

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



Tesi di Laurea di Secondo Livello

Cantierizzazione e realizzazione di diaframmi strutturali
in ambito urbano

Relatore:

Prof. Ing. Claudio Oggeri

Candidato:

Emanuele Filippo Ippolito

Relatore esterno:

Ing. Andrea Benincasa di Caravacio

Dicembre 2022

*Alla mia famiglia,
mamma, papà e Lorenzo*

Sommario

1. Premessa.....	15
2. Introduzione	16
2.1 Diaframmi strutturali.....	16
2.2 Diaframmi ambientali (cenni)	23
3. Caso studio: cantiere parcheggio Cittadella Politecnica	27
3.1 Introduzione	27
3.2 Inquadramento geografico e morfologico	29
3.3 Inquadramento geologico e idrogeologico	31
3.4 Inquadramento geotecnico	33
3.4.1 Unità geotecniche	36
4. Sequenza progetti dei diaframmi strutturali	39
5. Cantierizzazione e sicurezza (vincoli)	42
6. Fasi di realizzazione dei diaframmi strutturali.....	47
7. Controlli in corso d'opera dei diaframmi strutturali	58
7.1 Scavo con benna mordente.....	58
7.2 Qualifica dello slurry.....	59
7.3 Qualifica del calcestruzzo	60
8. Macchine utilizzate e consumo e prestazione degli utensili	64
9. Compatibilità ambientale	71
9.1 Gestione delle terre e rocce da scavo e dei fanghi bentonitici.....	71
10. Studio della miscela slurry	75
10.1 Prova di fluidità	76
10.2 Controllo della massa volumica	78
10.3 Prova di bleeding.....	80
11. Analisi granulometria per setacciatura della sabbia.....	84
12. Studio della stabilità del diaframma	95
12.1 Metodo di Filz, Adams e Davidson	95
12.2 Software Slide.....	98
13. Conclusioni	116
14. Ringraziamenti	118
15. Bibliografia e sitografia	119
16. Allegati	120

Indice delle figure

Figura 1.1: cantiere caso studio (12/04/2022)	15
Figura 2.1: fasi di realizzazione di diaframma strutturale in calcestruzzo gettato in opera.....	17
Figura 2.2: diaframma strutturale realizzato tramite l'uso di idrofresa	17
Figura 2.3: differenza tra il filter cake (a sinistra) e l'impregnation cake (a destra).....	18
Figura 2.4: esempio indicativo della zona di penetrazione dello slurry	19
Figura 2.5: dettaglio fase dello scavo.....	21
Figura 2.6: inserimento dell'elemento prefabbricato nello scavo.....	22
Figura 2.7: schema tipico di un diaframma ambientale visto in sezione	23
Figura 2.8: diaframma ambientale visto dall'alto (reale)	24
Figura 2.9: diversi tipi di giunti utilizzati	25
Figura 2.10: telo in HDPE pronto per l'operazione di saldatura dei giunti	25
Figura 2.11: macchinario che permette la saldatura del giunto sul telo in HDPE	26
Figura 2.12: zavorra montata sul telo di HDPE	26
Figura 3.1: inquadramento territoriale a grande scala. Immagine Google Maps	29
Figura 3.2: inquadramento territoriale a piccola scala (nel rettangolo rosso è indicata l'area di parcheggio). Immagine Google Maps	30
Figura 3.3: in rosso la delimitazione dell'intero cantiere mentre in giallo del solo parcheggio (diaframmi strutturali). Immagine Google Earth	30
Figura 3.4: carta geologica reperita dal Geoportale dell'Arpa Piemonte	31
Figura 3.5: carta litologica reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte	32
Figura 3.6: carta della Piezometria reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte	32
Figura 3.7: banca dati geotecnica reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte.....	34
Figura 3.8: disposizione dei sette sondaggi geognostici effettuati a febbraio-marzo 2022.....	34
Figura 3.9: tratti tra 12-18 metri dei sondaggi S2 (a sinistra) ed S3 (a destra) dove nei riquadri rossi si possono notare tracce di cementazione	35
Figura 3.10: tratti tra 18-22 metri dei sondaggi S1 (a sinistra) ed S2 (a destra) dove nei riquadri rossi si possono notare livelli ad elevata cementazione (puddinghe)	35
Figura 3.11: identificazione delle unità geotecniche nel territorio in esame.....	36
Figura 3.12: grande blocco di puddinghe prelevato nel cantiere in esame	37
Figura 3.13: dettaglio di porzioni di puddinghe prelevati dal cantiere in esame	38
Figura 4.1: alloggiamenti tiranti nella gabbia metallica.....	40
Figura 4.2: sezione tipo trasversale della paratia con tre tiranti (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)	41
Figura 4.3: sezione tipo trasversale della paratia con due tiranti (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)	41
Figura 5.1: viabilità interna al cantiere	44
Figura 5.2: accesso al cantiere dal lato di Via Boggio	44
Figura 5.3: in basso è possibile vedere l'uso di recinzioni con funzione di antirumore e antipolvere	46
Figura 5.4: sistema lava-ruote all'interno del cantiere	46
Figura 6.1: operazione di scavo del diaframma strutturale tramite l'ausilio di benna mordente	48
Figura 6.2: iniezione della miscela fango bentonitica per mantenere la stabilità dello scavo	48

Figura 6.3: varie vasche contenenti le miscele fango bentonitiche, tubazioni del sistema a circuito chiuso e dissabbiatore (in alto a sinistra)	49
Figura 6.4: dettaglio del contenuto di alcune vasche	49
Figura 6.5: estrazione del terminale laterale	50
Figura 6.6: tre gabbie di armatura pronte per essere inserite all'interno dello scavo	51
Figura 6.7: inserimento della gabbia di armatura all'interno del foro	52
Figura 6.8: iniezione del calcestruzzo tramite betoniera.....	53
Figura 6.9: procedura di inserimento del tubo-getto all'interno della gabbia di armatura per futura iniezione del calcestruzzo	53
Figura 6.10: pompa utilizzata per prelevare lo slurry durante l'iniezione del calcestruzzo	54
Figura 6.11: particolate dell'imbuto utilizzato per facilitare l'inserimento del calcestruzzo all'interno del tubo-getto	54
Figura 6.12: dimensioni del cordolo guida e del nuovo cordolo in c.a. (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)	55
Figura 6.13: tubi da cross-hole, per test geofisici	57
Figura 7.1: cordoli guida.....	59
Figura 7.2: esecuzione di Slump Test, versamento calcestruzzo all'interno del Cono di Abrams.....	60
Figura 7.3: esecuzione di Slump Test, misurazione dell'abbassamento dopo la rimozione del Cono di Abrams	61
Figura 7.4: classi di consistenza per Slump Test	61
Figura 7.5: versamento del calcestruzzo all'interno dei contenitori	62
Figura 7.6: cubetti di calcestruzzo indurito pronti per la prova a compressione cubica.....	63
Figura 7.7: esecuzione della prova a compressione cubica su cubetto di calcestruzzo (fonte immagine: Istituto Tecnico per Geometri di Camerino)	63
Figura 8.1: benna mordente da 7 tonnellate della Casagrande	65
Figura 8.2: benna mordente da 24 tonnellate della Casagrande	66
Figura 8.3: Casagrande meccanica C600HD funzionante con il braccio telescopico (con benna da 7 tonnellate).....	66
Figura 8.4: Bauer MC 96 a funzionamento semi-idraulico con le funi (con benna da 24 tonnellate a terra)	67
Figura 8.5: Casagrande B300 a funzionamento semi-idraulico con le funi (con benna da 24 tonnellate).....	67
Figura 8.6: dettaglio utensili benna da 7 tonnellate (Casagrande).....	68
Figura 8.7: dettaglio utensili benna da 24 tonnellate (Casagrande).....	68
Figura 8.8: scalpello per diaframmi attaccato ad un sollevatore	69
Figura 8.9: dettaglio estremità scalpello per diaframmi	70
Figura 9.1: localizzazione della vasca di decantazione (deposito fanghi) all'interno del cantiere in esame	72
Figura 9.2: operazione di scaricamento del materiale dalla benna mordente alla pala caricatrice .	73
Figura 9.3: operazione di scaricamento del materiale dalla pala caricatrice nella vasca di decantazione.....	73
Figura 9.4: materiale depositato in attesa di asciugatura	74
Figura 10.1: secchi contenenti tre differenti tipi di slurry	75
Figura 10.2: imbuto di Marsh.....	76

Figura 10.3: prova di viscosità in esecuzione	77
Figura 10.4: grani trattenuti sul retino dopo la prova di fluidità	78
Figura 10.5: misurazione del peso della miscela di slurry per il controllo della massa volumica	79
Figura 10.6: cilindro graduato utilizzato in laboratorio per le prove di sedimentazione (in foto test sulla bentonite ricircolata non passata al dissabbiatore)	81
Figura 10.7: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry pulita	81
Figura 10.8: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry ricircolata non passata attraverso il dissabbiatore	82
Figura 10.9: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry ricircolata passata attraverso il dissabbiatore	82
Figura 11.1: deposito di sabbia ottenuto dopo il processo di dissabbiatura della miscela fango bentonitica	84
Figura 11.2: forno dove è stata asciugata la sabbia.....	85
Figura 11.3: differenza tra la sabbia prima (a sinistra) e dopo (a destra) la rigirata	85
Figura 11.4: setacci utilizzati per l'analisi granulometrica	86
Figura 11.5: dettaglio valori fuori dei vari setacci.....	87
Figura 11.6: le due quartature effettuate sulla sabbia	87
Figura 11.7: curva granulometrica ottenuta attraverso l'uso del software Excel	88
Figura 11.8: curva granulometrica disegnata a mano	89
Figura 11.9: a sinistra il becher con la sabbia, a destra il becher con la miscela (acqua-sabbia).....	90
Figura 11.10: miscela versata sul setaccio	91
Figura 11.11: raccolta della sabbia sul filtro	91
Figura 11.12: filtro usato nell'analisi.....	92
Figura 11.13: comparazione di tutte le frazioni di sabbia raccolte dopo la setacciatura.....	93
Figura 11.14: dettaglio frazioni 2mm - 4mm e 1mm - 2mm.....	93
Figura 11.15: dettaglio frazioni 425 μ m - 1mm e 250 μ m - 425 μ m	94
Figura 11.16: dettaglio frazioni 125 μ m - 250 μ m e 75 μ m - 125 μ m	94
Figura 12.1: schematizzazione grafica della trincea indicata dal metodo di Filz.....	97
Figura 12.2: geometria configurazione con carico orizzontale applicato.....	98
Figura 12.3: geometria configurazione con materiale tipo slurry	98
Figura 12.4: tabella in Slide con elencate le proprietà dei materiali utilizzati.....	99
Figura 12.5: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	100
Figura 12.6: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	101
Figura 12.7: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	101
Figura 12.8: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	102
Figura 12.9: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	102
Figura 12.10: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	103

Figura 12.11: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	103
Figura 12.12: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	104
Figura 12.13: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine	104
Figura 12.14: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	105
Figura 12.15: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	105
Figura 12.16: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo	106
Figura 12.17: nuovi valori di coesione c e angolo di attrito ϕ per l'analisi con Eurocodici	108
Figura 12.18: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	108
Figura 12.19: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	109
Figura 12.20: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	109
Figura 12.21: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	110
Figura 12.22: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	110
Figura 12.23: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	111
Figura 12.24: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	111
Figura 12.25: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	112
Figura 12.26: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)	112
Figura 12.27: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	113
Figura 12.28: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	113
Figura 12.29: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)	114
Figura 16.1: tavola allestimento cantiere fase A (fasi di lavoro: realizzazione cordoli e diaframmi). Fonte: La Cittadella S.c.a.r.l.	121
Figura 16.2: tavola emergenze (vie di esodo). Fonte: La Cittadella S.c.a.r.l.	122
Figura 16.3: Casagrande meccanica C600HD con benna da 7 tonnellate	123
Figura 16.4: Bauer MC 96 con benna da 24 tonnellate	123
Figura 16.5: Casagrande B300 con benna da 24 tonnellate	124
Figura 16.6: dettaglio gabbie di armatura	124

Figura 16.7: gabbia di armatura immersa completamente nello slurry all'interno dello scavo	125
Figura 16.8: dettaglio cordoli guida con scritte le numerazioni dei vari setti	125
Figura 16.9: dettaglio della benna da 24 tonnellate della Casagrande	126
Figura 16.10: operazione di lavaggio della betoniera dopo aver effettuato il getto di calcestruzzo	126
Figura 16.11: silo contenente la bentonite	127
Figura 16.12: vasche e tubazioni del sistema a circuito chiuso per il ricircolo dello slurry	127
Figura 16.13: viabilità interna al cantiere e ingresso da Via Boggio	128

Indice delle tabelle

Tabella 10.1: risultati test fluidità (imbuto di Marsh), tutti i valori sono in secondi [s]	77
Tabella 10.2: risultati misurazioni della massa volumica, tutti i valori sono in grammi/litro [g/l]	79
Tabella 10.3: risultati prova di sedimentazione, tutti i valori sono in millimetri [mm]	80
Tabella 11.1: risultati ottenuti al setaccio per analisi granulometrica	88
Tabella 12.1: valori utilizzati nel calcolo del FS	96
Tabella 12.2: risultati di B ed FS	96
Tabella 12.3: risultati del fattore di sicurezza FS	106
Tabella 12.4: risultati del fattore di sicurezza FS per quanto riguarda l'analisi con gli Eurocodici ..	114

1. Premessa

Il seguente lavoro di tesi riguarda gli aspetti tipici della cantierizzazione in area urbana per la realizzazione di strutture ed infrastrutture; in particolare svolge la trattazione relativa alla realizzazione dei diaframmi strutturali, facendo riferimento ad un caso studio reale, ossia il cantiere situato presso la Cittadella Politecnica che prevede la costruzione di un parcheggio interrato di quattro piani.

Nello specifico il presente elaborato presenterà una parte introduttiva generale in cui si parlerà dei diaframmi strutturali e dei diaframmi ambientali (cenni), per poi proseguire con il caso studio relativo al cantiere analizzato (Figura 1.1) dove si parlerà innanzitutto del suo inquadramento, della cantierizzazione facendo riferimento alla sicurezza ed ai vincoli, alle diverse fasi di realizzazione dei diaframmi strutturali, ai loro controlli in corso d'opera (relativi allo scavo con benna mordente, alla qualifica dello slurry e del calcestruzzo), al consumo e prestazione degli utensili (dove verranno elencate anche le varie macchine utilizzate) e infine la compatibilità ambientale facendo riferimento alla gestione delle terre e rocce da scavo e dei fanghi bentonitici.

Nell'ultima parte verranno riportati i vari studi sperimentali effettuati sui diversi tipi di miscela slurry (prova di fluidità, controllo della massa volumica e prova di bleeding) e sulla sabbia ottenuta dal dissabbiatore (analisi granulometrica) prelevati direttamente dal cantiere. Infine, è stato svolto anche uno studio relativo alla verifica della stabilità dei diaframmi strutturali durante l'operazione di scavo utilizzando prima un metodo analitico e dopo un procedimento via software.

I dati utilizzati, per quanto riguarda il caso reale, provengono dalla Icon Ingegneria S.r.l. che sarebbe l'azienda incaricata nella realizzazione del progetto definitivo ed esecutivo e dall'impresa Mattioda Pierino & Figli S.p.A. vincitrice dell'appalto e delegata alla realizzazione dei lavori di costruzione dell'opera.



Figura 1.1: cantiere caso studio (12/04/2022)

2. Introduzione

In questo capitolo introduttivo, come già affermato nella premessa, si andrà a trattare il principale argomento della seguente tesi, ossia i diaframmi strutturali, in maniera generale e da un punto di vista teorico. Inoltre, si parlerà anche dei diaframmi ambientali (cenni).

