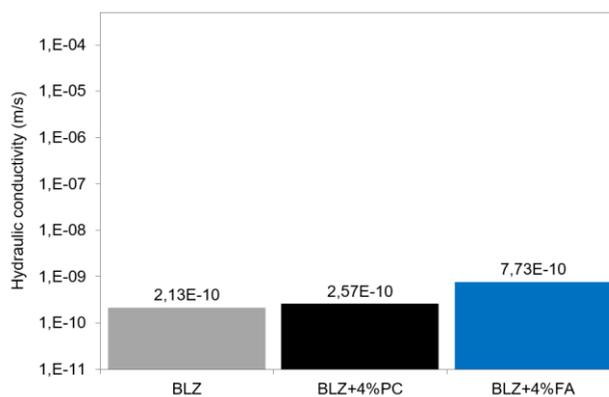


Figura 65 - Permeabilità k sul lungo periodo, mediando i valori relativi a 20 giorni di stagionatura, confrontando il campione non trattato, BLZ, il campione con 4% di cenere volante, BLZ+4% FA 2 e il campione con 4% di cemento portland al calcare, BLZ+4% PC.

4.3 COMPRESSIBILITÀ

Le prove di compressione edometrica sono state eseguite sui due campioni stabilizzati con cenere volante, BLZ+4% FA 3 e BLZ+4% FA 1, alla stagionatura di 7 giorni e 28 giorni rispettivamente, e su un campione compattato di riferimento, BLZ, privo di additivo. Dai campioni confezionati sono stati ricavati dei provini attraverso la procedura di *trimming*, aventi diametro di 5 cm, altezza 1.9 cm e area 19.63 cm². Sono stati applicati per tutti i provini, cicli di carico-scarico-ricarico con i seguenti step di pressione: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa, 3200 kPa per il tratto di carico, 800 kPa, 200 kPa, 50 kPa per il tratto di scarico, 200 kPa, 800 kPa, 3200 kPa per il tratto di ricarico. Dai dati dei provini contenuti nelle fustelle edometriche, calcolati ad inizio e fine prova di compressione unidimensionale (vedi tab.29), è possibile riscontrare variazioni dei parametri dimensionali, di peso e di saturazione. Tutti e tre i provini hanno subito al termine delle prove degli abbassamenti, seppur di differente entità: dai 19 mm di altezza iniziali si è passati a 15.57 mm per il provino stagionato a 7 giorni, a 15.93 mm per il provino stagionato a 28 giorni, e a 14.88 per il provino di terreno senza stabilizzante. Anche le variazioni degli indici dei vuoti iniziali, e_0 , presentano un simile andamento, con diminuzioni

del 48.84% per il provino BLZ+4% FA 3, del 36.99 % per il provino BLZ+4% FA 1, 58.39% per il provino BLZ non trattato. Di conseguenza anche l'addensamento dei provini è aumentato, con valori incrementati della densità del secco, γ_d , in maniera maggiore nel provino senza cenere volante, BLZ, con un incremento di 0.46 g/cm³, contro gli 0.37 g/cm³ del provino con additivo a 7 giorni e gli 0.29 g/cm³ del provino a 28 giorni. Questi dati comparativi lasciano desumere un differente trend circa le caratteristiche di compressibilità dei vari terreni, mostrando come il provino con cenere volante a 28 giorni abbia subito minori variazioni volumetriche e di peso specifico, mentre il provino stagionato 7 giorni abbia un comportamento più prossimo al provino non additivato.

Tabella 29 – Dati e caratteristiche provini ad inizio e fine prova di compressione edometrica; (a) BLZ+4% FA 3 / 7 gg di maturazione; (b) BLZ+4% FA 1 / 28 gg di maturazione; (c) BLZ non trattato senza stagionatura.

Dati campione BLZ+4% FA 3			Dati campione BLZ+4% FA 1			Dati campione BLZ		
	iniziale	finale		iniziale	finale		iniziale	finale
Peso lordo (g)	142,75	139,26	Peso lordo (g)	130,65	127,33	Peso lordo (g)	142,72	137,79
Peso fustella (g)	64,89	64,89	Peso fustella (g)	60,17	60,17	Peso fustella (g)	65,37	65,37
Peso campione (g)	77,86	74,37	Peso campione (g)	70,48	67,16	Peso campione (g)	77,35	72,42
Diametro (cm)	5,00	5,00	Diametro (cm)	5,00	5,00	Diametro (cm)	5,00	5,00
Area (cm ²)	19,63	19,63	Area (cm ²)	19,63	19,63	Area (cm ²)	19,63	19,63
Altezza (mm)	19,00	15,57	Altezza (mm)	19,00	15,93	Altezza (mm)	19,00	14,88
Volume (cm ³)	37,31	30,57	Volume (cm ³)	37,31	31,27	Volume (cm ³)	37,31	29,22
Peso di vol. (g/cm ³)	2,09	2,43	Peso di vol. (g/cm ³)	1,89	2,15	Peso di vol. (g/cm ³)	2,07	2,48
Contenuto d'acqua (%)	20,70	16,00	Contenuto d'acqua (%)	20,30	15,60	Contenuto d'acqua (%)	21,60	14,10
Peso spec. dei grani (g/cm ³)	2,70	2,70	Peso spec. dei grani (g/cm ³)	2,70	2,70	Peso spec. dei grani (g/cm ³)	2,70	2,70
Peso di vol. secco (g/cm ³)	1,73	2,10	Peso di vol. secco (g/cm ³)	1,57	1,86	Peso di vol. secco (g/cm ³)	1,71	2,17
Indice dei vuoti (-)	0,561	0,287	Indice dei vuoti (-)	0,719	0,453	Indice dei vuoti (-)	0,584	0,243
Porosità (-)	0,360	0,223	Porosità (-)	0,418	0,312	Porosità (-)	0,368	0,196
Grado di saturazione (%)	99,54	150,40	Grado di saturazione (%)	76,20	92,91	Grado di saturazione (%)	99,95	156,54

(a)

(b)

(c)

Le letture al micrometro comparatore, effettuate per ogni incremento di carico, hanno permesso di valutare gli abbassamenti, in mm, per diversi intervalli temporali (e.g. in tab.30), attraverso i quali sono stati calcolati i valori del ΔH primario, dello zero corretto H_0 e del cedimento a 24 ore, ΔH_{24} . Per gli incrementi di pressione pari a 800 kPa, 1600 kPa e 3200 kPa, sono stati inoltre valutati i cedimenti primari, H_{100} , attraverso la costruzione grafica di Casagrande (e.g. in fig.66). I dati ricavati dalle letture al micrometro e le costruzioni con il metodo di Casagrande, riferiti alle tre prove di compressione

edometrica sui campioni con cenere volante e senza additivo, sono riportati in Appendice 4.A.

Tabella 30 – Letture al micrometro comparatore del provino BLZ+4% FA 1, riferite ad una pressione di prova di 800 kPa.

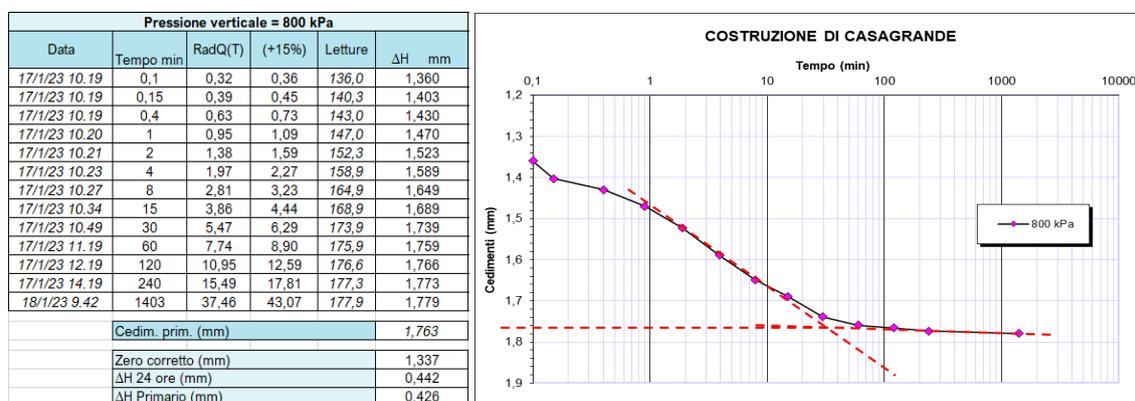


Figura 66 – Costruzione grafica di Casagrande per valutazione cedimento primario del provino BLZ+4% FA 1, con una pressione di prova di 800 kPa.