2.1 Diaframmi strutturali

I diaframmi strutturali riguardano l'argomento principale di tale elaborato. Essi sono delle opere di consolidamento che servono per sostenere il terreno quando si deve effettuare un'operazione di scavo. Possono essere in calcestruzzo gettato in opera o prefabbricato. In alcuni casi, la sola realizzazione del diaframma non consente la tenuta del terreno e dunque si inseriscono dei tiranti; queste particolari opere si chiamano paratie tirantate (diaframmi vincolati). La costruzione di queste opere richiede una buona conoscenza del terreno a livello geotecnico; chiaramente l'opera rimane in posto se le forze instabilizzanti, rappresentate dalla porzione di terreno situato a monte del diaframma (spinta attiva), risultano essere inferiori rispetto a quelle stabilizzanti, rappresentate invece dal terreno situato a valle del diaframma e sotto il terreno scavato (spinta passiva); se questa condizione di equilibrio non dovesse essere verificata si può procedere all'inserimento nell'opera di strutture ausiliare come ad esempio tiranti, contrasti, ecc. che hanno appunto lo scopo di incrementare così le forze stabilizzanti.

Le principali fasi di lavorazione di un diaframma strutturale in calcestruzzo gettato in opera sono le seguenti:

- scavo;
- iniezione di fanghi bentonitici (slurry);
- inserimento della gabbia di armatura;
- iniezione del calcestruzzo.

In Figura 2.1 è possibile vedere molto chiaramente queste fasi appena elencate.

Per quanto riguarda la fase di scavo essa si può sviluppare attraverso l'uso di benne mordenti (Figura 2.1 – *Fase 1*) o idrofresa (Figura 2.2). Prima dell'utilizzo di queste macchine, se il terreno risulta essere molto duro, si usano fare delle perforazioni con lo scopo di disgregarlo e renderlo così meno resistente per il passaggio successivo tramite benna/idrofresa.

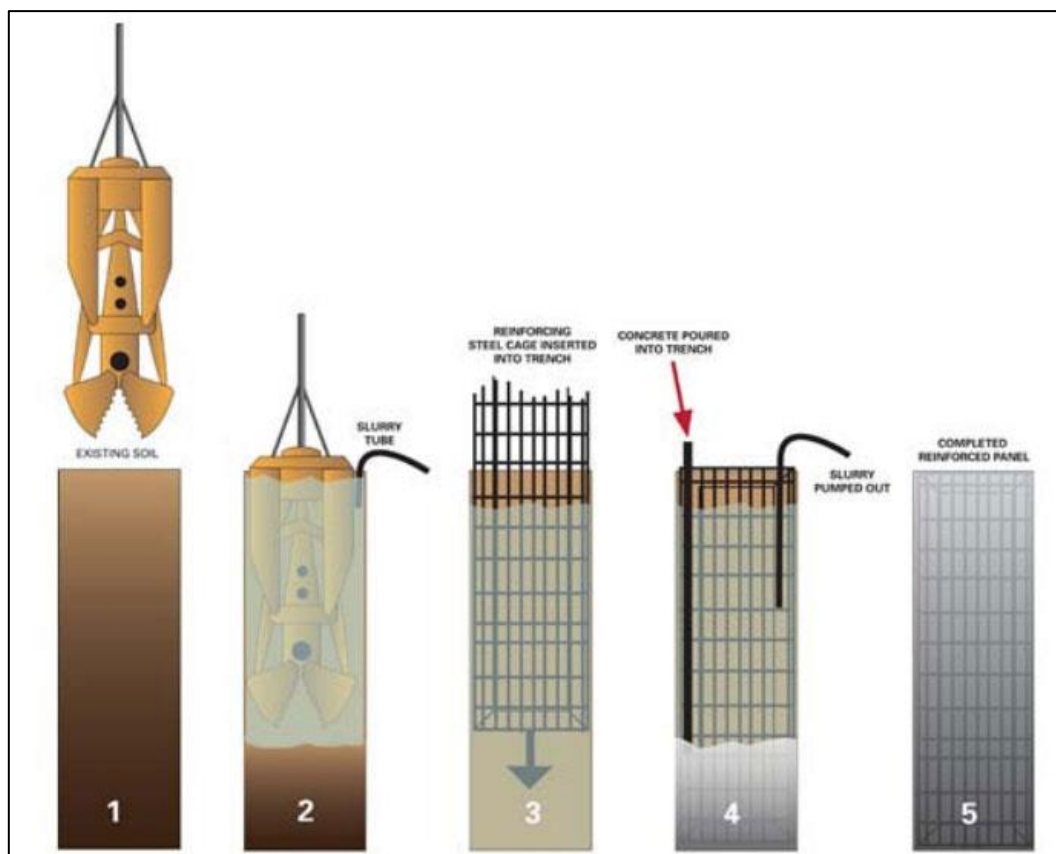


Figura 2.1: fasi di realizzazione di diaframma strutturale in calcestruzzo gettato in opera

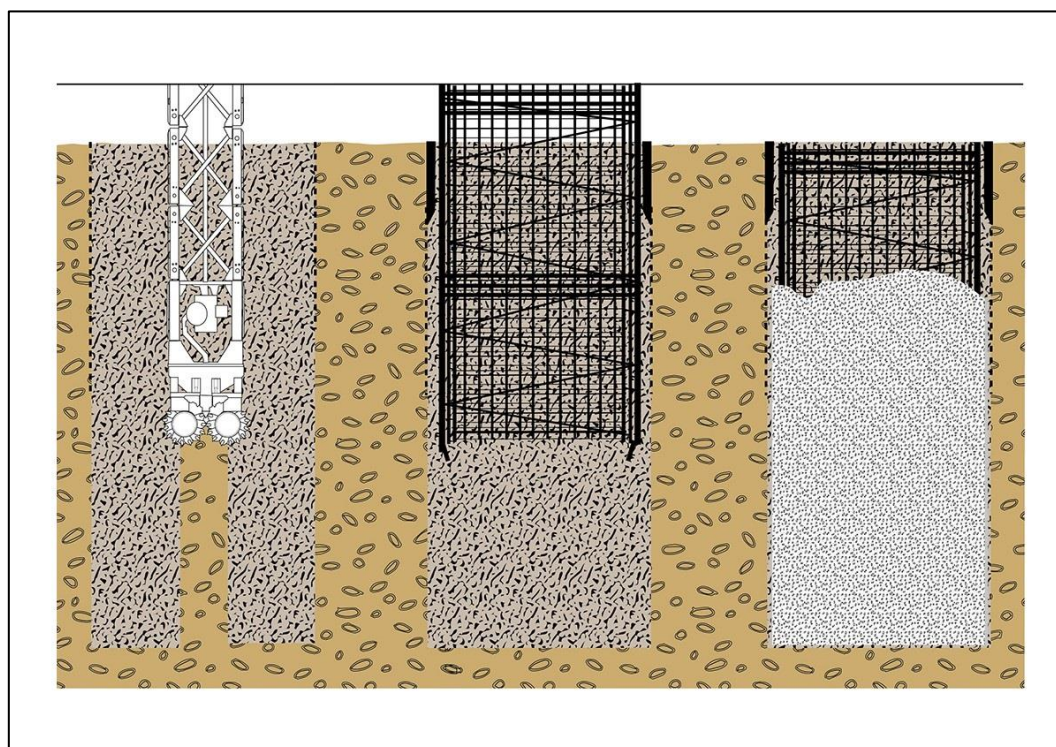


Figura 2.2: diaframma strutturale realizzato tramite l'uso di idrofresa

Contemporaneamente allo scavo si effettua anche l'iniezione della miscela fango bentonitica (Figura 2.1 – Fase 2), chiamata a livello internazionale con il nome di “slurry” (miscela acqua e bentonite). Essa viene portata in prossimità del setto tramite tubazioni. La sua funzione è quella di conferire stabilità allo scavo affinché non ci siano sgrottamenti subito dopo che la benna lascia il suo percorso di scavo. Il processo di tenuta del terreno effettuato dalla miscela fango bentonitica può avvenire in due modi diversi in base al tipo di terreno in cui si svolge lo scavo; se esso è molto poroso (ad esempio sabbia-ghiaia) si ha l'impregnation cake, se invece è poco poroso (ad esempio sabbioso-limoso) allora si avrà il filter cake. La differenza sta nel fatto che nell'impregnation cake lo slurry riesce a penetrare molto di più nel terreno adiacente lo scavo e questo perché esso presenta un maggior volume di vuoti; invece, esattamente l'opposto è rappresentato dal filter cake dove la miscela fango bentonitica non riesce a penetrare molto in profondità poiché la porosità è molto ridotta. Questi due processi consentono dunque la stabilizzazione del terreno ed è possibile visualizzarli in Figura 2.3 dove a sinistra è presente il filter cake mentre a destra è presente l'impregnation cake. Inoltre, in Figura 2.4 è possibile vedere un esempio della zona di penetrazione dello slurry nel terreno; ovviamente è un esempio indicativo poiché la profondità di infiltrazione dipende dalla granulometria del terreno.

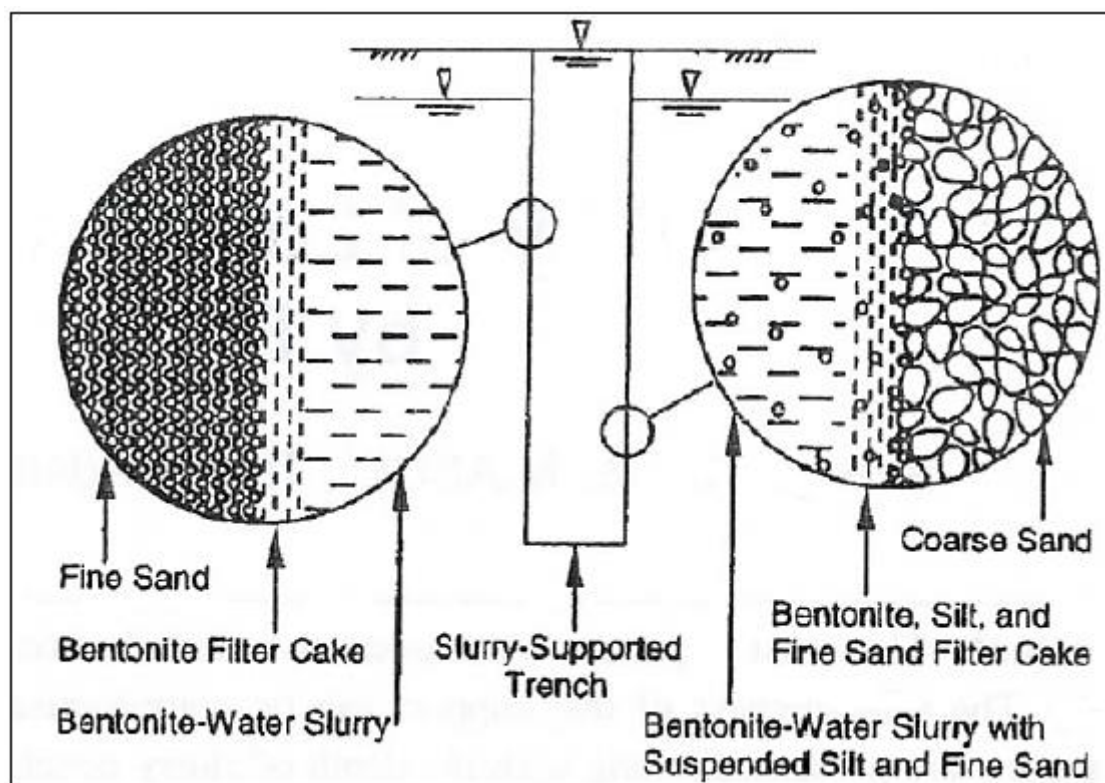


Figura 2.3: differenza tra il filter cake (a sinistra) e l'impregnation cake (a destra)

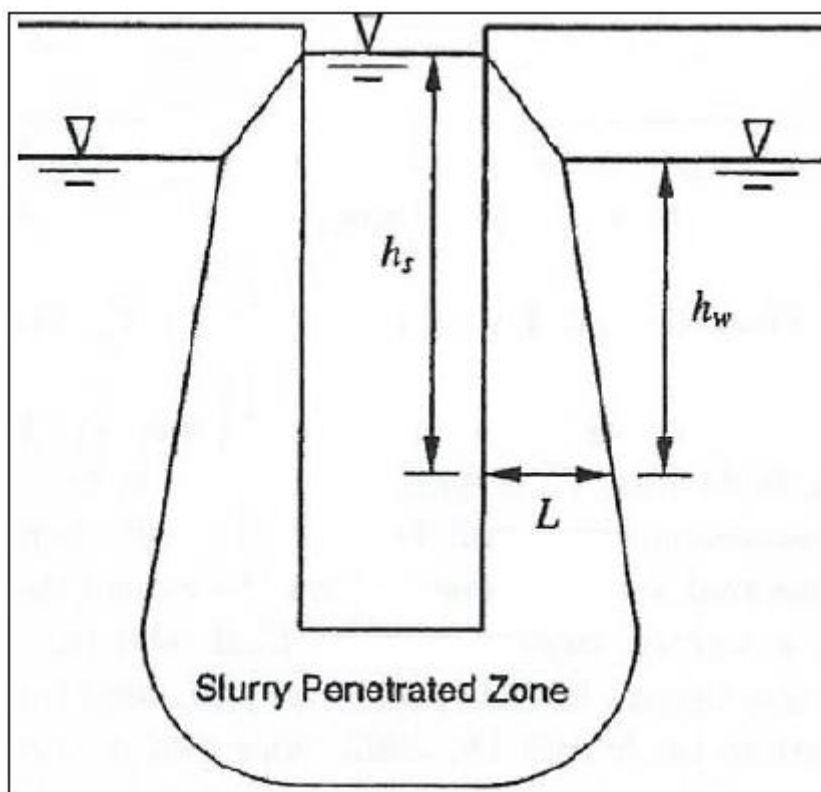


Figura 2.4: esempio indicativo della zona di penetrazione dello slurry

I diaframmi non si fanno mai uno dopo l'altro perché si potrebbero perdere alcuni centimetri tra un setto e l'altro; per esempio, se in un progetto il diaframma è lungo 2,5 metri, nella realtà a causa di errori da parte dell'operatore, potrebbero venire 2,55 metri o 2,45 metri e se si facessero tutti uno di seguito all'altro si avrebbe un errore che si porterebbe fino alla fine dei diaframmi e con un entità molto grande (ci si potrebbe trovare l'ultimo diaframma largo 1 metro invece di 2,5 metri e questo sarebbe un grosso problema, basti pensare al successivo inserimento della gabbia di armatura). Un'altra motivazione per cui non si fanno i diaframmi uno dopo l'altro è anche perché conviene aspettare un po' di tempo così il calcestruzzo del diaframma adiacente si possa trovare in uno stato abbastanza consolidato evitando così che esso possa sgrottare se è presente in uno stato fresco.

Dunque, per questi motivi esistono i diaframmi primari e quelli secondari e si possono adottare diverse sequenze di costruzione dei vari setti di diaframmi strutturali. Un primo andamento molto comune consiste nel fare i diaframmi primari usando una configurazione 1-3-5 (ogni uno) e dopo ovviamente quelli secondari, mentre un secondo procedimento può essere la configurazione 1-4-7 (ogni due). In questo modo vengono compensati sia gli errori di larghezza del diaframma e anche i problemi riguardanti la solidificazione del getto di calcestruzzo.

Inoltre, se il calcestruzzo del diaframma accanto a quello a cui si sta scavando è troppo solidificato non è un problema; di solito il getto in una giornata indurisce (dipende anche dalle temperature) e dunque si può scavare tranquillamente dopo un giorno ma anche ad esempio dopo quattro giorni, non c'è tanta differenza.