I risultati delle prove, quali cedimenti progressivi, deformazioni assiali percentuali, moduli edometrici, indici dei vuoti e indici di compressione e scarico sono raccolti in tab.31. Si può notare come i valori del ΔH primario del campione a 7 giorni, BLZ+4% FA 3, siano migliori del provino non trattato, BLZ, fin dai primi step di carico, per poi diventare simili per pressioni superiori, come 1600 kPa e 3200 kPa: ad esempio la riduzione del cedimento del terreno stagionato 7 giorni per un incremento di carico di 200kPa è del 27.59 %, mentre per pressioni pari a 3200 kPa, la differenza si attesta pari a 1.51 %. Riduzioni più sostanziali del cedimento primario si hanno in riferimento al campione con stagionatura a 28 giorni, BLZ+4% FA 1, dove le variazioni si mantengono rilevanti fino a pressioni più elevate. In ogni caso i decrementi del cedimento primario in funzione della stagionatura sono evidenti, con valori più bassi per il provino BLZ+4% FA 1. Andamenti analoghi si hanno in riferimento al cedimento a 24 ore, ΔH_{24} . Gli indici di compressione, C_c , e gli indici di rigonfiamento, C_s , riferiti ai provini con cenere volante e senza additivo, incrementano con l'aumentare dei carichi di prova in maniera differente: nel

tratto di compressione, da 50 kPa a 3200 kPa, il provino con stagionatura a 28 giorni incrementa l'indice C_c di 0.14, contro lo 0.12 e 0.10 del provino a 7 giorni e del provino non trattato rispettivamente; nel tratto di scarico, da 3200 kPa a 50 kPa, tutti e tre i provini hanno una variazione di C_s comparabile; nel tratto di ricarico, da 50 kPa a 3200 kPa, si sono ottenuti incrementi di C_c pari a 0.03 e 0.04 per i provini a 7 giorni e 28 giorni rispettivamente, contro lo 0.05 del provino non additivato, BLZ. Ad ogni modo l'apporto di cenere volante migliora istantaneamente i valori di C_c e C_s . Il miglioramento immediato del parametro della compressibilità, come osservato da Turán et al. (2022), sarebbe dovuto alla riorganizzazione granulometrica subito dopo l'additivazione con la cenere volante. Anche la stagionatura contribuisce a diminuire l'indice C_c , in accordo con Mir e Sridharan (2014), anche grazie alla flocculazione prodotta dagli scambi cationici, inducendo un aumento della tensione di snervamento, σ'_p . Per lo stesso incremento di carico, pari a 200 kPa, l'indice di compressione del provino a lunga stagionatura è pari a 0.099 contro lo 0.109 del provino a 7 giorni. Anche gli indici di scarico, C_s , subiscono lievi miglioramenti in seguito all'applicazione della cenere volante, essendo questa un additivo con caratteristiche non espansive: ad esempio alla pressione di 50 kPa, il coefficiente C_s del terreno senza additivi risulta pari a 0.0437, per poi diminuire a 0.0309 e 0.0305 per i provini a 7 giorni e 28 giorni rispettivamente. La modesta entità dei miglioramenti potrebbe essere causata dalle scarse percentuali di cenere volante aggiunte, con conseguente limitato sviluppo dei prodotti di reazione.

Tabella 31 – Cedimenti e indici derivanti dalle prove di compressione edometrica; (a) BLZ+4% FA 3 / maturazione 7 gg; (b) BLZ+4% FA 1 / maturazione 28 gg; (c) BLZ / terreno naturale.

(a)

Pressione verticale kPa	Cedimenti primari					Cedimenti dopo 24 ore con zero corretto					Cedimenti dopo 24 ore					Cr/Cc/Cs	
	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (primario)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (24 ore)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e		
1																0,561	
50	0,083	0,083	0,437	11,446	0,555	0,083	0,083	0,437	11,446	0,555	0,299	0,299	1,574	3,177	0,537	-	
100	0,221	0,304	1,600	4,299	0,537	0,221	0,304	1,600	4,299	0,537	0,221	0,520	2,737	4,299	0,519	0,06033	
200	0,399	0,703	3,700	4,762	0,504	0,399	0,703	3,700	4,762	0,504	0,399	0,919	4,837	4,762	0,486	0,10893	
400	0,338	1,041	5,479	11,243	0,476	0,338	1,041	5,479	11,243	0,476	0,504	1,423	7,489	7,540	0,445	0,1376	
800	0,440	1,481	7,795	17,273	0,440	0,460	1,501	7,900	16,522	0,438	0,637	2,060	10,842	11,931	0,392	0,17391	
1600	0,577	2,058	10,832	26,343	0,392	0,593	2,094	11,021	25,632	0,389	0,636	2,696	14,189	23,899	0,340	0,17363	
3200	0,523	2,581	13,584	58,126	0,349	0,539	2,633	13,858	56,401	0,345	0,670	3,366	17,716	45,373	0,285	0,18292	
SCARICO																	
800																0,298	0,02143
200																0,315	0,02908
50																0,334	0,03099
RICARICO																	
200																0,327	0,01147
800																0,308	0,0314
3200																0,279	0,04778

(b)

Pressione verticale kPa	Cedimenti primari					Cedimenti dopo 24 ore con zero corretto					Cedimenti dopo 24 ore					Cr/Cc/Cs	
	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (primario)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (24 ore)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e		
1																0,719	
50	0,060	0,060	0,316	15,833	0,714	0,060	0,060	0,316	15,833	0,714	0,190	0,190	1,000	5,000	0,702	-	
100	0,189	0,249	1,311	5,026	0,697	0,189	0,249	1,311	5,026	0,697	0,189	0,379	1,995	5,026	0,685	0,0568127	
200	0,330	0,579	3,047	5,758	0,667	0,330	0,579	3,047	5,758	0,667	0,330	0,709	3,732	5,758	0,655	0,09919678	
400	0,333	0,912	4,800	11,411	0,637	0,333	0,912	4,800	11,411	0,637	0,464	1,173	6,174	8,190	0,613	0,13947668	
800	0,426	1,338	7,042	17,840	0,598	0,442	1,354	7,126	17,195	0,597	0,606	1,779	9,363	12,541	0,558	0,18216135	
1600	0,458	1,796	9,453	33,188	0,557	0,476	1,830	9,632	31,933	0,554	0,597	2,376	12,505	25,461	0,504	0,17945398	
3200	0,484	2,280	12,000	62,810	0,513	0,516	2,346	12,347	58,915	0,507	0,637	3,013	15,858	47,724	0,447	0,19147984	
SCARICO																	
800																0,461	0,02314591
200																0,477	0,02750456
50																0,496	0,03051052
RICARICO																	
200																0,489	0,01052087
800																0,471	0,02945844
3200																0,441	0,05019958

(c)

Pressione verticale kPa	Cedimenti primari					Cedimenti dopo 24 ore con zero corretto					Cedimenti dopo 24 ore					Cr/Cc/Cs	
	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (primario)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e (24 ore)	ΔH mm	Cedim. progr. mm	%def assiale	E ed MPa	e		
1																0,584	
50	0,153	0,153	0,805	6,209	0,571	0,153	0,153	0,805	6,209	0,571	0,363	0,363	1,911	2,617	0,553	-	
100	0,346	0,499	2,626	2,746	0,542	0,346	0,499	2,626	2,746	0,542	0,346	0,709	3,732	2,746	0,524	0,09579288	
200	0,551	1,050	5,526	3,448	0,496	0,551	1,050	5,526	3,448	0,496	0,551	1,260	6,632	3,448	0,478	0,15254878	
400	0,446	1,496	7,874	8,520	0,459	0,446	1,496	7,874	8,520	0,459	0,633	1,893	9,963	6,003	0,426	0,17525114	
800	0,493	1,989	10,468	15,416	0,418	0,542	2,038	10,726	14,022	0,414	0,696	2,589	13,626	10,920	0,368	0,1926932	
1600	0,528	2,517	13,247	28,788	0,374	0,588	2,626	13,821	25,850	0,365	0,751	3,340	17,579	20,240	0,305	0,20792039	
3200	0,531	3,048	16,042	57,250	0,329	0,590	3,216	16,926	51,525	0,315	0,689	4,029	21,205	44,122	0,248	0,19075519	
SCARICO																	
800																0,265	0,02810109
200																0,285	0,03322296
50																0,311	0,04374357
RICARICO																	
200																0,301	0,01661148
800																0,278	0,03876013
3200																0,240	0,06173934

In riferimento alle deformazioni assiali dei provini, calcolate per mezzo dei cedimenti progressivi ottenuti durante la prova, vengono riportati nei grafici comparativi relativi ai tratti di compressione, considerando i valori relativi sia ai cedimenti primari che ai cedimenti valutati dopo le 24 ore con H_0 corretto (fig.67). I discostamenti tra le deformazioni del cedimento primario e quelle dei cedimenti a 24 ore risultano di modesta entità, a dimostrazione che la parte più consistente del cedimento sia quella relativa alla consolidazione primaria. Inoltre tali differenze aumentano in funzione dell'incremento di carico, su tutti e tre i terreni. L'aggiunta di cenere volante riduce moderatamente l'incremento

di deformazione assiale a 24 ore. Complessivamente, le deformazioni assiali dei provini con cenere volante risultano sostanzialmente ridotte rispetto al terreno non trattato: le deformazioni massime dovute alla consolidazione primaria del provino BLZ risultano essere pari al 16.04 %, nettamente superiori ai valori del 13.58 % e 12 % ottenuti dai provini BLZ+4% FA 3 e BLZ+4% FA2 rispettivamente; miglioramenti analoghi possono essere osservati per le deformazioni relative al ΔH_{24} .