Una volta che lo scavo è completato allora si potrà procedere con l'inserimento della gabbia di armatura (Figura 2.1 – Fase 3); essa viene calata all'interno del setto tramite l'uso di funi attaccate a dei sollevatori.

Dopo che la gabbia di armatura è stata messa in posizione all'interno del setto si procede dunque con l'iniezione del calcestruzzo (Figura 2.1 – Fase 4). Essa avviene dal basso verso l'alto, infatti il calcestruzzo arriva in fondo al diaframma tramite l'ausilio di determinati tubi-getto. In contemporanea, a circa mezzo metro di profondità dal piano campagna, viene prelevato lo slurry tramite l'utilizzo di una pompa. Così facendo piano piano il calcestruzzo andrà a occupare tutto lo spazio precedentemente impegnato dalla miscela fango bentonitica. A mano a mano che si procede con l'iniezione del calcestruzzo, infatti, si fa salire il tubo-getto in maniera tale che tutta la cavità possa riempirsi. È importante sottolineare come la densità dello slurry sia minore di quella del calcestruzzo; dunque, questo permette la risalita della miscela fango bentonitica. Inoltre, è fondamentale che l'iniezione del calcestruzzo avvenga dal basso verso l'alto perché altrimenti ci sarebbe comunque un mescolamento tra quest'ultimo e lo slurry (nonostante la densità della miscela fango bentonitica sia minore).

Quando il calcestruzzo ha occupato tutto lo spazio precedentemente impegnato dallo slurry e perciò la gabbia di armatura è totalmente immersa in esso, dopo circa 28 giorni di indurimento avremo il nostro diaframma strutturale consolidato (Figura 2.1 – Fase 5).

Un dettaglio riguardante la fase operativa di scavo è la seguente: dopo aver effettuato una prima fase di prescavo fino ad una certa profondità tramite l'ausilio di benna mordente (Figura 2.5 – Fase 1) dopo si può procedere utilizzando un'idrofresa, questo perché il materiale in profondità può trovarsi in condizioni molto più resistenti. Lo scavo attraverso l'idrofresa deve avvenire a sezioni facendo prima i due approfondimenti laterali e lasciando per ultimo quello centrale (Figura 2.5 – Fase 2, 3 e 4).

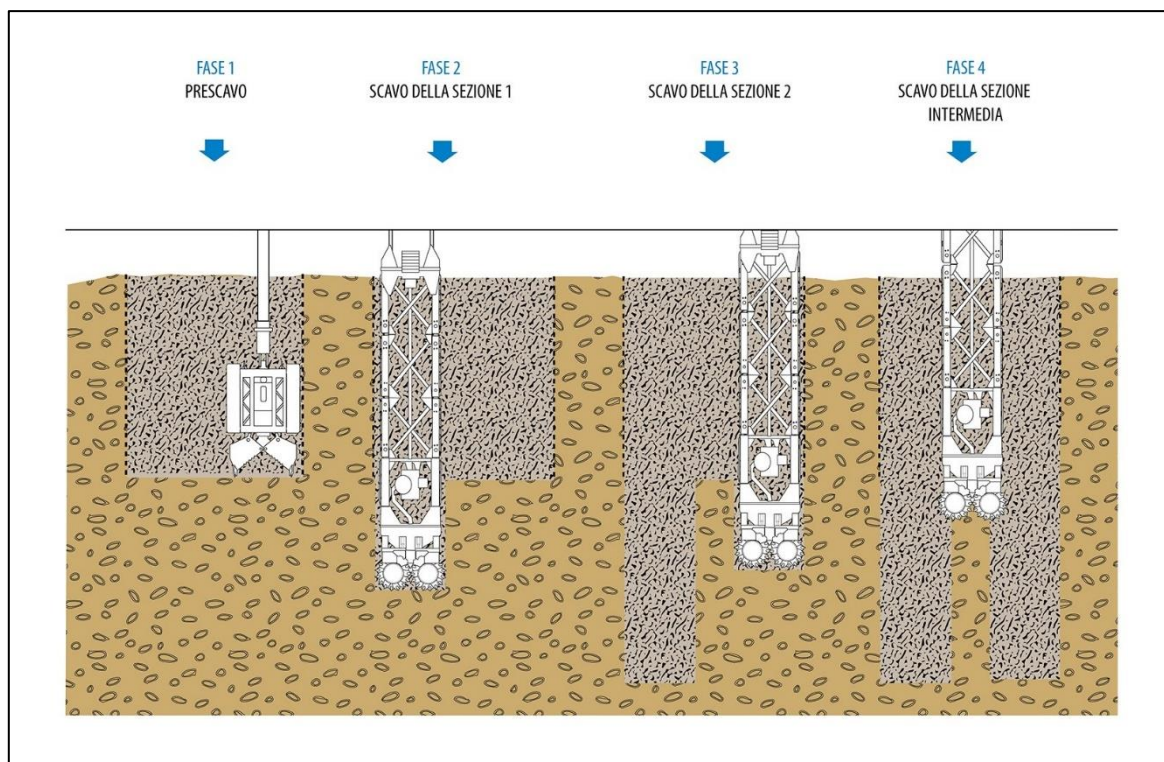


Figura 2.5: dettaglio fase dello scavo

In questo capitolo introduttivo si è dunque spiegato il procedimento di costruzione di un diaframma strutturale in calcestruzzo gettato in opera. Per quanto riguarda invece le fasi di realizzazione dei diaframmi strutturali in calcestruzzo prefabbricato, essi consistono nelle seguenti:

- scavo;
- inserimento dell'elemento prefabbricato nella cavità.

Infatti, l'unica differenza rispetto ai diaframmi strutturali in calcestruzzo gettati in opera consiste nel fatto che la struttura portante arriva in cantiere già costruita (prefabbricata) e bisogna soltanto inserirla nello scavo (Figura 2.6). Dunque, si può affermare che questo procedimento risulta essere in cantiere più logistico e meno ingombrante rispetto al precedente. È importante sottolineare che questi tipi di diaframma non sono molto applicati rispetto a quelli gettati in opera. Il loro vantaggio principale è sicuramente quello di avere un elemento in calcestruzzo ben definito, preciso e pulito e di conoscerlo nella sua integrità. Uno svantaggio invece è relativo al fatto che questa tecnica non può essere usata per diaframmi di grande profondità (ad esempio 20 metri).



Figura 2.6: inserimento dell'elemento prefabbricato nello scavo

Tornando ai diaframmi strutturali in senso generale, dunque è proprio la gabbia di armatura immersa nel calcestruzzo indurito che svolge la funzione di consolidamento poiché va a sostituire una porzione di terreno facilmente franabile con una porzione di calcestruzzo armato molto resistente.

Nella progettazione di queste opere devono essere inseriti dei coefficienti che vanno ad amplificare le forze attive, ossia quelle che non permettono la stabilità, e dei coefficienti che vanno a diminuire le entità delle forze passive, ossia quelle che consentono l'equilibrio; questo viene fatto per una buona progettazione a favore di sicurezza.

Inoltre, prima di iniziare lo scavo viene realizzato un cordolo guida, di solito profondo circa 1 metro e con spessore in entrambi i lati pari a 50 cm, con lo scopo di inizializzare e condurre al meglio l'operazione di scavo. È importante precisare che tale cordolo non garantisce su profondità elevate la verticalità del diaframma; infatti, per questo motivo sono previsti vari accertamenti in opera come, ad esempio, il controllo degli inclinometri presenti sulle macchine da parte degli operatori oppure altri metodi come il filo a piombo.

2.2 Diaframmi ambientali (cenni)

In questa trattazione presenteremo brevemente (cenni) i diaframmi ambientali poiché l'argomento principale di codesta tesi, come è stato già detto, è rappresentato dai diaframmi strutturali che sarebbe la tecnica di consolidamento che poi si andrà ad analizzare nel caso studio relativo al cantiere per la costruzione dei quattro piani interrati del parcheggio situato presso la Cittadella Politecnica.

La principale differenza tra i diaframmi strutturali e quelli ambientali sta nel fatto che mentre i primi hanno una funzione appunto "strutturale", i secondi invece hanno una funzione di "separazione" per non permettere la circolazione e il filtraggio di flussi idrici o di sostanze tra le diverse parti del sottosuolo attraverso una diminuzione della permeabilità del terreno. Infatti, i diaframmi ambientali vengono utilizzati spesso nel campo della bonifica quando si vuole separare ad esempio una determinata zona del territorio che è stata soggetta ad inquinamento ed impedire così la propagazione di queste sostanze nocive nel terreno circostante; la diffusione può avvenire ovviamente con la presenza di una falda idrica. I diaframmi ambientali sono anche chiamati "diaframmi plastici" perché essi non sono costituiti come nei diaframmi strutturali da una gabbia di armatura annegata nel calcestruzzo ma bensì da una miscela indurita di cemento, bentonite, acqua e additivi, chiamata comunemente con il nome di "slurry cementizio". Tal volta, per migliorare ancora di più l'impermeabilità del diaframma possono essere inserite in mezzo al setto dei pannelli in polietilene ad alta densità (HDPE). Infatti, un'altra denominazione usata per queste opere è quella di "diaframma impermeabile". Vengono usati per una moltitudine di scopi, ma principalmente per proteggere i siti di interesse ambientale, per bonificare vecchie discariche e per l'arginazione dei fiumi. In Figura 2.7 è possibile visionare in sezione lo schema della struttura tipica di un diaframma ambientale, dove c indica la profondità di penetrazione del setto nello strato a bassa permeabilità, mentre in Figura 2.8 è riportata una vista reale dall'alto.

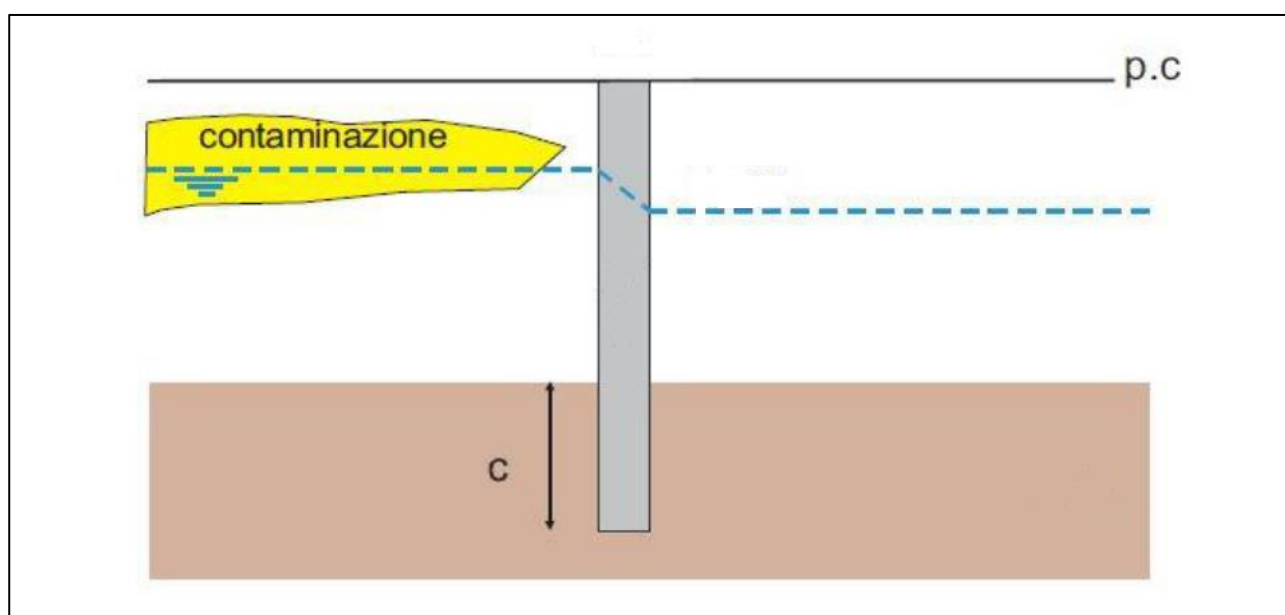


Figura 2.7: schema tipico di un diaframma ambientale visto in sezione

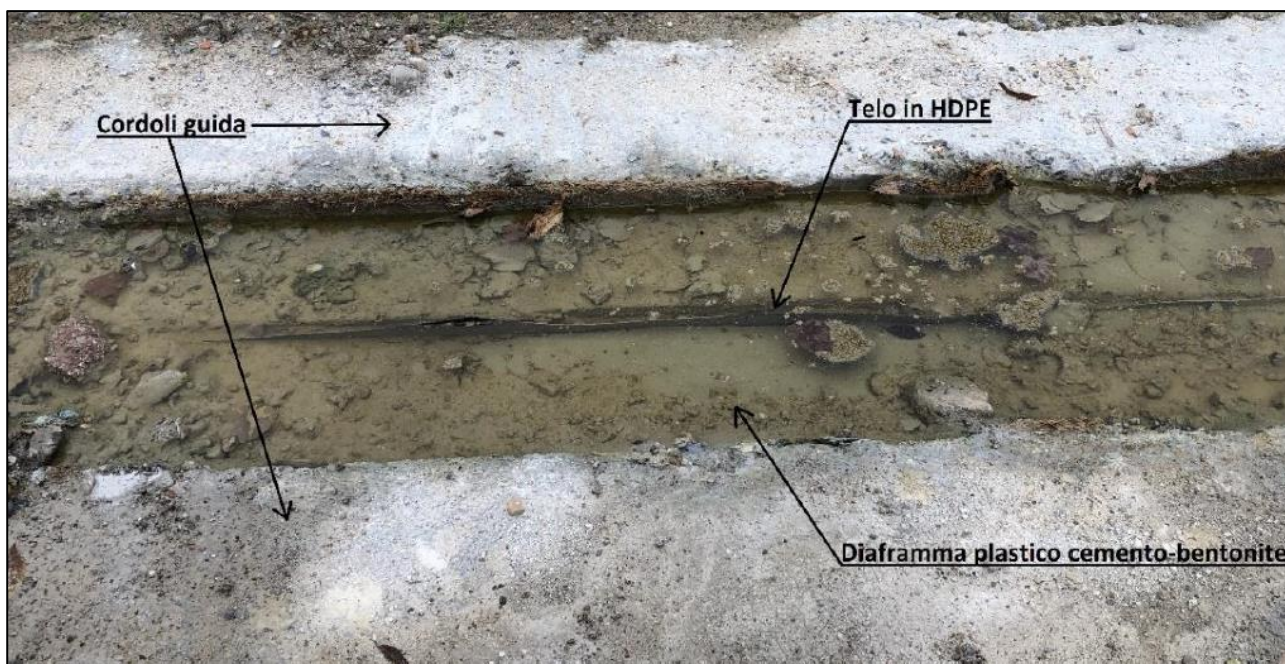


Figura 2.8: diaframma ambientale visto dall'alto (reale)

Per quanto riguarda le fasi di realizzazione dei diaframmi ambientali esse possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

- scavo;
- iniezione dello slurry cementizio.

L'operazione di scavo come per i diaframmi strutturali si può adottare tramite l'ausilio di benne mordenti o idrofese. La differenza più importante in questo tipo di opere rispetto ai diaframmi strutturali per quanto riguarda la fase di scavo è che nei diaframmi ambientali deve raggiungere uno strato a bassa permeabilità, come ad esempio un acquitardo o un acquicludo; questo è necessario perché lo scopo è evitare la circolazione di flussi idrici e/o sostanze e se in profondità non si raggiunge un tale strato l'opera non avrebbe senso poiché la falda idrica potrebbe bypassare da sotto il setto e valicare comunque la zona che si vuole cinturare. Esistono dei casi in cui raggiungere uno strato a bassa permeabilità può risultare molto difficile per vari motivi, ad esempio, perché è localizzato ad una profondità elevata; in tal caso è necessaria la realizzazione di una barriera di fondo. Inoltre, anche i diaframmi plastici hanno bisogno di un cordolo guida per direzionare inizialmente lo scavo.