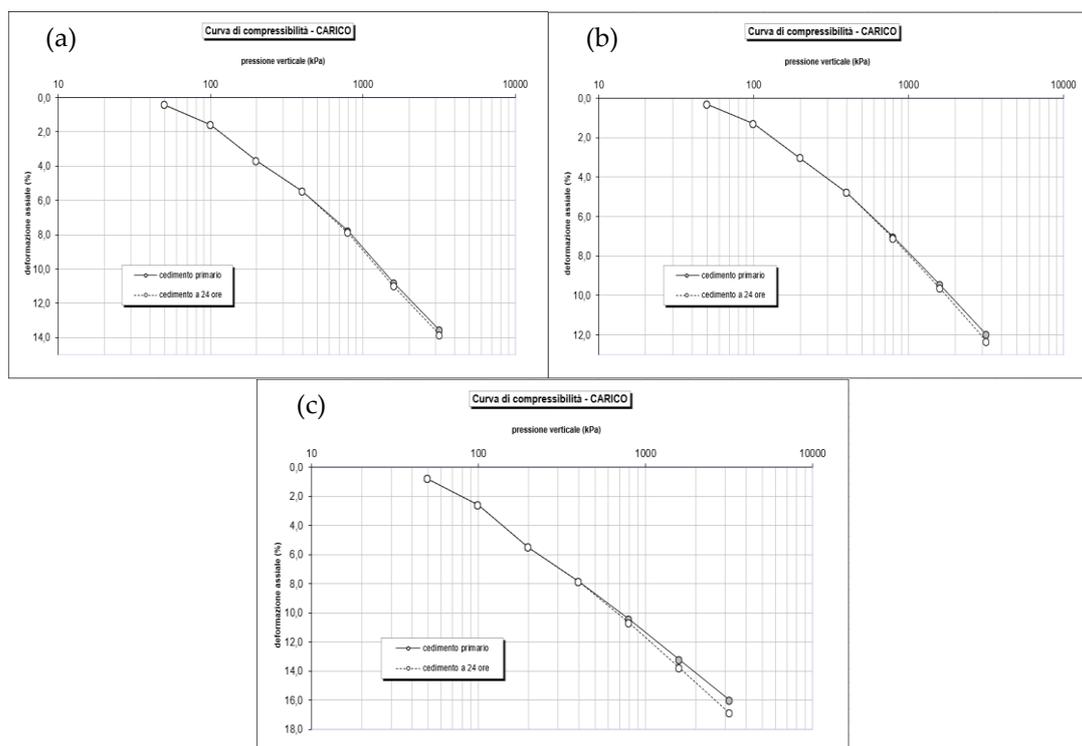


Figura 67 – Curve di compressibilità del tratto di compressione, in funzione della deformazione assiale e della pressione di prova, in riferimento ai cedimenti primari e a 24 ore; (a) BLZ+4% FA 3; (b) BLZ+4% FA 1; (c) BLZ.

Sono stati inoltre comparati i diversi moduli edometrici, E_{ed} , calcolati sulla base delle deformazioni assiali dovute alla consolidazione primaria, al cedimento nelle 24 ore e al cedimento totale (fig.68). Gli incrementi del modulo edometrico, in seguito all'aggiunta di cenere volante nel terreno, risultano essere irregolari nel campione BLZ+4% FA 3, in riferimento ai cedimenti primari e a 24 ore. Basti notare ad esempio che per una pressione di prova pari a 800 kPa, il provino stabilizzato con maturazione a 7 giorni mostra un modulo

E_{ed} riferito al ΔH primario pari a 17.273 MPa, maggiore del 12.05 % rispetto al valore di 15.416 MPa del terreno non trattato, mentre per una pressione pari a 1600 kPa, il provino BLZ+4% FA 3 possiede un E_{ed} riferito al ΔH primario pari a 26.343 MPa, minore del 8.49 % rispetto ai 28.788 Mpa del provino BLZ. Un andamento analogo può essere riscontrato per i moduli edometrici riferiti al ΔH_{24} . Tali irregolarità non si riscontrano nei confronti del E_{ed} riferito ai cedimenti totali, dove i valori del campione trattato sono sempre maggiori rispetto al terreno privo di additivo. Più regolari sono invece i valori ottenuti dal provino a lunga stagionatura, BLZ+4% FA 1, dove indipendentemente dal tipo di cedimento considerato, il modulo edometrico è risultato sempre maggiore del rispettivo valore del terreno BLZ, a parità di pressione di carico. È stato inoltre osservato, in accordo con le evidenze di Turán et al. (2022), come il tempo di maturazione delle miscele terreno-cenere volante, incidano sulla riduzione del coefficiente di compressibilità, m_v , e di conseguenza sull'aumento del modulo edometrico, E_{ed} .

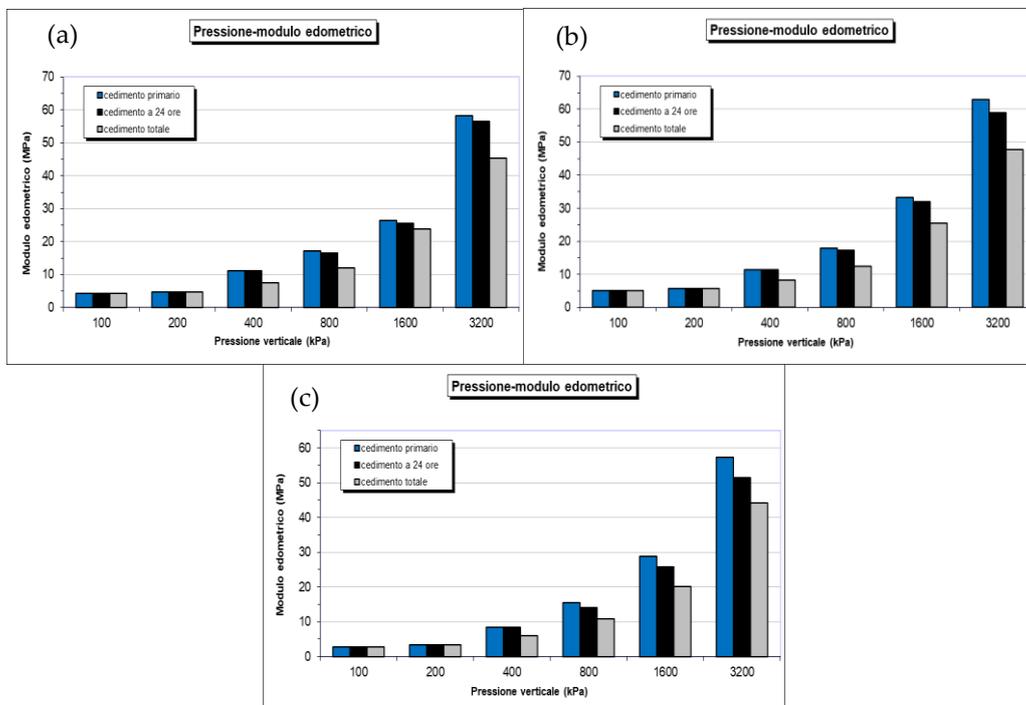


Figura 68 – Confronto dei moduli edometrici relativi a differenti tipi di cedimento, in funzione delle pressioni di prova applicate; (a) BLZ+4% FA 3; (b) BLZ+4% FA 1; (c) BLZ.

Sono stati inoltre realizzati dei confronti tra i provini trattati con cenere volante, quelli trattati con i leganti tradizionali e quelli non trattati, comparando le curve di compressibilità relative ai tratti di compressione, scarico e ricarico, con riferimento ai cedimenti totali di fine prova. Una prima analisi comparativa è stata effettuata incrociando i dati del terreno con cenere volante a 7 giorni di maturazione, BLZ+4% FA 3, con il terreno BLZ non trattato, e con i dati provenienti da un precedente studio, riferiti allo stesso tipo di terreno stabilizzato con cemento portland al calcare e avente 7 giorni di stagionatura, BLZ+4% PC. In fig.69a è possibile notare come la curva di compressibilità del provino con cenere volante sia più prossima ai valori della curva del terreno non trattato BLZ rispetto al terreno con 4% di cemento, il quale risulta significativamente meno compressibile. In particolare, con riferimento agli usuali intervalli di pressione alle quali sono sottoposte le opere ingegneristiche dei terreni (50 kPa -100 kPa), è evidente come i comportamenti deformativi del provino BLZ e BLZ+4% FA 3 siano pressochè identici. In media le deformazioni assiali del campione stabilizzato con cenere volante risultano essere 3-4 volte superiori alle deformazioni del terreno BLZ+4% PC. All'aumentare delle pressioni efficaci si ottengono moderate riduzioni della deformazione del terreno BLZ+4% FA 3 rispetto al terreno non trattato. Al termine del tratto di ricarico si sono ottenuti le seguenti percentuali di deformazione assiale: 21.7 % per il terreno BLZ, 18.1 % per il provino BLZ+4% FA 3 e 8.9 % per il provino BLZ+4% PC. Sono stati riscontrati miglioramenti comparando i precedenti terreni con il provino con cenere volante avente stagionatura pari a 28 giorni, BLZ+4% FA 1 (fig.69b), dove la deformazione assiale al termine della prova, per 3200 kPa, si è ridotta fino al valore di 16.2 %. Inoltre vi è una differenza più marcata con le deformazioni del terreno BLZ, in corrispondenza dei 50 kPa, dove al contrario del provino BLZ+4% FA 3, approssimano maggiormente i valori del terreno BLZ+4% PC. È possibile notare inoltre come i valori di snervamento, σ'_p , dei terreni stabilizzati con cenere volante risultino essere ben

lontani da quelli relativi al campione trattato con cemento, il quale subisce un cambiamento di pendenza intorno agli 800 kPa. Un'ultima comparazione è stato effettuata tra le curve di compressibilità dei due terreni BLZ+4% FA 3 e BLZ+4% FA 1 (fig.69c), al fine di valutare l'effettiva influenza del tempo di maturazione sui parametri di compressibilità. Il provino testato a 28 giorni mostra una riduzione del 10.49 % della deformazione rispetto al provino testato a 7 giorni, con riferimento al termine del tratto di compressione. La riduzione al termine del tratto vergine di ricarica, per pressioni di 3200 kPa, rimane pressochè invariata.

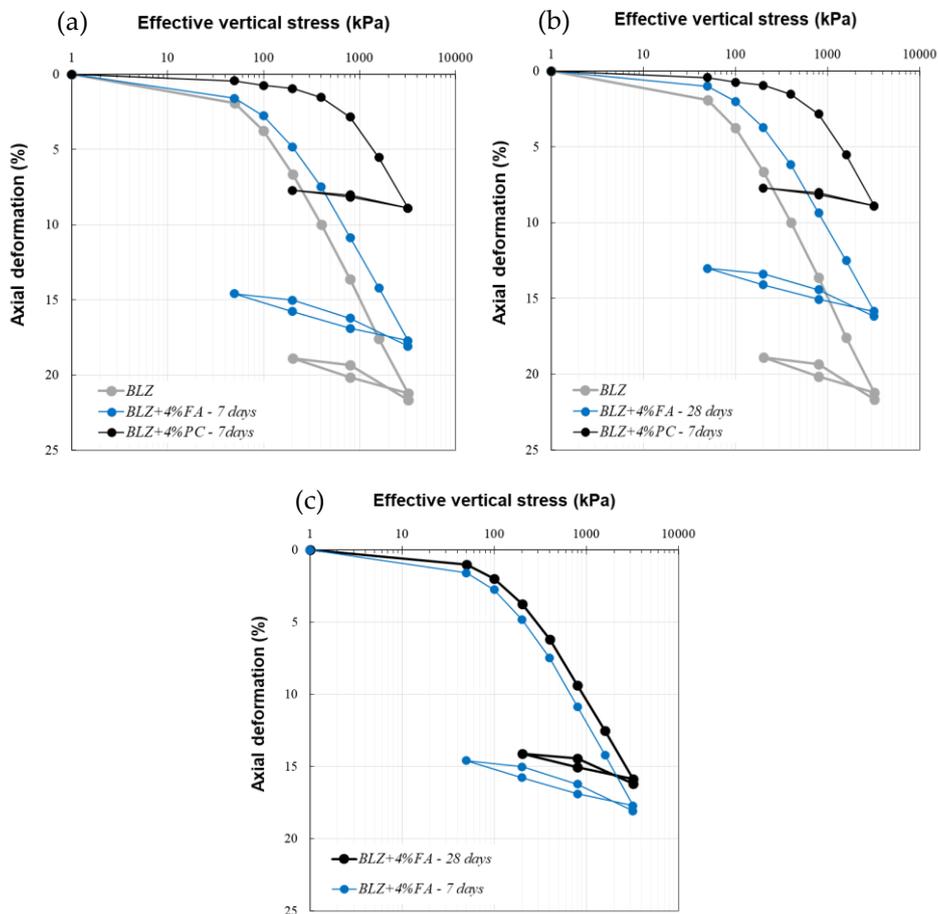


Figura 69 – Curve di compressibilità di BLZ, relative ai cedimenti totali; (a) Confronto fra terreno non trattato, BLZ, terreno con cenere volante e 7 giorni di stagionatura, BLZ+4% FA 3, terreno con cemento portland e 7 giorni di stagionatura, BLZ+4% PC; (b) Confronto fra terreno non trattato, BLZ, terreno con cenere volante e 28 giorni di stagionatura, BLZ+4% FA 1, terreno con cemento portland e 7 giorni di stagionatura, BLZ+4% PC; (c) Confronto fra terreno con cenere volante e 7 giorni di stagionatura, BLZ+4% FA 3, e terreno con cenere volante e 28 giorni di stagionatura, BLZ+4% FA 1.

4.4 MICROSTRUTTURA

L'analisi microstrutturale del terreno miscelato, effettuata con microscopio SEM Tescan Vega3 LMU, è stata condotta su un campione estratto dal provino BLZ+4% FA 2, al termine delle prove di conducibilità idraulica, avente quindi maturazione superiore ai 28 giorni.

Le immagini ricavate analizzando diverse aree del provino, con vari livelli di ingrandimento (da 1.00 kx a 4.00 kx), evidenziano una struttura irregolare ed eterogenea (fig.70). Sono ancora visibili alcune particelle sferiche di cenere volante, di varie dimensioni, la cui superficie liscia testimonia l'incompletezza delle reazioni pozzolaniche in alcuni punti del terreno.

In accordo con le analisi SEM svolte da Turán et al. (2022) su terreni argillosi additivati, le analisi condotte su ceneri volanti di classe F spesso mostrano modeste quantità di prodotti cementizi, i quali non sembrano aumentare particolarmente con il passare del tempo di stagionatura. Questo potrebbe essere causato dalla scarsa quantità di ioni Ca presenti in questa classe di additivo. Inoltre, sia le condizioni non ottimali di temperatura e di pH sia le modeste quantità di legante impiegato (4%) possono incidere nella limitata formazione dei prodotti di reazione pozzolanica.

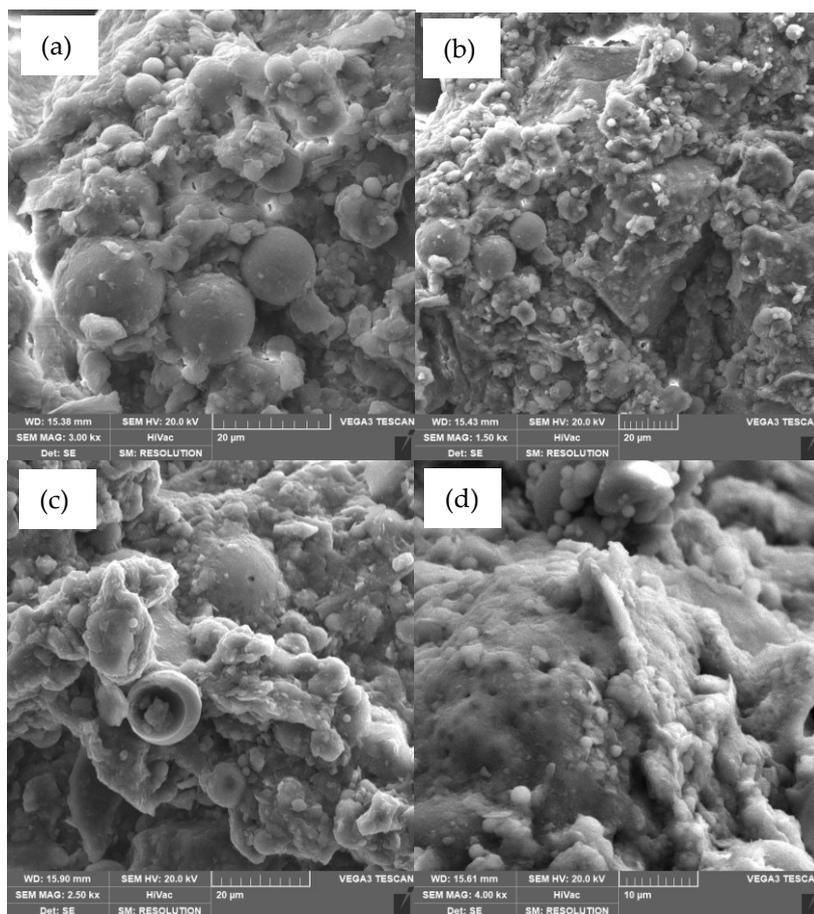


Figura 70 – Immagini SEM del terreno BLZ stabilizzato con 4% di cenere volante di tipo F, con maturazione superiore ai 28 giorni; (a) Ingrandimento 3.00 kx; (b) Ingrandimento 1.50 kx; (c) Ingrandimento 2.50 kx; (d) Ingrandimento 4.00 kx.

Le immagini del provino BLZ+4% FA 2 sono state successivamente confrontate con quelle derivanti dall'analisi microscopica del terreno senza additivi, BLZ, in modo da poter valutare l'effettiva variazione microstrutturale apportata dalla stabilizzazione con cenere volante al 4% (fig.71). Le differenze fra i terreni sono evidenti, a dimostrazione che, nonostante la cenere volante di classe F produca meno reazioni pozzolaniche di una cenere ad alto contenuto di CaO, comunque hanno avuto luogo altri processi di tipo fisico-chimico, che hanno contribuito alla produzione di una microstruttura differente. Il terreno stabilizzato, al netto delle particelle di cenere volante non reagite, evidenzia una struttura più aperta rispetto al campione privo di leganti, il quale mostra la classica struttura morfologica densa delle argille, costituita da particelle piatte con una struttura orientata e compatta. In accordo con quanto dedotto da Turán et al. (2022) e Di

Sante et al. (2023), le particelle di cenere volante che non hanno reagito svolgono un'azione da filler.

Sono stati inoltre analizzati gli elementi chimici presenti nel terreno trattato, BLZ+4% FA 2, e in quello non trattato, BLZ, tramite analisi EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) (fig.72). Le reazioni avvenute durante la stagionatura di oltre 28 giorni, come atteso, non hanno variato la tipologia di elementi chimici presenti nei due terreni ma essi sono presenti nei due casi in proporzioni diverse.