La fase di scavo avviene contemporaneamente alla fase di iniezione della miscela di slurry cementizio (come per i diaframmi strutturali dove però si utilizza una miscela di solo acqua e bentonite), con lo scopo di stabilizzare lo scavo tramite il filter cake (terreno a bassa porosità, limoso-argilloso) o impregnation cake (terreno ad alta porosità, sabbioso-ghiaioso) ed evitare così sgrottamenti. La procedura di realizzazione di queste opere, dunque, risulta essere molto più semplice rispetto a quelle dei diaframmi strutturali che prevedono praticamente due fasi in più, ossia quella di inserimento della gabbia di armatura e quella di iniezione del calcestruzzo.

Per quanto riguarda i pannelli in polietilene ad alta densità (HDPE), il loro inserimento avviene con cautela e i vari teli devono essere collegati gli uni agli altri tramite particolari giunti dove alcuni tipi vengono mostrati in Figura 2.9. L'operazione di giunzione è fondamentale perché permette la buona riuscita dell'opera; basta considerare che un'unione fatta male potrebbe far passare i flussi idrici e/o le sostanze attraverso il setto e non garantirne così l'impermeabilità. In Figura 2.10 è possibile visionare un telo in HDPE pronto per l'operazione di saldatura dei giunti mentre in Figura 2.11 si può osservare da un'altra angolatura il macchinario che permette l'unione.

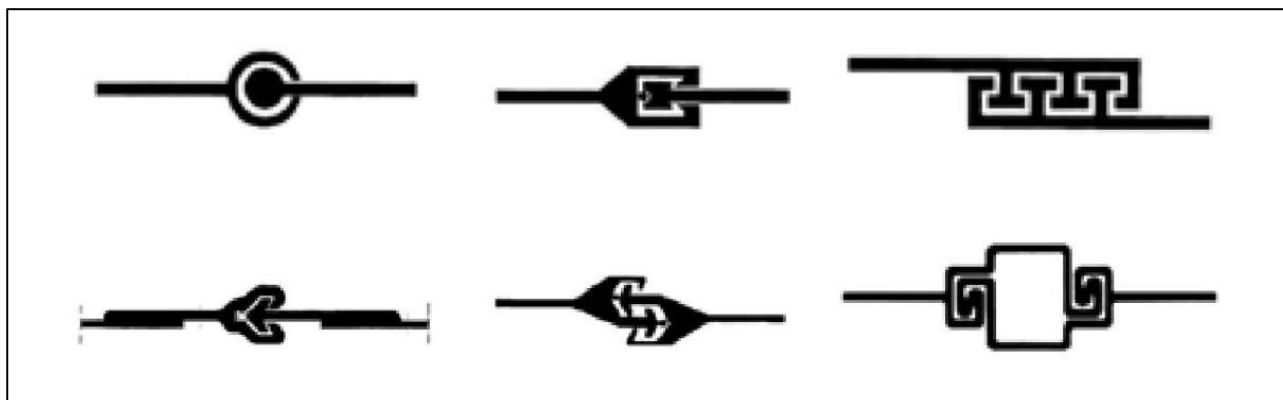


Figura 2.9: diversi tipi di giunti utilizzati



Figura 2.10: telo in HDPE pronto per l'operazione di saldatura dei giunti



Figura 2.11: macchinario che permette la saldatura del giunto sul telo in HDPE

Inoltre, per permettere al telo in HDPE di scendere in profondità lungo il setto e vincere così le sottospinte idrauliche, si usa attaccare alla sua estremità una zavorra in calcestruzzo come mostrato in Figura 2.12.



Figura 2.12: zavorra montata sul telo di HDPE

3. Caso studio: cantiere parcheggio Cittadella Politecnica

3.1 Introduzione

Il cantiere oggetto di studio riguarda la costruzione di un parcheggio interrato di quattro piani, per un totale di 676 posti auto, presso la Cittadella Politecnica. Il progetto definitivo ed esecutivo è stato eseguito dalla Icon Ingegneria S.r.l. mentre l'appalto per i lavori di costruzione è stato vinto dalla ditta Mattioda Pierino & Figli S.p.A. Subito dopo l'aggiudicazione dell'appalto, per questo apposito cantiere, si è creata una S.c.a.r.l. (Società cooperativa a responsabilità limitata) denominata "La Cittadella" che sarebbe una cooperativa formata dal capogruppo Mattioda S.p.A. e da altre due imprese, ossia la So.Ge.Co. S.r.l. e la Sogen S.r.l. con lo scopo di portare a termine i lavori.

La tecnica utilizzata per la realizzazione di quest'opera è quella del "top-down" (dall'alto verso il basso) che prevede sostanzialmente la costruzione prima del piano di parcheggio -1 (ossia quello situato a profondità minore) fino ad arrivare al -4 (ossia quello collocato a profondità maggiore). Tale procedura si articola nelle seguenti fasi:

- realizzazione dei 176 setti di diaframma strutturali lungo tutto il perimetro del parcheggio allo scopo di sostenere i successivi scavi;
- costruzione dei 120 pali trivellati provvisori all'interno dell'area con lo scopo di sostenere il parcheggio;
- realizzazione del solaio situato a piano campagna (parcheggio fuori-terra momentaneo);
- scavo e realizzazione del solaio corrispondente al piano -1;
- scavo e realizzazione del solaio corrispondente al piano -2;
- scavo e realizzazione del solaio corrispondente al piano -3;
- scavo e realizzazione delle fondazioni corrispondenti al piano -4.

Tale metodo, scelto in un secondo momento, rappresenta la migliorata tecnica dell'impresa e prevede numerosi vantaggi tra cui:

- la possibilità di poter iniziare ad usufruire di alcune parti dell'opera anche a lavori non completamente terminati, infatti ad esempio mentre si scava per la realizzazione del solaio relativo al piano -1 si può già iniziare ad utilizzare il parcheggio situato a piano-terra, mentre si scava per la realizzazione del solaio relativo al piano -2 si può già iniziare ad utilizzare il parcheggio relativo al piano -1, e così via;
- una maggiore sicurezza dei lavoratori che non sono soggetti ad eventuali sgrottamenti di forte entità, poiché i solai intermedi fungono da elementi di rinforzo;
- forte riduzione della formazione di polveri, rumore e disagi nell'ambiente urbano circostante, poiché le lavorazioni avvengono nei piani interrati e non c'è bisogno di realizzare uno scavo di sbancamento a cielo aperto;
- l'area di cantiere si trova totalmente circoscritta all'interno del perimetro del parcheggio (poiché le lavorazioni avvengono nel sottosuolo) e dunque non è necessario invadere gli spazi adiacenti.

La tecnica del "top down" sarebbe praticamente l'opposto della tecnica denominata "bottom-up", che tra l'altro era quella presentata a base gara per questo progetto, che prevede la costruzione del parcheggio nel più comune modo di pensiero realizzando uno scavo di sbancamento a cielo aperto

di grandi dimensioni e costruendo i piani di parcheggio da quello più profondo, ossia il -4, fino ad arrivare a quello più superficiale, ossia il -1. A scopo illustrativo, poiché non di grande interesse per il nostro cantiere in esame, tale tecnica si articola nelle seguenti fasi:

- realizzazione dei 176 setti di diaframma strutturali lungo tutto il perimetro del parcheggio allo scopo di sostenere il grande scavo di sbancamento a cielo aperto;
- scavo di sbancamento a cielo aperto in tutta l'area in cui si estenderà il parcheggio;
- realizzazione delle fondazioni corrispondenti al piano -4;
- realizzazione dei pali/pilastri e del solaio corrispondente al piano -3;
- realizzazione dei pali/pilastri e del solaio corrispondente al piano -2;
- realizzazione dei pali/pilastri e del solaio corrispondente al piano -1;
- realizzazione dei pali/pilastri e del solaio corrispondente al piano-terra.

Per quanto riguarda il materiale del sottosuolo, ottenuto dallo scavo, esso risulta essere molto buono dal punto di vista geotecnico. Dall'altro conto l'unico aspetto negativo risulta essere nella parte di scavo perché chiaramente essendo un materiale molto resistente si fa fatica, i tempi di lavorazione aumentano e anche il consumo degli utensili provoca un aumento nei costi. È importante sottolineare che i diaframmi progettati dalla Icon Ingegneria S.r.l. sono stati rivisti e ricalcolati proprio in funzione delle caratteristiche del sottosuolo.

Il volume totale dello scavo è pari a circa 108.000 m³; infatti, le dimensioni dello stesso sono 180 metri di lunghezza, 40 metri di larghezza e 15 metri di profondità. La fase di scavo chiaramente partirà solo dopo aver consolidato tutto il perimetro con i 176 diaframmi strutturali.

Un aspetto importante da considerare riguarda lo smarino del cantiere; infatti, la quantità di materiale da asportare è molto notevole (circa 108.000 m³) e ha richiesto una particolare attenzione nella fase di progettazione. Il materiale estratto, essendo di buona qualità, è stato classificato come "terre e rocce da scavo riqualificabili come sottoprodotto".

3.2 Inquadramento geografico e morfologico

Il cantiere preso in esame si trova in Italia, nella Regione Piemonte e nello specifico nella Città Metropolitana di Torino (TO); in Figura 3.1 è riportato l'inquadramento territoriale a grande scala della Regione Piemonte. L'area oggetto di interesse è situata presso la Cittadella del Politecnico di Torino (Figura 3.2) e in particolare confina ad Ovest con le aule M ed N del Politecnico di Torino, a Nord con l'I3P S.c.p.a., a Est con la PUNCH Torino S.p.A. e a Sud con la centrale termica "Politecnico" di Integrazione e Riserva dell'IREN; le coordinate geografiche centrali del cantiere risultano essere 45°03'51"N di Latitudine e 7°39'24"E di Longitudine e si trova ad una altitudine di 247 metri s.l.m. L'intera area di cantiere si estende per una superficie pari a 12.040 m² e possiede un perimetro pari a circa 500 m. Invece, l'area relativa al solo parcheggio che verrà costruito, per intenderci delimitato dai diaframmi strutturali, risulta essere pari a 6.687 m² con un perimetro di circa 440 m (Figura 3.3); essa ospitava anche in precedenza un parcheggio ad uso esclusivo dei dipendenti dell'Ateneo. Il cantiere, come tutta la Città di Torino, si trova in zona 3 (sismicità bassa) per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio.

Per quanto riguarda l'inquadramento morfologico l'area presa in esame, da come è possibile immaginare, si trova in pianura ed è caratterizzata da un contesto fortemente urbanizzato poiché si trova al centro della Città di Torino.



Figura 3.1: inquadramento territoriale a grande scala. Immagine Google Maps

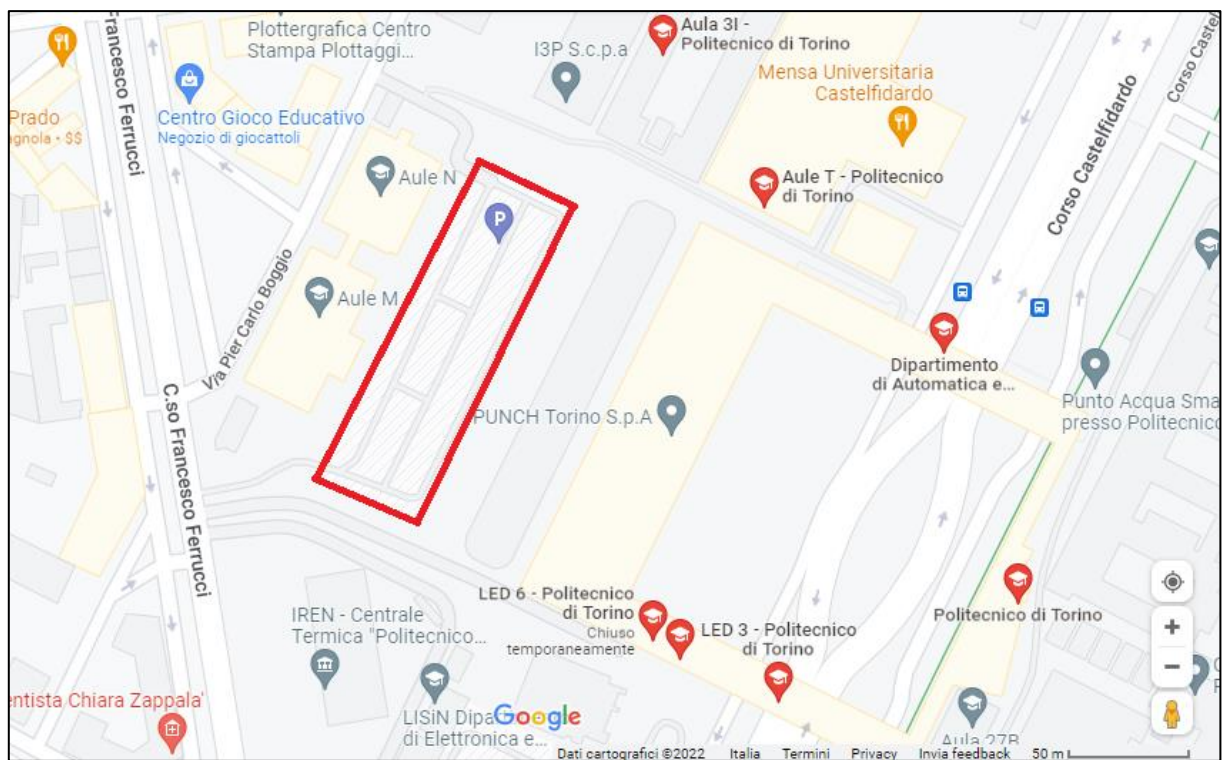


Figura 3.2: inquadramento territoriale a piccola scala (nel rettangolo rosso è indicata l'area di parcheggio).
Immagine Google Maps

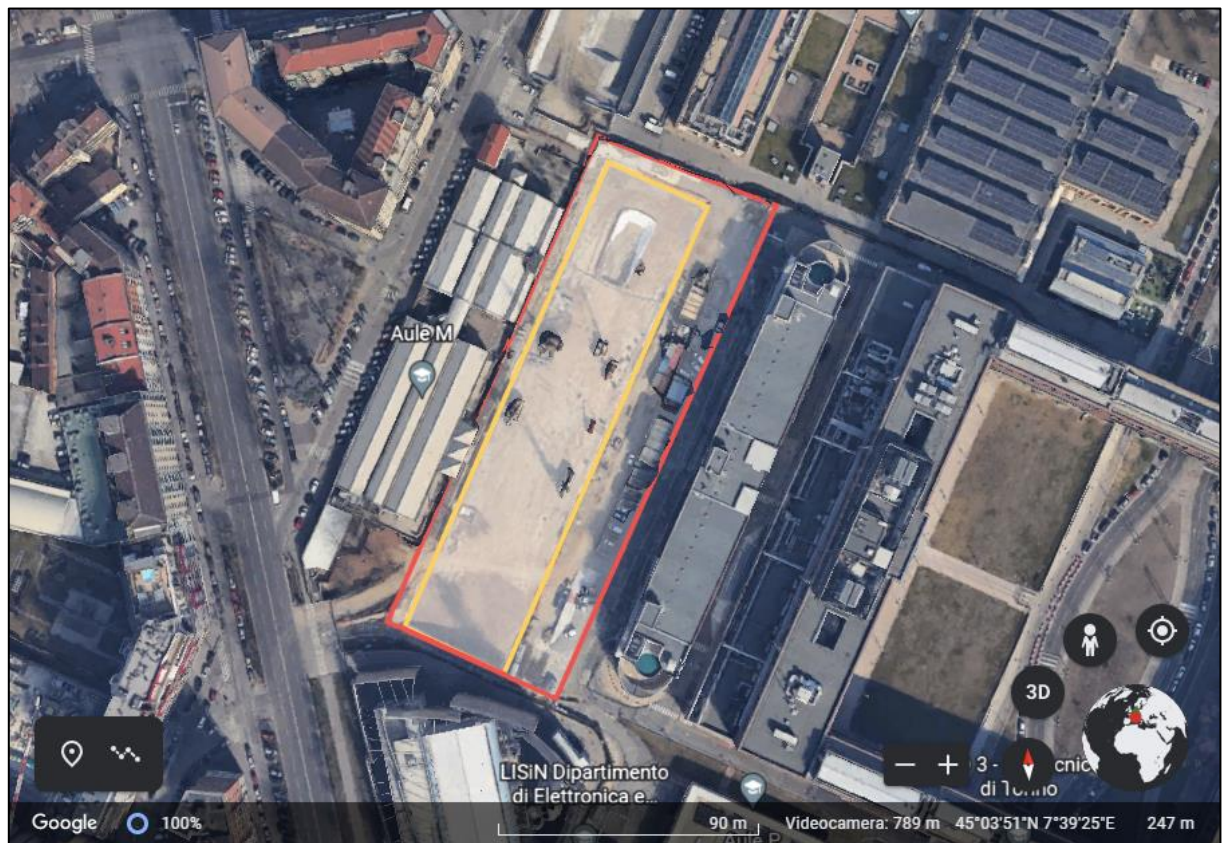


Figura 3.3: in rosso la delimitazione dell'intero cantiere mentre in giallo del solo parcheggio (diaframmi strutturali). Immagine Google Earth

3.3 Inquadramento geologico e idrogeologico

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico, da come possiamo osservare dalla carta geologica reperita attraverso il Geoportale di ARPA Piemonte (Figura 3.4), il cantiere in esame si trova collocato in depositi fluviali o fluvioglaciali (interpretazione genetica dell'unità), appartenenti al dominio del bacino padano occidentale; l'età dell'unità stratigrafica appartiene al Pleistocene medio-superiore.