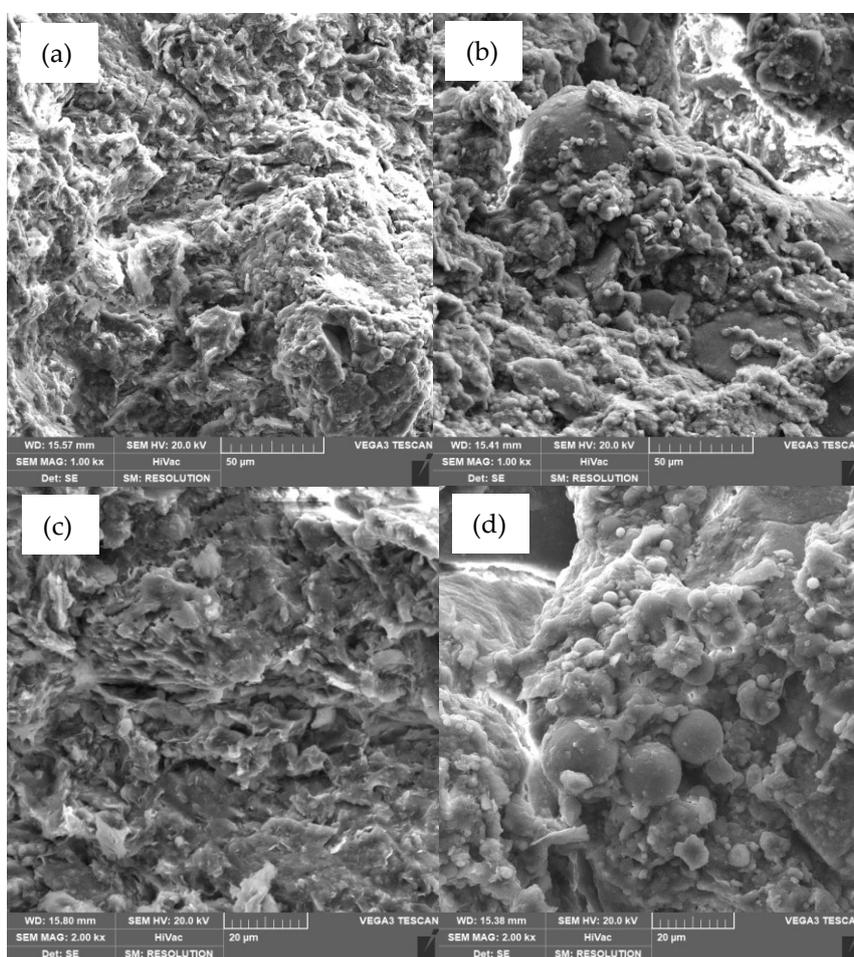


Figura 71 – Confronto immagini SEM fra terreno stabilizzato con 4% di cenere volante e terreno non trattato; (a) BLZ, ingrandimento 1.00 kx; (b) BLZ+4%FA 2, ingrandimento 1.00 kx; (c) BLZ, ingrandimento 2.00 kx; (d) BLZ+4% FA 2, ingrandimento 2.00 kx.

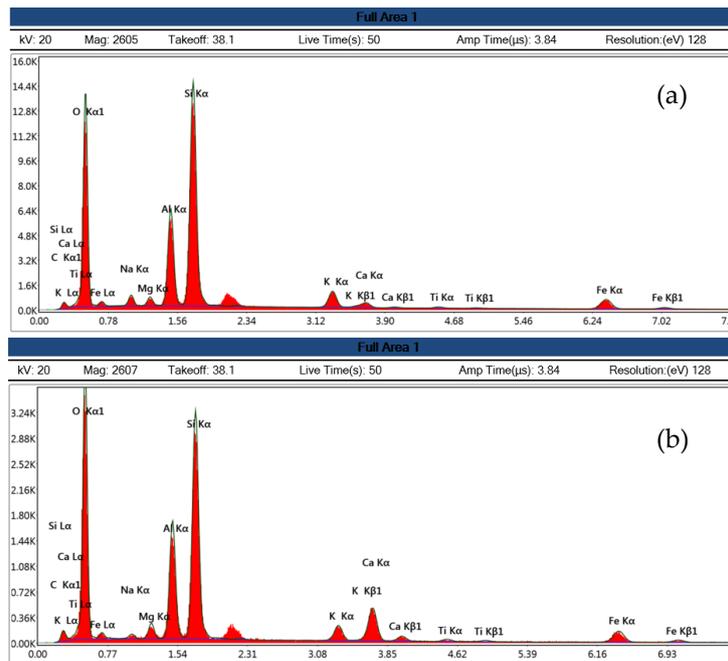


Figura 72 – Confronto analisi EDS per valutazione elementi chimici; (a) Terreno non additivato, BLZ; (b) Terreno additivato al termine delle reazioni, BLZ+4% FA 2.

5 CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi è stato svolto con l'obiettivo di studiare la fattibilità di un trattamento con cenere volante di un terreno naturale. In particolare, lo scopo è stato quello di verificare l'effettiva riduzione di compressibilità e miglioramento delle prestazioni deformative post-trattamento, registrare le modifiche delle caratteristiche di permeabilità e di comportamento idraulico subite dal campione stabilizzato e osservare le variazioni di densità e umidità in seguito a costipamento. È stata inoltre valutata l'incidenza e la distribuzione dei prodotti di reazione della cenere volante sulla microstruttura del terreno.

A seguito delle indagini svolte sui campioni di terreno stabilizzati con il 4% di cenere volante, è stato possibile trarre le seguenti conclusioni:

- tutti i campioni trattati con il 4% di cenere volante hanno subito riduzioni del contenuto d'acqua, w , in seguito a compattazione Proctor Standard. I

valori della densità secca, γ_d , dei campioni di terreno compattati e trattati con il 4% FA sono risultati essere prossimi a quelli ottenuti per i campioni trattati con 4% di cemento portland. I valori di γ_d , nonostante lievemente inferiori a quelli ricavati per il terreno non trattato, risultano essere adeguati agli impieghi usuali previsti per le opere in terra, difatti si attestano su valori superiori al 90% della massima densità secca, MDD, ricavata per i campioni con cemento;

- dalle prove di conducibilità idraulica, condotte per un periodo di osservazione superiore ai 35 giorni, sono stati ricavati coefficienti di permeabilità, k , variabili tra 7.13×10^{-8} cm/s e 8.63×10^{-8} cm/s. La stagionatura del campione non ha influito particolarmente sui valori di k nel tempo, a differenza di quanto accade con i tradizionali agenti stabilizzanti. I valori di k sono comunque risultati superiori rispetto a quelli del terreno naturale. Il coefficiente di permeabilità di lungo termine misurato in presenza di cenere volante si è dimostrato maggiore rispetto ai corrispettivi valori dei campioni di terreno non trattato o trattato con cemento;
- la compressibilità è risultata ridotta ad opera della cenere volante anche se non in maniera significativa, passando da una deformazione assiale massima del 22 % al 18 %. La stagionatura a 28 giorni non ha contribuito a migliorare la deformabilità in maniera incisiva, rispetto a quanto rilevato per il provino con cenere volante testato a 7 giorni. I valori delle deformazioni dei terreni trattati con 4% di cemento portland sono di gran lunga inferiori, con una deformazione assiale massima pari a 8.9 % per 3200 kPa di pressione. Per le pressioni di progetto tipiche delle opere in terra (50 kPa – 100 kPa), il terreno stagionato a 28 giorni fornisce valori minori rispetto alla miscela testata a 7 giorni, che presenta una deformabilità più simile a quella del terreno non trattato;

- le indagini microstrutturali hanno evidenziato come, indipendentemente dal tempo di stagionatura, il campione trattato con cenere volante presenti una superficie irregolare ed eterogenea, con alcune delle particelle di legante che non hanno reagito, probabilmente a causa della bassa quantità di additivo e delle condizioni non ottimali di temperatura e pH.

Al fine di migliorare le prestazioni del terreno stabilizzato con cenere volante, sarà valutata la possibilità di utilizzare quantità di additivo superiori al 4%, sperimentando anche ceneri di classe C (a maggior contenuto di CaO). Questo studio rappresenta pertanto una base di indagine per l'impiego della cenere volante nei terreni, un primo passo per provare a garantire il giusto compromesso fra prestazioni attese e riduzione delle emissioni di CO₂ nel processo di stabilizzazione dei terreni.

I risultati che saranno ottenuti a seguito delle sperimentazioni di laboratorio realizzate nel presente e nei futuri studi, dovranno essere opportunamente validati in sito attraverso appositi campi-prova.

Bibliografia / Sitografia

AIELLO, A. (2019) – *Microscopia Elettronica a Scansione (SEM)*. Corso di Alta Formazione in Microscopia per studenti di Dottorato – AFoM: Università degli Studi Roma Tre [<https://limeacademy.uniroma3.it/blog/2019/03/03/microscopia-elettronica-a-scansione-sem/>] (consultazione del 03/05/2023)]

AMIRALIAN, S., CHEGENIZADEH, A., NIKRAZ, H. (2012) – *Investigation on the effect of lime and fly ash on hydraulic conductivity of soil*. Int. Journal of Biological, Ecological and Environmental Sciences (IJBEES). Vol. 1, No. 3, ISSN 2277-4394

AMIRALIAN, S., CHEGENIZADEH, A., NIKRAZ, H. (2012) – *Laboratory Investigation on the Effect of Fly Ash on the Compressibility of Soil*. [Conference Paper] In Proceedings of the International Conference on Civil and Architectural Applications (ICCAA'2012), Phuket, Thailand, 18-19, ISBN 978-93-82242-15-4

ANUPAM, A.K., KUMAR, P., RANSINCHUNG R.N., G.D. (2012) – *Permeability Study on Fly Ash Admixes with Subgrade Soil for Pavement Construction*. [Conference] Proceedings of International Conference on Advances in Architecture and Civil Engineering (AARCV 2012). Paper ID TRA122, Vol 1.