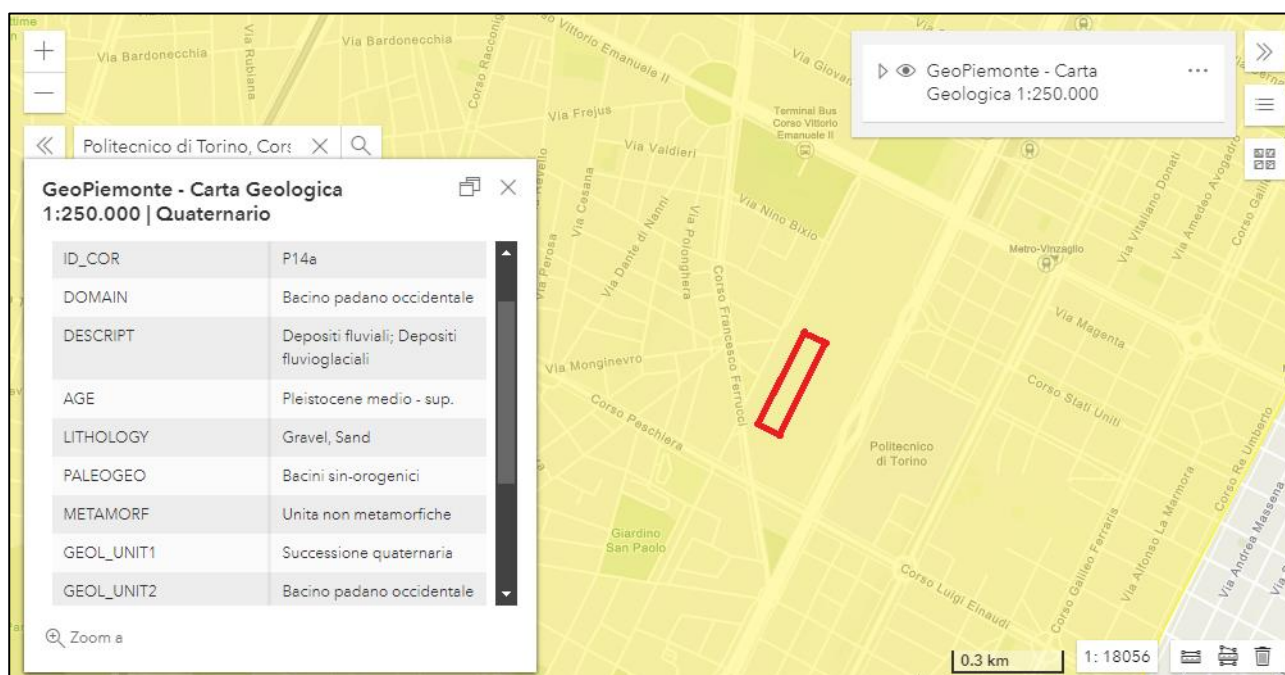


Figura 3.4: carta geologica reperita dal Geoportale dell'Arpa Piemonte

La litologia risulta essere caratterizzata da ghiaia e sabbia con unità litotecniche appartenenti a depositi alluvionali nelle aree di pianura e fondovalle (Figura 3.5).

Per quanto riguarda invece il livello piezometrico, da come possiamo vedere dalla carta della piezometria consultabile sempre sul Geoportale dell'ARPA Piemonte, esso risulta essere nella nostra area di interesse pari a circa 225 m s.l.m. (Figura 3.6); considerando che il cantiere si trova ad un'altitudine di 247 m s.l.m. la soggiacenza, dunque, sarà pari a circa 22 metri. Questo vuol dire, come vedremo, che la falda idrica non influenzerà in alcun modo la nostra opera in oggetto poiché i diaframmi avranno una profondità massima di 15 metri.

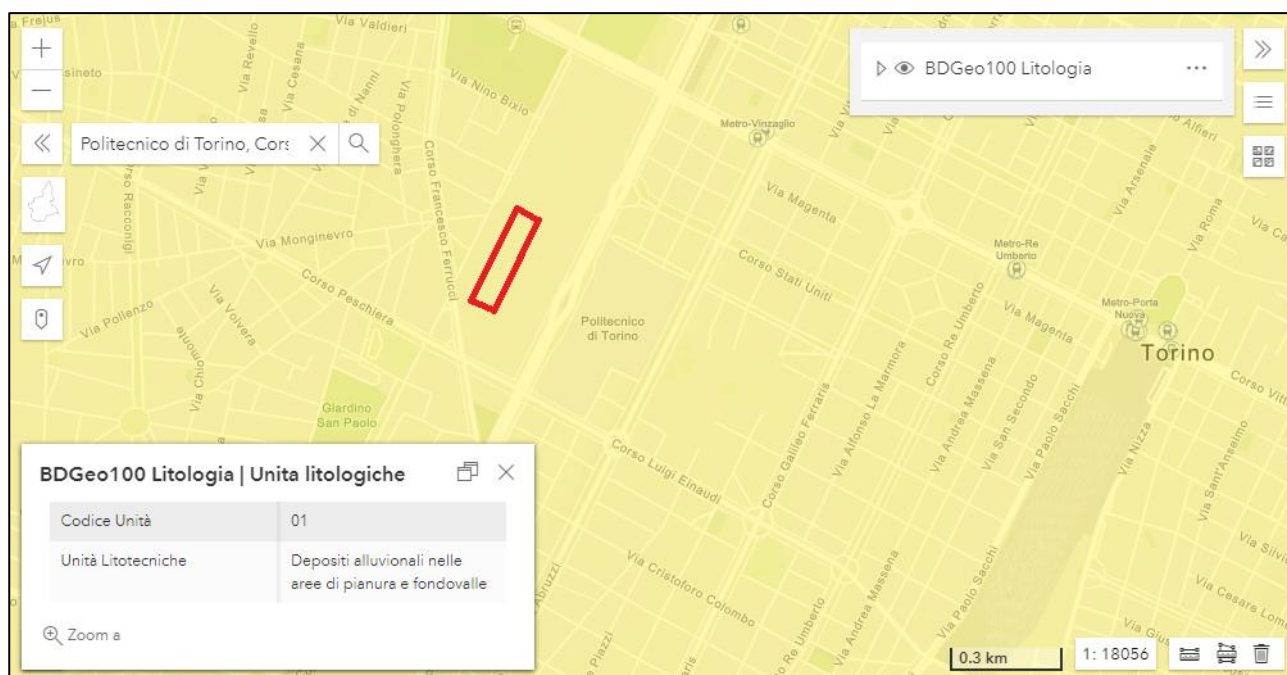


Figura 3.5: carta litologica reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte

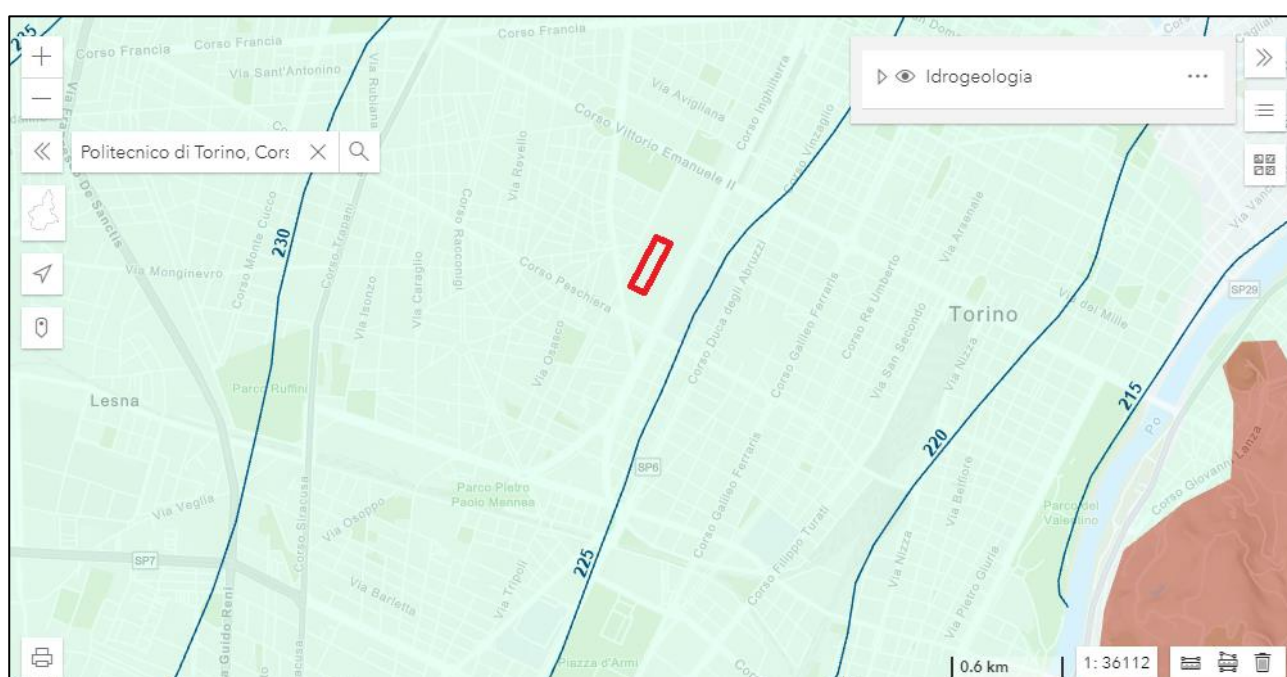


Figura 3.6: carta della Piezometria reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte

3.4 Inquadramento geotecnico

In Figura 3.7 possiamo osservare la banca dati geotecnica del territorio, consultabile sempre sul Geoportale dell'ARPA Piemonte, dove i cerchi blu rappresentano i "campioni" mentre i quadrati e i triangoli le "perforazioni". Da come si può visualizzare non sono stati effettuati sondaggi nel territorio di nostro interesse ma solo in prossimità; tuttavia, i dati trovati nelle vicinanze non dovrebbero riscontrare delle grandi differenze visto appunto la prossimità del sottosuolo. Tuttavia, sono state effettuate a dicembre del 2019 delle campagne di indagini specifiche per il progetto in questione e delle successive indagini integrative nel febbraio-marzo 2022. In questo progetto di tesi riportiamo i risultati di quest'ultime indagini che hanno permesso così di approfondire meglio la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia del sottosuolo; in particolare sono stati effettuati sette diversi sondaggi geognostici dove in Figura 3.8 possiamo vedere la loro disposizione nel territorio; tale indagine è stata effettuata anche viste le difficoltà che sono state riscontrate nella realizzazione dei diaframmi dovute alla presenza di strati molto resistenti. In maniera semplificata, dai seguenti rilevamenti emerge che in tutti i sondaggi eseguiti risulta la presenza di:

- terreni di riporto sabbioso-limosi, nei primi 1,5 metri circa di profondità;
- ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa e ciottoli, di colore grigio-nocciola (allo stato sciolto o al più caratterizzato da debole cementazione), da circa 1,5 metri fino a circa 12-13 metri circa di profondità;
- ghiaia da eterometrica a medio-grossolana con sabbia debolmente limosa, con presenza di ciottoli (diametro massimo 12-13 cm), molto addensata con presenza di numerosi clasti con evidenti tracce di cementazione sottoforma di crosta nocciola-grigiastra, da circa 12-13 metri fino a circa 18 metri (Figura 3.9);
- ghiaia da eterometrica a mediogrossolana in matrice sabbioso-debolmente limosa con ciottoli, intensamente cementata con passate da decimetriche a pluridecimetriche lapidee sotto forma di puddinga (Figura 3.10), da circa 18 metri fino a 22 metri (profondità fondo foro).

Dalla Figura 3.8 è possibile notare come alcuni sondaggi sono stati effettuati a coppie, in particolare S1-S7, S2-S6 e S3-S5; il motivo è perché sono state svolte anche delle prove sismiche (cross-hole) con lo scopo di rilevare i profili di propagazione delle velocità delle onde P ed S nel sottosuolo per approfondire meglio le caratteristiche geotecniche del terreno.