ASHCROFT, N.W., MERMIN, D.N. (1976) – *Solid State Physics*. Cengage Learning.

BELLEZZA, I., FRATALOCCHI, E. (2006) – *Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures*. Ground Improv 10(2). 77-90.

BHATTACHARJA, S., BHATTY, J.I., TODRES, H.A. (2003) – *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.

BRYSON, L.S., MAHMOODABADI, M., ADU-GYAMFI, K. (2017) – *Prediction of Consolidation and Shear Behavior of Fly Ash-Soil Mixtures Using Mixture Theory*. J. Mater. Civ. Eng., Vol. 29, Issue 11, 04017222, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002077](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002077)

CANESTRARI, S. (2016) – *Indagini di laboratorio su una terra da utilizzare nella barriera di fondo di una discarica*. [Tesi di Laurea]. Ancona: Università Politecnica delle Marche.

CARMIGNANI, L. (2007) – *Appunti di Geologia Applicata*. Centro di GeoTecnologie CGT: Università degli studi di Siena.

CHANDEL, A., KUMAR, U. (2016) – *Permeability Characteristics of Clayey Soil Added with Fly Ash*. [Conference] International Conference on Emerging Trends in Civil Engineering, at: Kamla Nehru Institute of Technology – Sultanpur, Uttar Pradesh (India). Volume: 1.

CHEW, S.H., KAMRUZZAMAN, H.M., LEE, F.H. (2004) – *Physicomechanical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 130, Issue 7, 696-706, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:7\(696\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:7(696))

CHRISTENSEN, A.P. (1969) – *Cement Modification of Clay Soils*. Research and Development Bulletin RD002.01S, Portland Cement Association, Skokie Illinois, III.

COLOMBO, P., COLLESELLI, F. (1996) – *Elementi di Geotecnica*. Zanichelli Editore.

COSTA, F., RIBEIRO, D. (2020) – *Reduction on CO2 emissions during production of cement, with partial replacement of traditional raw materials by civil construction waste (CCW)*. Journal of Cleaner Production. 276. 123302, doi: [10.1016/j.jclepro.2020.123302](https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123302)

CROFT, J.B. (1967) – *The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization*. Geotechnique 17(2). 119-135.

DHINDSA, H.S., SHARMA, R.D., KUMAR, R. (2016) – *Role of fly ash in improving soil physical properties and yield of wheat (Triticum aestivum)*. Agricultural Science Digest – A Research Journal. 36, doi: [10.18805/asd.v36i2.10626](https://doi.org/10.18805/asd.v36i2.10626)

DI SANTE, M., BELLEZZA, I., BERNARDO, D., FRATALOCCHI, E., MAZZIERI, F., PASQUALINI, F. (2023) – *Hydraulic Conductivity and Compressibility of Soils Treated with Fly Ash*. [in press] Palermo: Atti del VIII° Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica.

DI SANTE, M. (2009) – *Approfondimenti sul comportamento delle miscele terreno-calce*. [Tesi di Laurea]. Ancona: Università Politecnica delle Marche.

FIROOZI, A.A., GUNAY OLGUN, C., FIROOZI, A. ASGHAR, MOJTABA SHOJAEI BAGHINI (2017) – *Fundamentals of soil stabilization*. International Journal of Geo-Engineering 8. 26, doi: <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>

GALUPINO, J.G., DUNGCA, J.R. (2015) – *Permeability Characteristics of Soil-Fly Ash Mix*. ARPN - Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol 10(15): 6440-6447.

HANDY, R.L., DAVIDSON, D.T. (1957) – *Portland cement contents required to stabilize eastern and western Iowa loess*. Iowa Academy Science Proceedings 64. 276-313.

HERZOG, A., MITCHELL, J.K. (1963) – *Reactions Accompanying Stabilization of Clay with Cement*. Highway Research Record 36, Highway Research Board, National Research Council. 166-171. Washington D.C.

JADITAGER, M., SIVAKUGAN, N. (2018) – *Influence of Fly Ash-Based Geopolymer Binder on the Sedimentation Behavior of Dredged Mud*. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 143, Issue 5, 04017012, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000390](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000390)

KARIM, M.A., HASSAN, A.S., KAPLAN, A. (2020) – *Optimization of Soil to Fly-Ash Mix Ratio for Enhanced Engineering Properties of Clayey Sand for Subgrade Use*. Appl. Sci. (Switzerland), 10(20), p. 7038, doi: <https://doi.org/10.3390/app10207038>

KASSIM, K.A., CHOW, S.H. (2000) – *Consolidation characteristics of lime stabilised soil*. Jurnal Kejuruteraan Awam (Journal of Civil Engineering). Vol. 12, No. 1.

LANCELLOTTA, R. (2012) – *Geotecnica*. Zanichelli Editore.

LEES, G., ABDELKADER, M.O., HAMDANI, S.K. (1982) – *Sodium Chloride as an Additive in Lime-Soil Stabilisation*. Highway Engineer. Vol. 29, Issue 12, pp. 2-9. Whitehall Press Limited. ISSN: 0306-6452

LEKHA, B.M., SARANG, G., RAVI SHANKAR, A.U. (2015) – *Effect of Electrolyte Lignin and Fly Ash in Stabilizing Black Cotton Soil*. Transp. Infrastruct. Geotech. 2, 87-101, doi: <https://doi.org/10.1007/s40515-015-0020-0>

LITTLE, D.N., NAIR, S. (2009) - *Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials*. National cooperative highway research program. Transportation research board of the national academies.

LORENZO, G., BERGADO, D.T. (2006) – *Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing*. Journal of Materials in Civil Engineering 18(2). 161-174, doi: [10.1061/\(ASCE\)0899-156\(2006\)18:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-156(2006)18:2(161))

MCDOWELL, C. (1959) – *Stabilization of soils with lime, lime-flyash, and other lime reactive materials*. Highway Res. Board Bull, 231: 60-66.

MIR, B.A., SRIDHARAN, A. (2014) – *Volume change behavior of clayey soil-fly ash mixtures*. Proc. Inst. Civ. Eng. – Ground Improvement, 172 (1), pp. 12-24, doi: <https://doi.org/10.1680/jgrim.16.00024>

NITHIN, S., SAYIDA, M.K. (2012) – *Stabilization of Silty Sand using Fly Ash and Coir Fiber*. [Conference] Recent Advances in Civil Engineering, at: CUSAT cochin, kerala, India.

NOAMAN, M.F., KHAN, M.A., ALI, K., HASSAN, A. (2022) – *A review on the effect of fly ash on the geotechnical properties and stability of soil*. Cleaner Materials, Volume: 6, 100151, doi: <https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100151>

NUNZI, I. (2016) – *Compressibilità di Miscele Compattate Terreno Cemento*. [Tesi di Laurea]. Ancona: Università Politecnica delle Marche.

PAL, S.K., GHOSH, A. (2013) – *Volume change behavior of fly ash-montmorillonite clay mixtures*. Int. J. Geomech., 14, pp. 59-68, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000300](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000300)

PATIL, POONAM D., YOGESH, N.B., PATIL, P.P. (2017) – *Effect of Fly Ash on Stabilization of Silty Soil*. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, pp. 06-11, e-ISSN: 2278-1684, p-ISSN: 2320-334X

PHANIKUMAR, B.R., SHARMA, R.S. (2007) - *Volume Change Behavior of Fly Ash-Stabilized Clays*. Journal of Materials in Civ. Eng., 19, Issue 1, 67-74, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:1\(67\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:1(67))

PONZETTO, L. (2022) – *Campo-prova per la costruzione di un argine di contenimento in terra-cemento*. [Tesi di Laurea]. Ancona: Università Politecnica delle Marche.

PRASHANTH, J.P., SIVAPULLAIAH, P.V., SRIDHARAN, A. (2001) – *Pozzolanic fly ash as a hydraulic barrier in land fills*. Engineering Geology. Vol. 60, Issues 1-4, pp. 245-252. ISSN 0013-7952, doi: [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00105-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00105-8)

PRUSINSKI, J.R., BHATTACHARJA, S. (1999) – *Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils*. Transportation Research Record 1652(1). 215-227, doi: <https://doi.org/10.3141/1652-28>

REID, I., CARPENTER, M. A., MASILI, A. (2020) – *Le ceneri volanti: un problema diventato risorsa*. SOTACARBO Sustainable Energy Research Centre [<https://www.sotacarbo.it/it/2020/05/le-ceneri-volanti-un-problema-diventato-risorsa/>] (consultazione del 13/05/2023)]

SANTAMARINA, J.C., KLEIN, K.A., FAM, A.M (2001) – *Soils and waves-particulate materials behavior, characterization, and process monitoring*. Wiley, New York.

SARDI, E. (2016) – *Caratterizzazione fisica e prove di compattazione su un terreno stabilizzato con cemento*. [Tesi di Laurea]. Ancona: Università Politecnica delle Marche.

SEYREK, E. (2016) – *Engineering behavior of clay soils stabilized with class C and class F fly ashes*. Journal of Science and Engineering of Composite Materials, vol. 25, no. 2, pp. 273-287. De Gruyter, doi: <https://doi.org/10.1515/secm-2016-0084>

SHIRKHANLOO, S., NAJAFI, M., KAUSHAL, V., RAJABI, M. (2021) – *A Comparative Study on the Effect of Class C and Class F Fly Ashes on Geotechnical Properties of High-Plastic Clay*. CivilEng, 2(4): 1009-1018, doi: <https://doi.org/10.3390/civileng2040054>

SOMNAT SHIL, S. (2015) – *Permeability and Volume Change Behaviour of Soil Stabilized with Fly ash*. Int. J. Eng. Technol. (IJERT), 4, pp. 840-846.