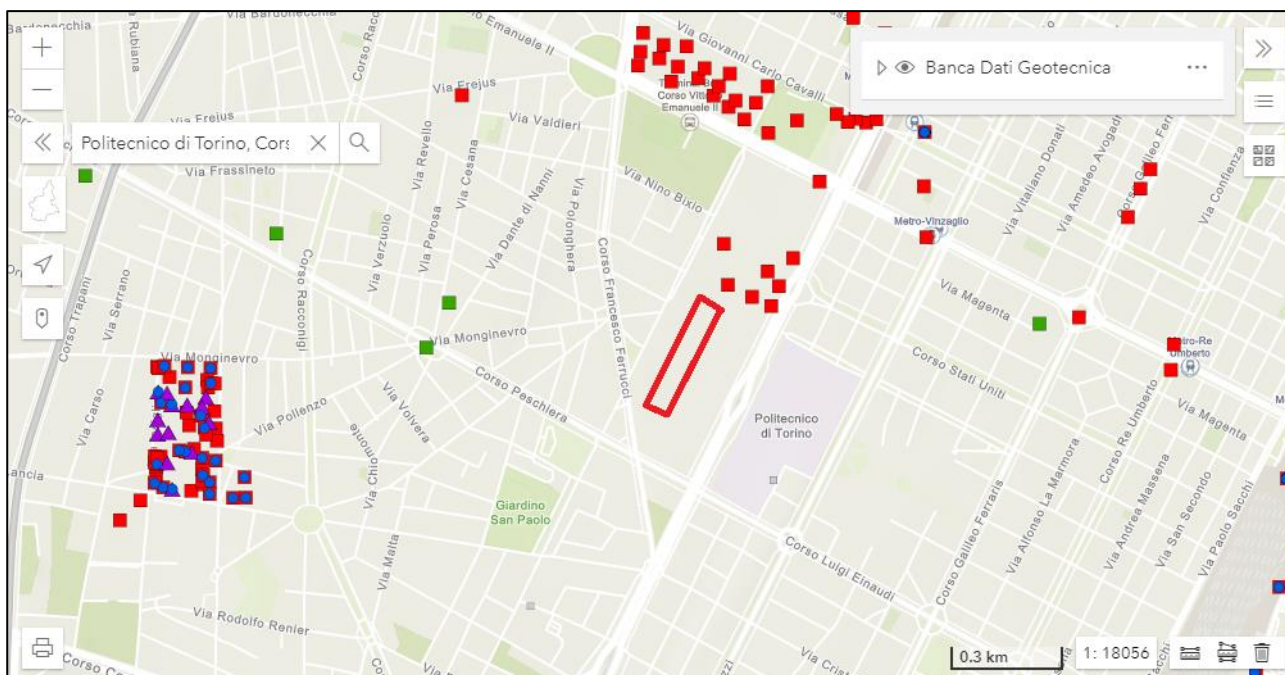


Figura 3.7: banca dati geotecnica reperita dal Geoportale dell'ARPA Piemonte



Figura 3.8: disposizione dei sette sondaggi geognostici effettuati a febbraio-marzo 2022



Figura 3.9: tratti tra 12-18 metri dei sondaggi S2 (a sinistra) ed S3 (a destra) dove nei riquadri rossi si possono notare tracce di cementazione



Figura 3.10: tratti tra 18-22 metri dei sondaggi S1 (a sinistra) ed S2 (a destra) dove nei riquadri rossi si possono notare livelli ad elevata cementazione (puddinghe)

3.4.1 Unità geotecniche

Dalla combinazione delle indagini geognostiche e delle prove geofisiche di cross-hole (dove nel seguente lavoro di tesi non sono riportati i risultati) è stato possibile definire le varie unità geotecniche del sottosuolo del nostro territorio in esame:

- Unità Geotecnica 1 (UG1): rappresentata da terreni di riporto sabbioso-limosi. Si estende fino ad una profondità variabile di circa 3-4 metri;
- Unità Geotecnica 2 (UG2): costituita da ghiaie eterometriche con sabbia debolmente limosa e ciottoli, da addensata a molto addensata, da sciolta a debolmente cementata. Si estende dai 3-4 metri fino a circa 13 metri di profondità;
- Unità Geotecnica 3 (UG3): costituita da ghiaie eterometriche con sabbia debolmente limosa e ciottoli, da addensata a molto addensata, da debolmente a mediamente cementata. Si estende da circa 13 metri fino a circa 17-18 metri di profondità;
- Unità Geotecnica 4 (UG4): costituita da ghiaie eterometriche a medio-grossolane in matrice sabbioso-debolmente limosa con ciottoli, intensamente cementata con passate da decimetriche a pluridecimetriche lapidee sotto forma di puddinga. Si estende da circa 17-18 metri fino a circa 22 metri (profondità investigata).

In Figura 3.11 è possibile visionare la tabella in cui sono state riportate le varie unità geotecniche seguite dai valori caratteristici dei principali parametri geotecnici, ossia i valori di peso di volume γ (kN/m³), coesione efficace c' (kPa), angolo di attrito efficace ϕ' (°) e modulo elastico E (MPa). I primi tre valori risultano essere molto importanti per l'elaborazione di questa tesi perché sono stati utilizzati successivamente per l'analisi della stabilità dei diaframmi strutturali attraverso l'uso del software Slide della RocScience.

U.G.	Potenza strato [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]
UG 1 - Riporti sabbioso/limoso	da 0 a 3.0÷4.0	18	0	29	30
UG 2 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da sciolte a debolmente cementate	da 3-4m fino a 13 m ca.	19	0	37	80
UG 3 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da debolmente a mediamente cementate	da 13m fino a 17-18 m ca.	19	20	37	290
UG 4 - Ghiaie e sabbie con ciottoli intensamente cementate e puddinghe	da 17-18 m a 22* m ca	19	50	37	430

Figura 3.11: identificazione delle unità geotecniche nel territorio in esame

Infine, per quanto riguarda le “puddinghe”, molto importanti in questo cantiere perché come vedremo nel prossimo capitolo la loro presenza ha portato alla modifica del progetto, si tratta in genere di lenti o livelli di materiale cementato di spessore da decimetrico a metrico o plurimetrico ed estensione plurimetrica. In generale esse sono diffuse nel sottosuolo metropolitano di Torino in

modo non regolare e oltre nell'area della Cittadella Politecnica sono state trovate verso la parte Sud della città. Dal punto di vista litologico sono classificabili come rocce sedimentarie:

- "Arenarie litiche, localmente conglomeratiche" con cemento calcitico e composizione eterogenea (rocce metamorfiche, feldspato, quarzo) e buon arrotondamento dei ciottoli con UCS < 1MPa;
- "Conglomerato grossolano, arenaceo", con clasti di rocce metamorfiche, cemento calcitico con UCS da circa 2-3 MPa sino a circa 10 MPa;
- "Conglomerato medio, arenaceo" con ciottoli arrotondati a debole grado di cementazione calcitica con UCS circa 2-3 MPa.

A scopo esemplificativo, in Figura 3.12 è possibile vedere una grande porzione di terreno cementato estratto nel corso degli scavi per la realizzazione dei primi diaframmi strutturali (fonte immagine: La Cittadella S.c.a.r.l., AK Ingegneria Geotecnica S.r.l. - Relazione di aggiornamento del modello geotecnico a seguito della campagna indagini 2022), mentre in Figura 3.13 si può visionare un dettaglio appunto di queste puddinghe prelevate nel cantiere in esame.

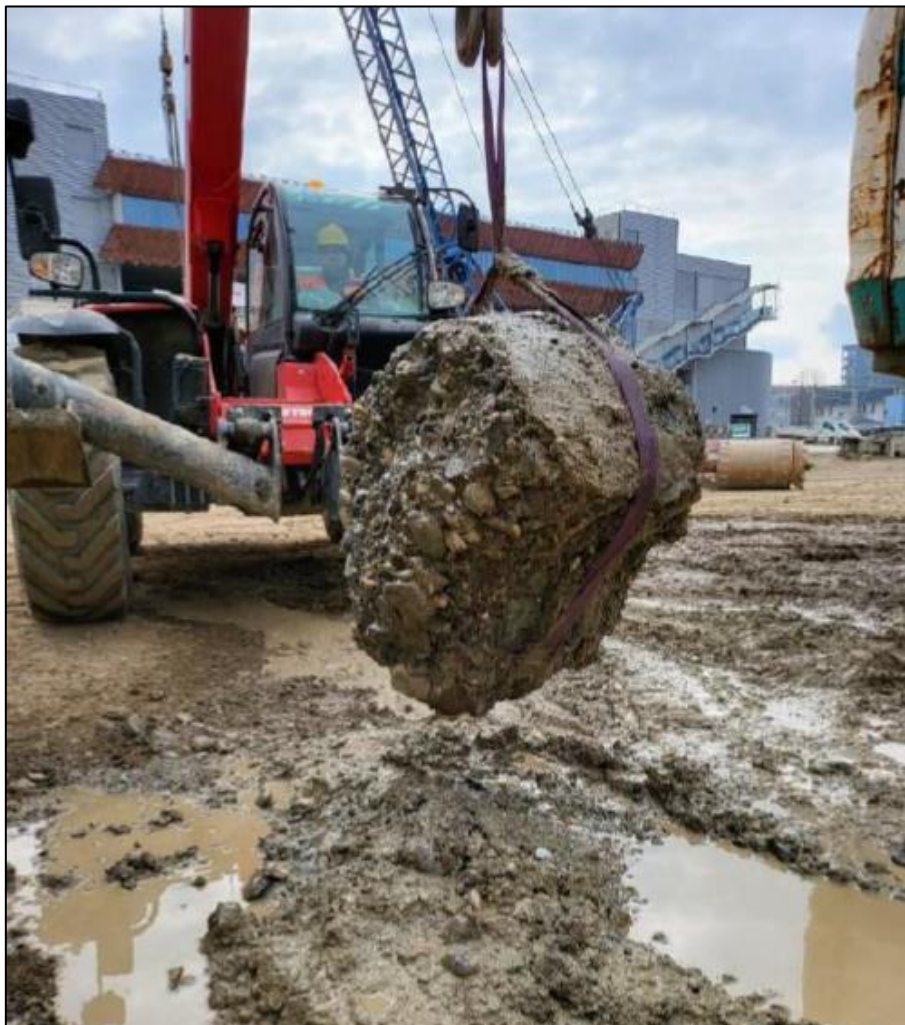


Figura 3.12: grande blocco di puddinghe prelevato nel cantiere in esame



Figura 3.13: dettaglio di porzioni di puddinghe prelevati dal cantiere in esame

4. Sequenza progetti dei diaframmi strutturali

È importante precisare che un cantiere è un ambiente dinamico che quasi sempre porta a variazioni dell'assetto progettuale. Infatti, durante il suo corso possono verificarsi eventi, imprevisti e/o interferenze che possono andare a cambiare le varie scelte stabilite in fase di programmazione. Ad esempio, nel cantiere in esame si sono verificate diverse modifiche sul progetto. Inizialmente, nel progetto esecutivo, era previsto di realizzare dei diaframmi strutturali larghi 80 centimetri e profondi 17 metri con l'inserimento di tre ordini di tiranti. Poi l'impresa ha espresso la sua miglior tecnica e si è passati ad una configurazione senza tiranti andando però a scavare più in profondità, ossia a 19 metri, ed aumentando la larghezza fino a 1 metro. Viste tuttavia le difficoltà riscontrate con lo strato di terreno ad alta cementazione si è deciso di passare ad un'altra ed ultima configurazione che prevede nuovamente l'inserimento di tre ordini di tiranti andando però a scavare ad una profondità minore, ossia pari a 15 metri, e con una larghezza sempre uguale ad 1 metro. Tale ultimo cambiamento, a differenza del primo, testimonia il fatto che durante l'avanzamento del cantiere le varie soluzioni progettuali possono cambiare, adattandosi alle varie situazioni che si riscontrano sul campo (non esiste una regola fissa); infatti, in questo caso lo strato di terreno incontrato a circa 12-13 metri di profondità è risultato essere troppo resistente e questo rallentava in maniera importante lo scavo.

Inoltre, bisogna precisare che lungo il lato dove è presente la centrale termica "Politecnico" di Integrazione e Riserva dell'IREN si andranno ad inserire solo due tiranti e non tre perché purtroppo è presente un'interferenza con i micropali delle fondazioni delle vele dell'IREN. Per sopperire al primo ordine di tiranti in quella zona si andranno a costruire delle solette a contrasto.

I tre ordini di tiranti verranno inseriti ad una profondità di 4, 8 e 12 metri. Per quanto riguarda invece la configurazione a due ordini di tiranti, utilizzata solo nel lato relativo all'IREN, verranno inseriti a 10,5 e 12 metri di profondità.

In Figura 4.1 è possibile vedere gli alloggiamenti previsti per i tiranti nella gabbia metallica dei diaframmi strutturali.

Inoltre, bisogna specificare che per far conto alla difficoltà relativa allo strato ad alta cementazione incontrato a circa 12-13 metri di profondità si è provveduto a prendere una benna più pesante da 24 tonnellate insieme ad un caier cingolato prima della Bauer e poi della Casagrande; infatti, inizialmente si utilizzava una benna mordente molto più leggera da 7 tonnellate con un caier cingolato della Casagrande. Tali aspetti relativi alle macchine utilizzate verranno comunque trattate nello specifico all'interno del [capitolo 8](#).

È molto importante precisare che comunque si era a conoscenza di questi strati molto resistenti perché, come è stato detto precedentemente nel capitolo relativo all'inquadramento geotecnico, sono stati effettuati diversi sondaggi geognostici che hanno effettivamente riportato questi dati; il problema è che lo strato di puddinga era davvero molto più resistente di quello che si immaginava e si faceva molta fatica a scavarlo. Inoltre, bisogna anche affermare che tale strato di terreno ad alta cementazione non si trovava ad una profondità di 12-13 metri in tutti i setti; infatti, la sua localizzazione variava. Ad esempio, quando si scavava ancora seguendo la seconda configurazione, ossia fino a 19 metri, in alcune zone tale strato è stato trovato ad una profondità di 16-17 metri oppure è capitato anche che magari in un setto si andava abbastanza tranquilli e invece magari in quello a fianco si riscontravano grossi problemi relativi a questi strati ad alta cementazione. Dunque,

in conclusione lo strato di puddinga si trovava a profondità molto diverse (variava molto) e il valore di 12-13 metri è solo un valore in media che corrisponde alla maggior parte dei casi. Nella realtà questo è valso anche per quanto riguarda lo strato di sabbia in superficie (i riporti sabbiosi-limosi) dove la sua profondità massima variava anch'essa di molto; ma questo dato, a differenza del precedente, chiaramente non ha assolutamente influenzato l'andamento dei lavori.

In conclusione, si riportano i due schemi progettuali relativi alle sezioni dei diaframmi strutturali con tre e due ordini di tiranti (rispettivamente Figura 4.2 e Figura 4.3).



Figura 4.1: alloggiamenti tiranti nella gabbia metallica

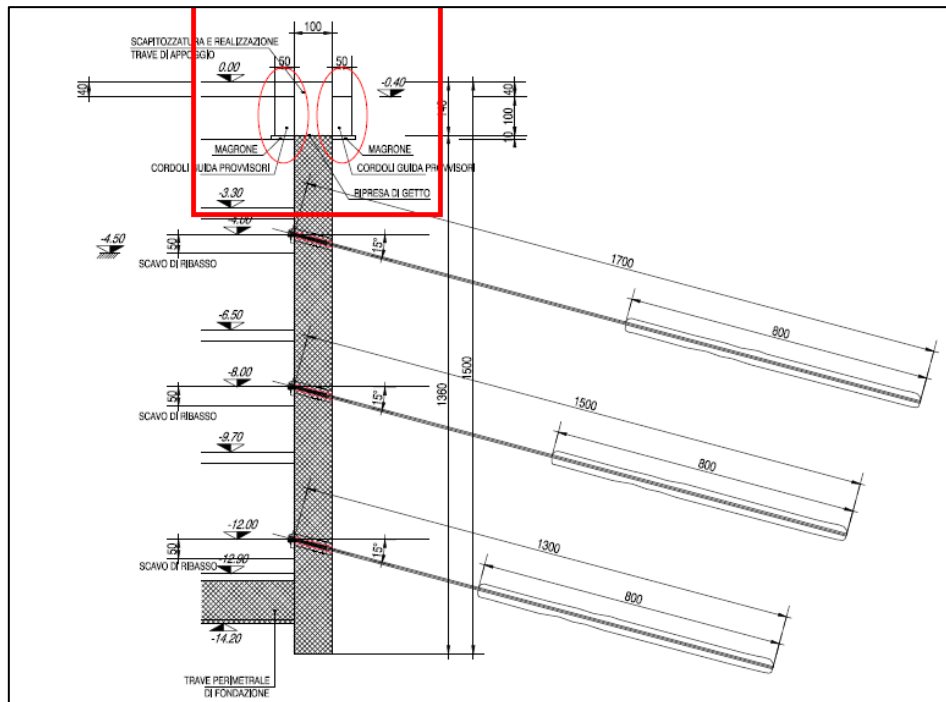


Figura 4.2: sezione tipo trasversale della paratia con tre tiranti (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)

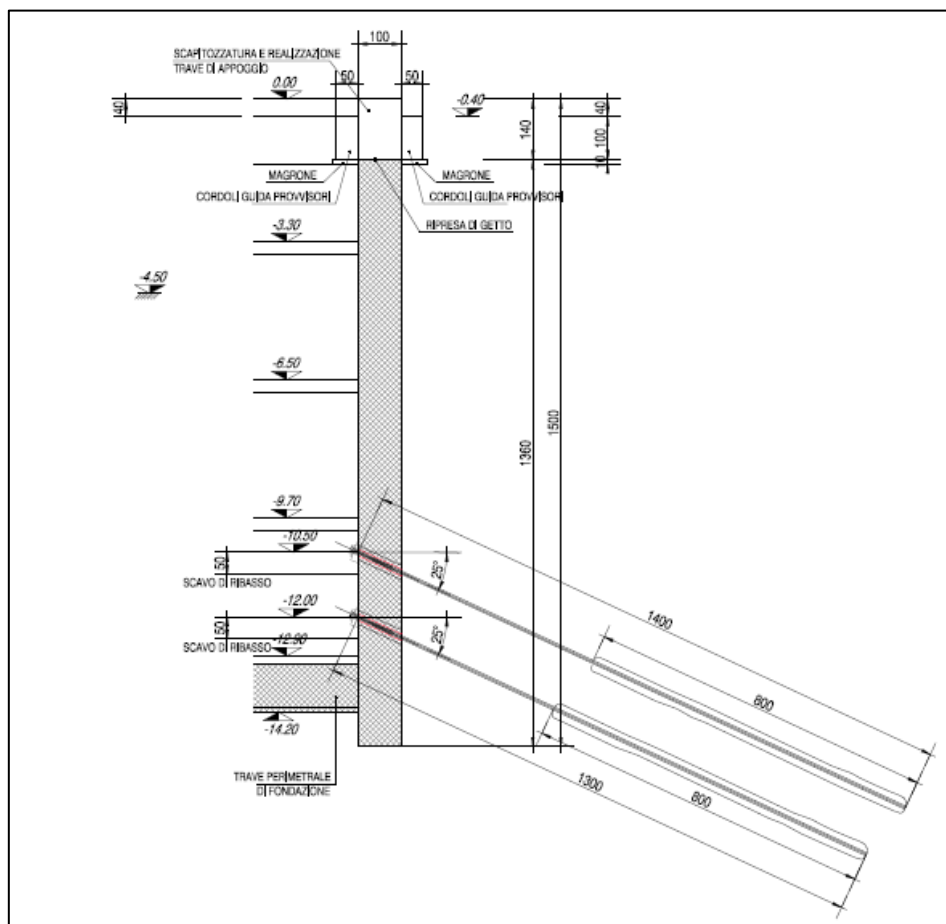


Figura 4.3: sezione tipo trasversale della paratia con due tiranti (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)

5. Cantierizzazione e sicurezza (vincoli)

Lo studio della cantierizzazione è fondamentale per la buona realizzazione di un'opera e in alcuni casi può essere importante quanto il progetto stesso. Il cantiere deve permettere il regolare e corretto svolgimento dei lavori in sicurezza. In questo capitolo vedremo, in maniera generale, come esso è stato pianificato tenendo in considerazione che un cantiere dipende da quattro fattori rilevanti ossia:

- funzionalità;
- sicurezza;
- durabilità;
- economia.

Inoltre, è importante sottolineare come la cantierizzazione sia figlia della disposizione di sicurezza oltre che da un accurato studio svolto precedentemente dalla Icon Ingegneria S.r.l.; ad esempio per quanto riguarda il traffico sono state proposte al Comune di Torino le fasce orarie migliori in cui le betoniere possono uscire ed entrare dal cantiere.

La tecnica del top-down, vista precedentemente nel [paragrafo 3.1](#), ha portato a diversi vantaggi nella fase di cantierizzazione; tra questi risulta la possibilità di poter iniziare ad usufruire dell'opera anche se in lavori non sono completamente terminati. Infatti, si potrebbe iniziare ad utilizzare una parte del parcheggio a piano-terra durante la lavorazione dei piani sottostanti, e tale sarebbe una buona cosa per gli utenti del Politecnico che appunto potrebbero già cominciare a beneficiarne.

Questo ha portato a definire due fasi diverse della cantierizzazione: fase A e fase B. Nella fase A il cantiere occupa tutto lo spazio e in tale periodo iniziale non è possibile usufruire del parcheggio; in questo momento si svolgono tutte le macro-fasi relative alla realizzazione dei cordoli guida, dei diaframmi strutturali, dei pali trivellati provvisori e infine del solaio situato a piano campagna (parcheggio momentaneo fuori-terra). Terminato ciò, incomincerà la seconda fase di cantierizzazione (fase B) corrispondente all'inizio dei lavori nel sottosuolo e in particolare allo scavo e realizzazione del solaio corrispondente al piano -1.

Nel seguito si andrà ad esaminare nello specifico le due diverse macro-fasi. Per quanto riguarda la fase A essa si articolerà nei seguenti punti:

1. spostamento e sistemazione rete sottoservizi;
2. allestimento cantiere (recinzioni e baraccamenti);
3. realizzazione dei setti di diaframmi strutturali;
4. realizzazione dei pali trivellati provvisori;
5. costruzione del solaio a piano-terra e delle rampe di accesso ai piani sottostanti;
6. realizzazione vasca antincendio e locali tecnici;
7. ultimazione allestimento parcheggio temporaneo (circa 120 posti auto).

Per quanto riguarda invece la fase B essa sarà composta dalle seguenti parti:

1. scavo e realizzazione del solaio -1 (questo avverrà in contemporanea con la sottofase 7 della fase A);
2. sistemazione dei pali trivellati provvisori del piano -1;
3. realizzazione opere impiantistiche nel solaio -1;
4. realizzazione delle rifiniture edili al piano -1 (queste prime 4 sottofasi verranno ripetute anche per i piani -2, -3 e -4);
5. realizzazione delle fondazioni;
6. sistemazione dell'area in superficie e smobilizzo del cantiere.

Per quanto riguarda la viabilità esterna, gli approvvigionamenti di materiali ed elementi costruttivi (dove i tempi sono indicati nel cronoprogramma dei lavori) dovranno avvenire in determinate fasce orarie del giorno in modo da creare meno disturbo possibile agli utenti del Politecnico e ai residenti nelle zone limitrofe al cantiere e in particolare negli orari di minor traffico; inoltre, a tal scopo gli approvvigionamenti potranno compiersi anche in giorni festivi o in orari/giorni di inattività dell'Ateneo.

Per quanto riguarda invece la viabilità veicolare interna, si è deciso di collocare le aree di stoccaggio dei materiali in vicinanza alle piste di accesso in modo da ridurre al minimo i trasporti all'interno del cantiere che possono essere causa di interferenze con altri mezzi e/o lavorazioni; in questo modo i tempi di manovra saranno diminuiti e le fasi di carico e scarico velocizzate.

Per quanto riguarda la logistica ma anche tutte le altre procedure di cantiere, esse sono state organizzate seguendo tutte le norme anticovid-19 in vigore per i cantieri edili; a tal scopo, in particolare i baraccamenti si sviluppano su due piani e questo è stato reso necessario perché altrimenti le varie stanze avrebbero occupato tanto spazio.

L'accesso al cantiere, sia veicolare che pedonale, avviene da tre posti diversi: Via Boggio, Corso Ferrucci e Corso Castelfidardo. L'accesso di Via Boggio è situato in prossimità dell'entrata delle aule N ed M del Politecnico (Figura 5.1), quello in Corso Ferrucci accanto al cogeneratore dell'IREN e infine quello in Corso Castelfidardo avviene sul lato sinistro del PUNCH. Quest'ultimo in realtà non è stato disponibile per un po' di tempo poiché era presente il cantiere relativo alla separazione del parcheggio di PUNCH ma a fine settembre del 2021 è stato smantellato e adesso l'accesso è usufruibile in maniera continuativa. Tutti e tre gli accessi hanno la funzione sia di ingresso che di uscita; ciò porta alla conclusione che nel cantiere in esame non è previsto il senso unico di circolazione ma il doppio senso. Questo in generale non va tanto a favore di sicurezza (è sempre preferibile il senso unico), ma in questo cantiere non rappresenta una criticità poiché esso è di grande dimensione e inoltre la circolazione dei mezzi sulle strade/piste (Figura 5.1) avviene con un'attenta pianificazione che non porta ad interferenze con i diversi mezzi. È importante sottolineare che la viabilità pedonale e quella veicolare risultano separate da una recinzione in modo da incrementare la sicurezza (esse coincidono); infatti, ciò viene fatto per evitare eventuali collisioni dei mezzi di trasporto con le persone a terra. Inoltre, anche gli accessi pedonali e veicolari risultano separati, da come è possibile vedere in Figura 5.2 per esempio per quanto riguarda l'entrata in Via Boggio. Oltre a ciò, sono presenti dei movieri allo scopo di gestire il possibile traffico che può

verificarsi in determinati momenti quando ad esempio più mezzi, in entrata e uscita, circolano all'interno dell'area. Inoltre, l'accesso al cantiere (sia quello pedonale che quello veicolare) sarà continuamente presidiato allo scopo di evitare che persone esterne non autorizzate possano entrare all'interno del perimetro ed essere così soggetti ad eventuali pericoli.



Figura 5.1: viabilità interna al cantiere



Figura 5.2: accesso al cantiere dal lato di Via Boggio

Il cantiere ovviamente è stato circondato e delimitato da recinzioni lungo tutto il suo perimetro ed esse possiedono determinate caratteristiche, in particolare di antirumore e antipolvere (Figura 5.3). Questo è stato reso necessario poiché ricordiamo che tale cantiere si colloca in un ambiente fortemente urbanizzato e specificatamente nei pressi di un'università dove la riduzione di rumore e polvere non può essere trascurata. Per quanto riguarda il rumore esso potrà essere ridotto anche tramite l'uso di macchine e mezzi a bassa emissione sonora e invece per quanto riguarda la polvere essa potrà essere diminuita anche attraverso l'ausilio di compartimentazioni temporanee in teli di polietilene.

Per garantire una maggiore produttività e sicurezza e al contempo diminuire le interferenze, all'interno di codesto cantiere si adotterà (soprattutto per la fase B) una suddivisione delle lavorazioni nelle cosiddette "aree operative". Questo vuol dire che l'area verrà proprio divisa in dei sotto-cantieri e le varie maestranze potranno lavorare in contemporanea aumentando così la produttività e senza interferenze (poiché le aree saranno fisicamente delimitate) incrementando così la sicurezza. Verrà dunque effettuata una vera e propria rotazione dei gruppi di maestranze da un'area operativa a quella limitrofa.

Per quanto riguarda la sicurezza e la salute dei lavoratori verranno rispettate tutte le norme regolate dal D.LGS 81/08 e il cantiere dovrà essere dotato dei sistemi di protezione collettiva (DPC); inoltre, i lavoratori dovranno indossare obbligatoriamente i sistemi di protezione individuali (DPI). Come già anticipato in parte, i maggiori rischi sono rappresentati dai crolli (frammenti) che possono verificarsi soprattutto durante la macro-fase B dove sono previsti i lavori in sotterraneo (infatti la legislazione di riferimento da seguire è uguale a quella, ad esempio, dei cantieri di gallerie metropolitane) ma anche da altri rischi come l'esposizione di polveri, vibrazioni e rumori. Sempre per favorire la salute dei lavoratori sono previsti sistemi di monitoraggio per quanto riguarda il clima, l'illuminazione e la qualità dell'aria; per quest'ultimo sarà installato un sistema di ventilazione premente-aspirante con il compito di cambiare l'aria all'interno dei vari comparti nel sottosuolo. Nello specifico tale sistema consiste nell'iniettare aria pulita proveniente dall'esterno e trasportare fuori l'aria satura; il sistema sarà dunque costituito da ventilatori, condotte in PVC, estrattori e sarà installato anche un filtro per il trattamento dell'aria in uscita dal sottosuolo.

Infine, il cantiere sarà dotato di un sistema lava-ruote (Figura 5.4) che permetterà di mantenere pulite le strade all'interno della Cittadella Politecnica e anche quelle al di fuori dell'area in modo da non creare disagi alla viabilità esterna e al traffico urbano.



Figura 5.3: in basso è possibile vedere l'uso di recinzioni con funzione di antirumore e antipolvere

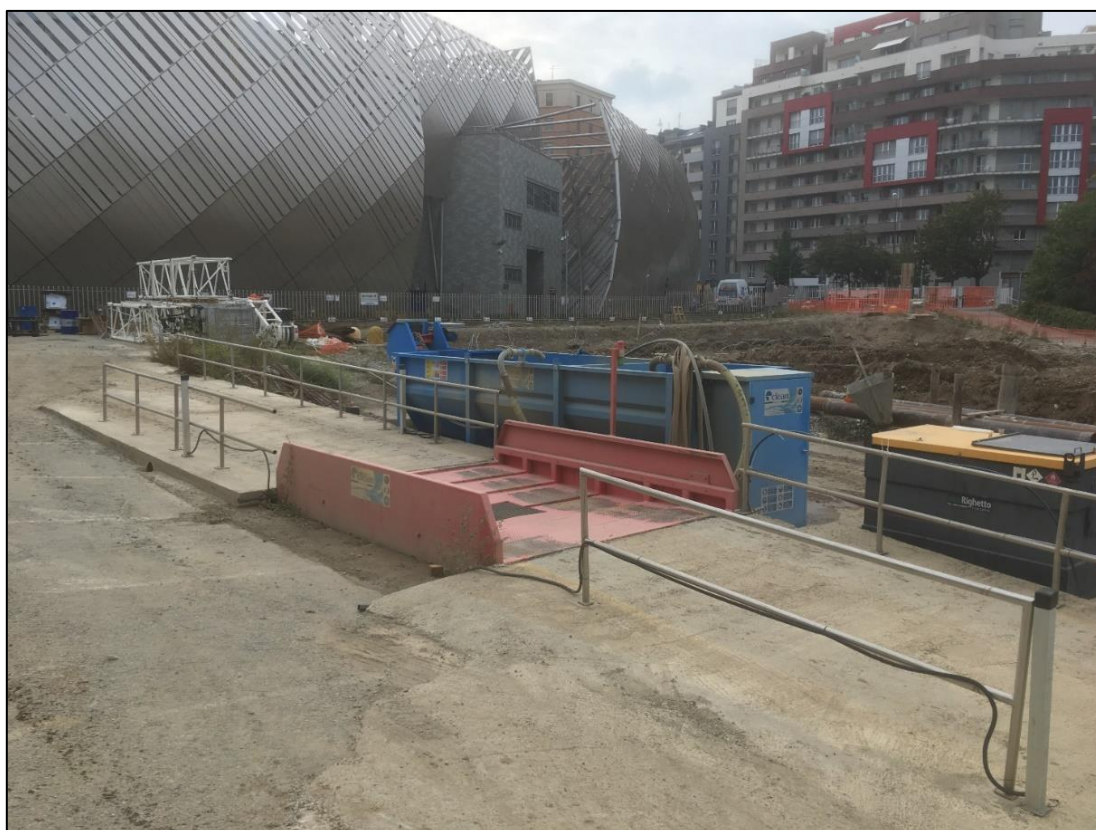


Figura 5.4: sistema lava-ruote all'interno del cantiere

6. Fasi di realizzazione dei diaframmi strutturali

In questo capitolo verrà riportata tutta la sequenza relativa alla costruzione dei diaframmi strutturali che hanno lo scopo, come abbiamo già visto, di sostenere il futuro scavo necessario per la realizzazione del parcheggio interrato.