SPAGNOLI, G., ROMERO, E., FRACCICA, A., ARROYO, M., GÓMEZ, R. (2022) – *The effect of curing conditions on the hydromechanical properties of a metakaolin-based soilcrete*. *Géotechnique*. 75, 455-469, doi: [10.1680/jgeot.20.P.259](https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.259)

STOCKER, P.T. (1974) – *Diffusion and Diffuse Cementation in Lime and Cement Stabilized Clayey Soil – Studies of Plasticity and Aggregation*. *Australian Road Research*, vol.5, no. 6. 51-75.

TURÁN, C., JAVADI, A.A., VINAI, R. (2022) – *Effects of Class C and Class F Fly Ash on Mechanical and Microstructural Behavior of Clay Soil – A Comparative Study*. *Materials*, 15(5): 1845, doi: <https://doi.org/10.3390/ma15051845>

WIKIPEDIA. – *Cenere Volante*. [https://it.wikipedia.org/wiki/Cenere_volante#Propriet%C3%A0 (consultazione del 13/05/2023)]

WIKIPEDIA. – *Pozzolanic Activity*. [https://en.wikipedia.org/wiki/Pozzolanic_activity (consultazione del 14/05/2023)]

WIKIPEDIA. – *Prova Proctor*. [https://it.wikipedia.org/wiki/Prova_Proctor (consultazione del 05/05/2023)]

WINTERKORN, H.F., PAMUKCU, S. (1991) – *Soil stabilization and grouting*. In: Hsai-Yang Fang ed *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold. 317-378. New York.

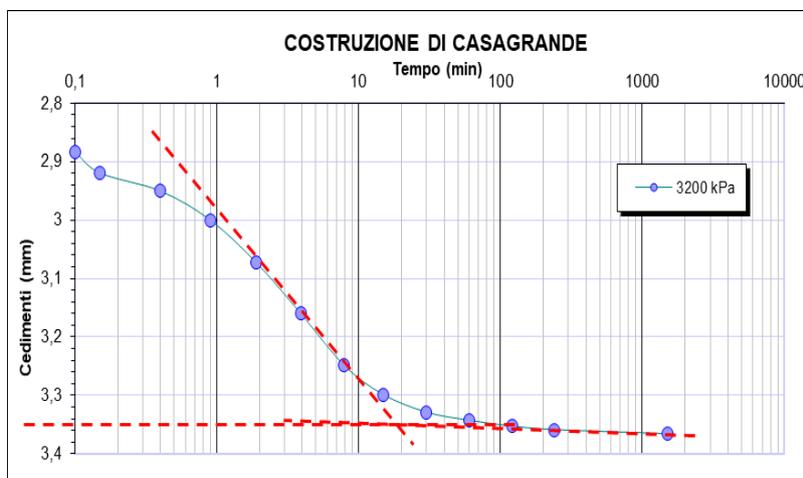
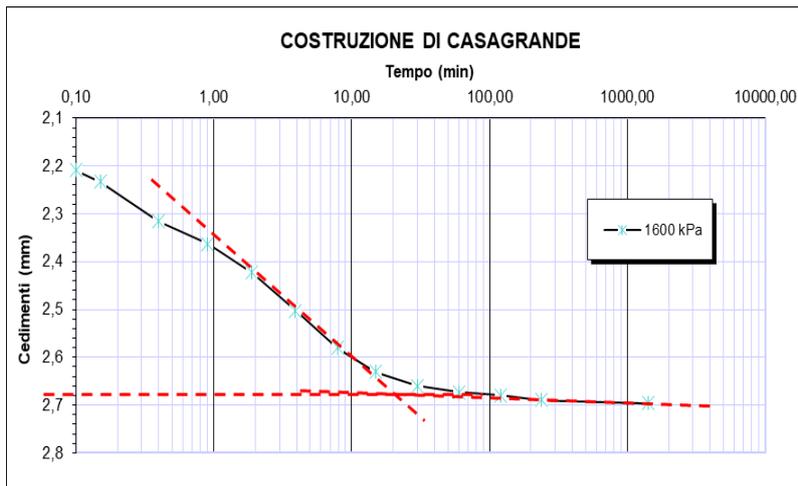
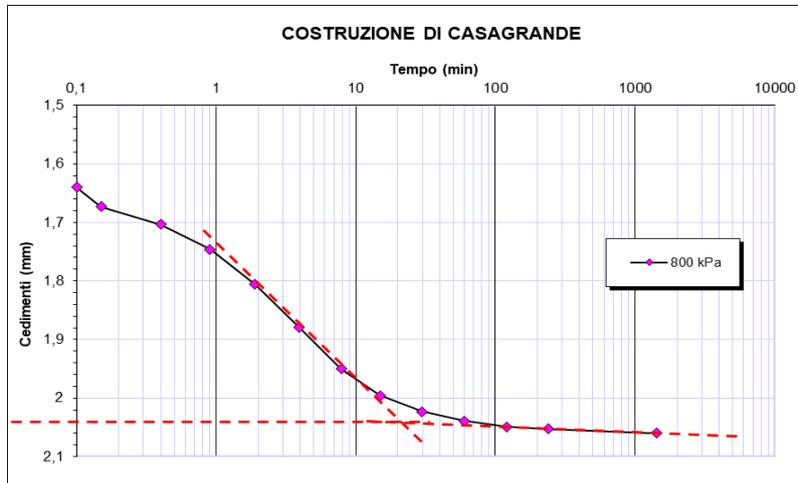
WU, J., DENG, Y., ZHANG, G., ZHOU, A., TAN, Y., XIAO, H., ZHENG, Q. (2021) – *A Generic Framework of Unifying Industrial By-products for Soil Stabilization*. *Journal of Cleaner Production* 321. 128920, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.128920>

WU, J., DENG, Y., ZHENG, X., CUI, Y., ZHAO, Z., CHEN, Y., ZHA, F. (2019) –
Hydraulic conductivity and strenght of foamed cement-stabilized marine clay.
Construction and Building Materials, volume 222. 688-698, doi:
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.164>.

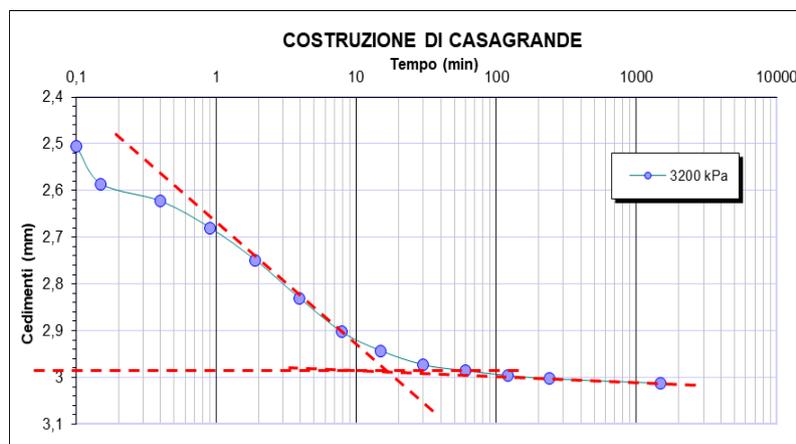
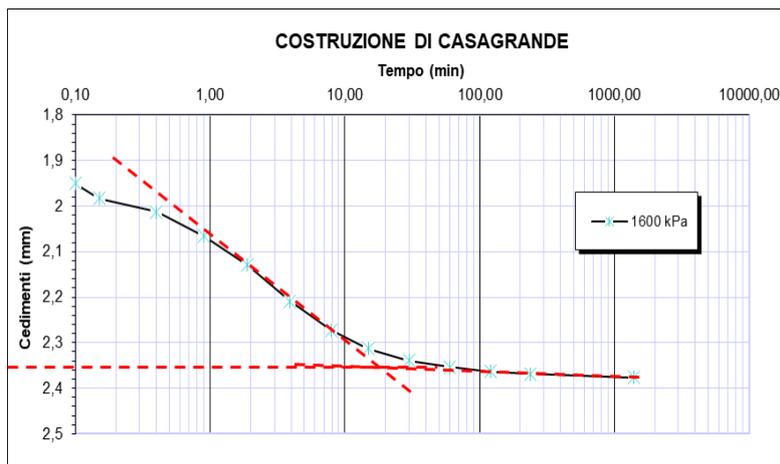
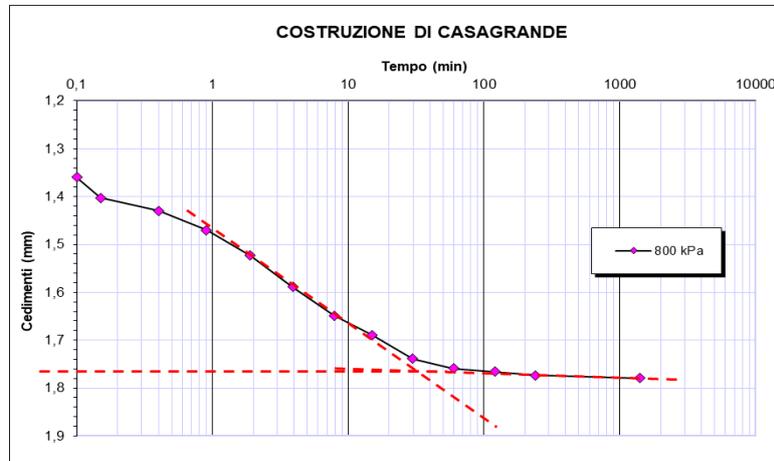
LETTURE MICROMETRO, PROVA COMPRESIONE EDOMETRICA -
BLZ+4% FA 1 (cenere volante con maturazione 28 gg)

Pressione verticale = 50 kPa					Pressione verticale = 100 kPa						
Data	Tempo min	RadQ(T)	Letture	ΔH mm	Data	Tempo min	RadQ(T)	Letture	ΔH mm		
10/1/23 13.43	0,1	0,32		0,000	11/1/23 10.19	0,1	0,32	21,0	0,210		
10/1/23 13.43	0,15	0,39	13,0	0,130	11/1/23 10.19	0,15	0,39	28,0	0,280		
10/1/23 13.43	0,4	0,63	14,3	0,143	11/1/23 10.19	0,4	0,63	28,9	0,289		
10/1/23 13.44	1	0,95	14,9	0,149	11/1/23 10.20	1	0,95	29,6	0,296		
10/1/23 13.45	2	1,38	15,9	0,159	11/1/23 10.21	2	1,38	30,9	0,309		
10/1/23 13.47	4	1,97	16,3	0,163	11/1/23 10.23	4	1,97	32,0	0,320		
10/1/23 13.51	8	2,81	16,9	0,169	11/1/23 10.27	8	2,81	33,3	0,333		
10/1/23 13.58	15	3,86	17,3	0,173	11/1/23 10.34	15	3,86	34,9	0,349		
10/1/23 14.13	30	5,47	17,6	0,176	11/1/23 10.49	30	5,47	35,6	0,356		
10/1/23 14.43	60	7,74	18,0	0,180	11/1/23 11.19	60	7,74	36,3	0,363		
10/1/23 15.43	120	10,95	18,3	0,183	11/1/23 12.19	120	10,95	36,9	0,369		
10/1/23 17.43	240	15,49	18,9	0,189	11/1/23 14.19	240	15,49	37,3	0,373		
11/1/23 9.40	1197	34,60	19,0	0,190	12/1/23 9.38	1399	37,40	37,9	0,379		
Zero corretto (mm)				0,130	Zero corretto (mm)				0,190		
ΔH 24 ore (mm)				0,060	ΔH 24 ore (mm)				0,189		
ΔH Primario (mm)				0,060	ΔH Primario (mm)				0,189		
Pressione verticale = 200 kPa					Pressione verticale = 400 kPa						
Data	Tempo min	RadQ(T)	Letture	ΔH mm	Data	Tempo min	RadQ(T)	Letture	ΔH mm		
12/1/23 10.19	0,1	0,32	48,9	0,489	16/1/23 10.19	0,1	0,32	88,0	0,880		
12/1/23 10.19	0,15	0,39	50,9	0,509	16/1/23 10.19	0,15	0,39	89,3	0,893		
12/1/23 10.19	0,4	0,63	52,3	0,523	16/1/23 10.19	0,4	0,63	91,3	0,913		
12/1/23 10.20	1	0,95	54,6	0,546	16/1/23 10.20	1	0,95	94,3	0,943		
12/1/23 10.21	2	1,38	57,3	0,573	16/1/23 10.21	2	1,38	98,6	0,986		
12/1/23 10.23	4	1,97	60,3	0,603	16/1/23 10.23	4	1,97	103,3	1,033		
12/1/23 10.27	8	2,81	63,3	0,633	16/1/23 10.27	8	2,81	108,3	1,083		
12/1/23 10.34	15	3,86	65,9	0,659	16/1/23 10.34	15	3,86	111,6	1,116		
12/1/23 10.49	30	5,47	67,9	0,679	16/1/23 10.49	30	5,47	113,9	1,139		
12/1/23 11.19	60	7,74	68,6	0,686	16/1/23 11.19	60	7,74	115,0	1,150		
12/1/23 12.19	120	10,95	69,3	0,693	16/1/23 12.19	120	10,95	116,0	1,160		
12/1/23 14.19	240	15,49	69,9	0,699	16/1/23 14.19	240	15,49	116,9	1,169		
13/1/23 10.57	1478	38,44	70,9	0,709	17/1/23 9.36	1397	37,38	117,3	1,173		
Zero corretto (mm)				0,379	Zero corretto (mm)				0,840		
ΔH 24 ore (mm)				0,330	ΔH 24 ore (mm)				0,333		
ΔH Primario (mm)				0,330	ΔH Primario (mm)				0,333		
Pressione verticale = 800 kPa					Pressione verticale = 1600 kPa						
Data	Tempo min	RadQ(T)	(+15%)	Letture	ΔH mm	Data	Tempo min	RadQ(T)	(+15%)	Letture	ΔH mm
17/1/23 10.19	0,1	0,32	0,36	136,0	1,360	18/1/23 10.19	0,10	0,32	0,36366	195,0	1,950
17/1/23 10.19	0,15	0,39	0,45	140,3	1,403	18/1/23 10.19	0,15	0,39	0,44539	198,3	1,983
17/1/23 10.19	0,4	0,63	0,73	143,0	1,430	18/1/23 10.19	0,40	0,63	0,72732	201,3	2,013
17/1/23 10.20	1	0,95	1,09	147,0	1,470	18/1/23 10.20	0,90	0,95	1,09099	206,6	2,066
17/1/23 10.21	2	1,38	1,59	152,3	1,523	18/1/23 10.21	1,90	1,38	1,58517	213,0	2,130
17/1/23 10.23	4	1,97	2,27	158,9	1,589	18/1/23 10.23	3,90	1,97	2,27107	220,9	2,209
17/1/23 10.27	8	2,81	3,23	164,9	1,649	18/1/23 10.27	7,90	2,81	3,2323	227,3	2,273
17/1/23 10.34	15	3,86	4,44	168,9	1,689	18/1/23 10.34	14,90	3,86	4,43906	231,3	2,313
17/1/23 10.49	30	5,47	6,29	173,9	1,739	18/1/23 10.49	29,90	5,47	6,2883	233,9	2,339
17/1/23 11.19	60	7,74	8,90	175,9	1,759	18/1/23 11.19	59,90	7,74	8,90044	235,3	2,353
17/1/23 12.19	120	10,95	12,59	176,6	1,766	18/1/23 12.19	119,90	10,95	12,5924	236,3	2,363
17/1/23 14.19	240	15,49	17,81	177,3	1,773	18/1/23 14.19	239,90	15,49	17,812	236,9	2,369
18/1/23 9.42	1403	37,46	43,07	177,9	1,779	19/1/23 9.37	1397,90	37,39	42,9968	237,6	2,376
Cedim. prim. (mm)				1,763	Cedim. prim. (mm)				2,358		
Zero corretto (mm)				1,337	Zero corretto (mm)				1,900		
ΔH 24 ore (mm)				0,442	ΔH 24 ore (mm)				0,476		
ΔH Primario (mm)				0,426	ΔH Primario (mm)				0,458		
Pressione verticale = 3200 kPa						FASE DI SCARICO					
Data	Tempo min	RadQ(T)	(+15%)	Letture	ΔH mm						
19/1/23 10.19	0,1	0,32	0,36	250,6	2,506						
19/1/23 10.19	0,15	0,39	0,45	258,6	2,586						
19/1/23 10.19	0,40	0,63	0,73	262,3	2,623						
19/1/23 10.20	1	0,95	1,09	268,0	2,680						
19/1/23 10.21	2	1,38	1,59	274,9	2,749						
19/1/23 10.23	4	1,97	2,27	283,0	2,830						
19/1/23 10.27	8	2,81	3,23	290,3	2,903						
19/1/23 10.34	15	3,86	4,44	294,3	2,943						
19/1/23 10.49	30	5,47	6,29	297,3	2,973						
19/1/23 11.19	60	7,74	8,90	298,6	2,986						
19/1/23 12.19	120	10,95	12,59	299,6	2,996						
19/1/23 14.19	240	15,49	17,81	300,3	3,003						
20/1/23 11.06	1487	38,56	44,34	301,3	3,013						
Cedim. prim. (mm)				2,981							
Zero corretto (mm)				2,497							
ΔH 24 ore (mm)				0,516							
ΔH Primario (mm)				0,484							
FASE DI RICARICO						800 kPa	200 kPa	50 kPa			
Letture a 24 ore						285,9	267,6	247,3			
Ced(mm)						2,859	2,676	2,473			
Rigonf. 24 ore (mm)						-0,154	-0,183	-0,203			
Cedim. prim. (mm)											
Zero corretto (mm)											
ΔH 24 ore (mm)											
ΔH Primario (mm)											
200 kPa	800 kPa	3200 kPa									
Letture a 24 ore	254,3	273,9	307,3								
Ced(mm)	2,543	2,739	3,073								
Ced. 24 ore (mm)	0,070	0,196	0,334								

COSTRUZIONE DI CASAGRANDE – CEDIMENTI PRIMARI – BLZ+4% FA 3
 (cenere volante con maturazione 7 gg)



COSTRUZIONE DI CASAGRANDE – CEDIMENTI PRIMARI – BLZ+4% FA 1
 (cenere volante con maturazione 28 gg)



COSTRUZIONE DI CASAGRANDE – CEDIMENTI PRIMARI – BLZ (non additivato)