Come già anticipato si dovranno realizzare 176 setti di diaframmi strutturali lungo un perimetro totale di circa 440 m.

Le fasi principali di realizzazione di un setto di diaframma strutturale sono le seguenti:

1. scavo con iniezione dello slurry;
2. posa della gabbia di armatura;
3. iniezione del calcestruzzo con recupero dello slurry.

Per quanto riguarda la prima fase, ossia quella relativa allo scavo con iniezione dello slurry, essa è stata svolta tramite l'ausilio di benna mordente montata su un caier cingolato, poiché i costi con l'idrofresa erano elevati. In Figura 6.1 è possibile visionare la benna mordente montata sulla Casagrande B300 mentre scava per effettuare il diaframma strutturale mentre in Figura 6.2 è possibile vedere l'iniezione della miscela fango bentonitica nella cavità con lo scopo di sostenere il terreno appena scavato tramite l'impregnation cake ed evitare così sgrottamenti. Per quanto riguarda l'iniezione dei fanghi bentonitici è stato utilizzato un impianto con sistema a circuito chiuso dove lo slurry proveniente dallo scavo veniva ricircolato grazie all'impianto di pulizia delle miscele fango bentonitiche e integrato con della bentonite nuova per sopperire alle perdite; infatti, la miscela fango bentonitica si disperde lungo le fasi di lavorazione in due modalità: un po' si infiltra nel terreno adiacente lo scavo e un altro po' rimane attaccato al terreno scavato che in un secondo momento portano via in discarica autorizzata, infatti durante la decantazione una frazione di bentonite rimarrà comunque impregnata andando persa (tale aspetto verrà trattato più dettagliatamente nel [paragrafo 9.1](#) che riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo e dei fanghi bentonitici). In generale, all'incirca per ciclo si perde un 8-15 % di bentonite però questo risulta essere un dato molto approssimativo perché chiaramente la perdita dipende da vari fattori e in particolare dalla granulometria del terreno; ad esempio, se siamo in presenza di una ghiaia molto porosa è chiaro che per infiltrazione si perderà molta più bentonite rispetto ad un terreno limoso. Dunque, molto semplicemente la fase di circolazione dello slurry avviene nel seguente modo: si preleva dalle vasche la miscela fango bentonitica e la si inietta tramite delle tubazioni nello scavo, poi quando mettono il calcestruzzo (si vedrà nel seguito del capitolo) la si riprende attraverso l'ausilio di una pompa e la mandano ai dissabbiatori che hanno la funzione di separarla dalla sabbia del terreno; dopo aver fatto ciò si prende lo slurry che è stato processato e lo si manda nelle vasche di miscelazione per essere integrato con della bentonite nuova (per rendere omogenea la miscela) e così si ottiene lo slurry ricircolato pronto per essere nuovamente riutilizzato nello scavo. In Figura 6.3 è possibile vedere l'impianto con sistema a circuito chiuso in cui sono presenti le vasche, le tubazioni e il dissabbiatore, mentre in Figura 6.4 si può osservare un dettaglio del contenuto di alcune vasche (miscele fango bentonitiche).



Figura 6.1: operazione di scavo del diaframma strutturale tramite l'ausilio di benna mordente



Figura 6.2: iniezione della miscela fango bentonitica per mantenere la stabilità dello scavo



Figura 6.3: varie vasche contenenti le miscele fango bentonitiche, tubazioni del sistema a circuito chiuso e dissabbiatore (in alto a sinistra)



Figura 6.4: dettaglio del contenuto di alcune vasche

L'operazione di scavo di un determinato setto è avvenuta con una singola passata dall'alto verso il basso, poiché la benna ha una lunghezza pari a 2,5 metri ed una larghezza di 1 metro; dunque, con una passata si riesce a fare proprio un setto (la benna è fatta apposta per fare un setto alla volta). Proprio la grande lunghezza della benna, ossia 2,5 metri, ha portato ad una difficoltà nell'operazione di scavo quando si sono incontrati gli strati di puddinghe poiché con un grande fronte di scavo sono aumentate le resistenze; infatti, ad esempio quando verranno fatti i 120 pali trivellati provvisori, utilizzando una perforatrice a roto-percussione, non ci si aspettano problemi per quanto riguarda gli strati ad alta cementazione poiché si scava con un diametro molto più piccolo rispetto ad un diaframma.

Per quanto riguarda invece la sequenza di costruzione dei vari setti di diaframmi non ne è stata scelta una in particolare. Di solito si procedeva adottando una sequenza 1-3-5 (ogni uno) od oppure 1-4-7 (ogni due). Come è stato già spiegato nel [paragrafo 2.1](#) si adottano queste successioni per evitare sostanzialmente due problematiche relative agli errori di larghezza del diaframma e alla solidificazione del getto di calcestruzzo nei setti adiacenti.

Inoltre, prima dell'inizio dell'operazione di scavo di un setto venivano inseriti i terminali laterali sui fianchi dove erano presenti dei diaframmi già costruiti. Essi servono per evitare che lo scavo possa danneggiare l'estremità del setto adiacente e in particolare le tubazioni del geotermico (hanno dunque una funzione di protezione) e consiste nel mettere una specie di palancola in acciaio avente un'altezza di circa 3 metri e che dunque non arriva fino alla profondità massima di scavo. In Figura 6.5 è possibile visionare l'estrazione di un terminale laterale tramite l'utilizzo della benna mordente.



Figura 6.5: estrazione del terminale laterale

Una volta raggiunta la profondità desiderata, si passa all'inserimento della gabbia di armatura all'interno dello scavo. In Figura 6.6 è possibile osservare tre gabbie di armatura pronte e posate sul terreno. Tale introduzione avviene tramite l'utilizzo di sollevatori presenti all'interno del cantiere che attraverso delle funi alzano le gabbie per inserirle con cautela all'interno del foro (Figura 6.7).



Figura 6.6: tre gabbie di armatura pronte per essere inserite all'interno dello scavo



Figura 6.7: inserimento della gabbia di armatura all'interno del foro

Una volta che la gabbia di armatura è totalmente immersa nel foro, si procede dunque all'iniezione del calcestruzzo tramite l'utilizzo di una betoniera che si reca periodicamente all'interno del cantiere da come è possibile osservare in Figura 6.8. È stato utilizzato un cemento molto fluido di classe di consistenza pari a S5 (slump > 210 mm) e il quantitativo di calcestruzzo impiegato per un singolo pannello è di circa 38,5 m³. L'introduzione avviene dal basso verso l'alto; infatti, vengono utilizzati dei tubi-getto (Figura 6.9) che passano all'interno della gabbia di armatura e arrivano fino in profondità dello scavo e man mano che l'iniezione prosegue questo tubo-getto viene fatto salire in modo che tutto lo scavo si riempia totalmente di calcestruzzo. Viene utilizzata questa metodologia poiché il calcestruzzo ha una densità maggiore rispetto a quella dello slurry e dunque questo consente la risalita di quest'ultimo; iniettando il calcestruzzo dall'alto non sarebbe produttivo perché questo ne provocherebbe un mescolamento con lo slurry, impedendone la sua totale fuoriuscita, e si otterrebbe una forte disomogeneità. A circa mezzo metro di profondità dal piano campagna si è posizionata dunque una pompa con lo scopo di riprendere la miscela fango bentonitica che risale spinta dal calcestruzzo (Figura 6.10) e portarla al dissabbiatore per il ricircolo. Inoltre, per facilitare l'inserimento del calcestruzzo all'interno del tubo-getto è stato utilizzato un imbuto da come è possibile visionare in Figura 6.11. In Figura 6.8 e in Figura 6.9 è possibile vedere un grande contenitore riempito d'acqua; questo serve per quando si ha necessità di fare qualche lavaggio nelle vicinanze (ad esempio per pulire il tubo-getto o l'imbuto).



Figura 6.8: iniezione del calcestruzzo tramite betoniera

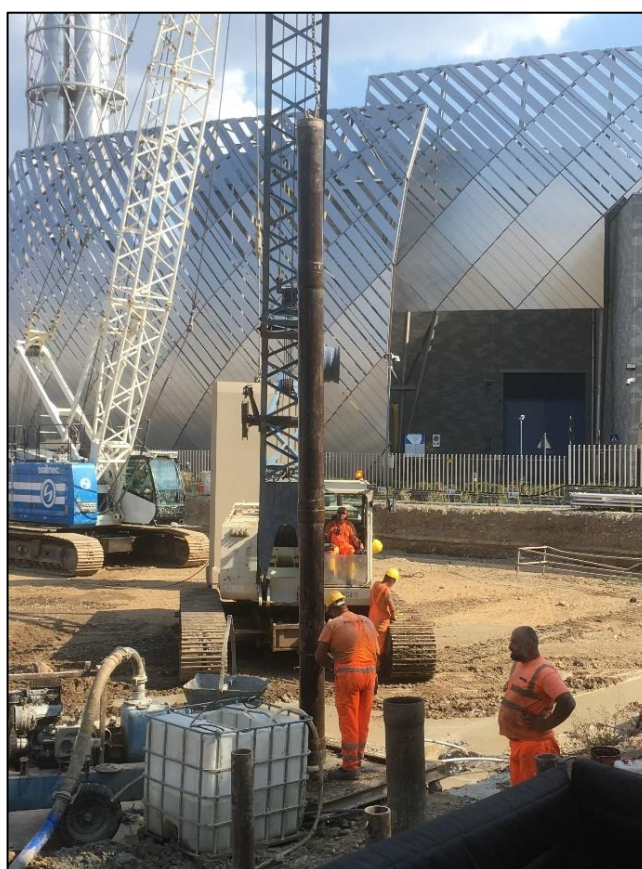


Figura 6.9: procedura di inserimento del tubo-getto all'interno della gabbia di armatura per futura iniezione del calcestruzzo



Figura 6.10: pompa utilizzata per prelevare lo slurry durante l'iniezione del calcestruzzo



Figura 6.11: particolare dell'imbuto utilizzato per facilitare l'inserimento del calcestruzzo all'interno del tubo-getto

Una volta che lo scavo risulta essere tutto riempito di calcestruzzo, con al suo interno annegata la gabbia di armatura, si aspetta qualche giorno affinché esso si solidifichi. Dopo di che può iniziare l'operazione di scapitozzatura finale dove si va a rimuovere 1 metro di calcestruzzo che si trova in sommità al diaframma e che presenta ancora della bentonite e di impurità del vecchio getto e lo si viene ripristinato con un nuovo getto pulito. Prima di fare quest'ultima operazione vengono raddrizzati i ferri della gabbia di armatura che eventualmente sono stati un po' manomessi dal martellone pneumatico che rompe il calcestruzzo; dunque, i ferri vengono rimessi in posizione corretta (in verticale) e vengono integrati con il nuovo cordolo in cemento armato che presenta una larghezza di 1 metro e un'altezza di 1,4 metri da come si può osservare dall'estratto di progetto della direzione lavori di Figura 6.12. Di norma si utilizza lo stesso calcestruzzo avente le stesse qualità di quello dei cordoli guida e di quello del diaframma in modo da evitare problemi di interazione tra diversi tipi di calcestruzzo. È importante precisare, da come si può osservare in Figura 6.12, che questo nuovo cordolo in cemento armato sopra i setti non poggia sui cordoli guida ma proprio sul diaframma stesso.

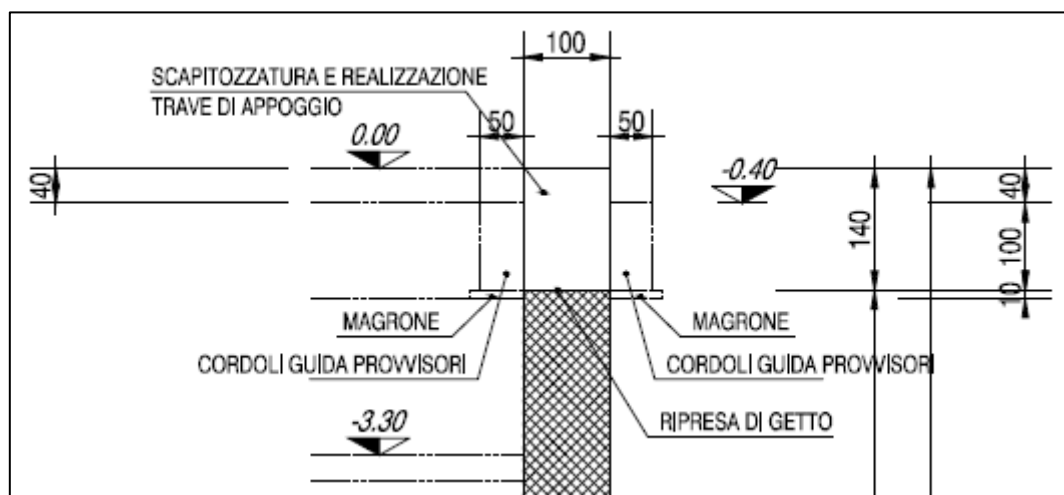


Figura 6.12: dimensioni del cordolo guida e del nuovo cordolo in c.a. (fonte: direzione lavori Icon Ingegneria S.r.l.)

Alcune volte, non in tutti i diaframmi strutturali, sono stati effettuati dei test geofisici tramite la tecnica del cross-hole. Questi servono per controllare la buona realizzazione del diaframma per quanto riguarda l'altezza e l'omogeneità (ossia se il calcestruzzo è ben distribuito all'interno del pannello e non sono presenti dei vuoti). Questa prova consiste nel mettere delle sonde nei quattro lati del setto in modo che possano comunicare orizzontalmente ma anche in diagonale; è presente una sonda emittente ed una ricevente in modo che poi al termine del test si possa ottenere un diagramma e capire se ci sono degli scostamenti oppure no. È importante specificare che questi tubi vengono inseriti proprio all'interno della gabbia per tutta la sua lunghezza e vengono tappati sopra e sotto perché altrimenti si riempirebbero di slurry e poi di calcestruzzo. Tali tubi possono essere legati oppure messi con dei distanziali alle barre di armatura della gabbia; quest'ultima configurazione in realtà risulta essere migliore perché essendo distanziati non si risente troppo della gabbia di armatura nei risultati. Una volta che il calcestruzzo si è indurito, ovviamente il tappo di

fondo rimane perché è stato preso, mentre il tappo di sopra si svita per poter calare giù il sondino ed effettuare così le misure da cross-hole. Da una parte c'è un emettitore mentre dall'altra parte c'è il geofono ricevente; dunque, si dà un impulso e si vede se c'è una regolare distribuzione del calcestruzzo all'interno del setto e se è stata raggiunta la profondità desiderata nella realizzazione del diaframma. Si riesce così a fare una tomografia e vedere la propagazione delle onde nel setto e capire così se questa trasmissione è regolare (calcestruzzo ben distribuito) oppure no (sono presenti dei pori, ossia parti non riempite). Se in caso dai risultati ottenuti si notano dei salti strani per cui le onde cambiano direzione vuol dire che probabilmente il calcestruzzo non è bello compatto e sono presenti dei vuoti e per rimediare a questo si possono effettuare delle piccole perforazioni e fare delle iniezioni. È importante esplicitare che tale operazione risulta essere un collaudo in corso d'opera (perché si svolge durante la costruzione); non è un'operazione di monitoraggio perché quest'ultimi si fanno a conclusione dell'opera. Infine, per quanto riguarda la frequenza di svolgimento dei test, ossia ogni quanti diaframmi costruiti vengono svolti, risulta tutto normato e descritto all'interno del Capitolato Speciale d'Appalto (CSA). In vari casi generali può accadere che nel CSA non ci sia scritto niente a riguardo e allora in quel caso bisogna rifarsi alle norme UNI. In codesto cantiere, come descritto nel CSA, sono stati realizzati test di cross-hole per il 10% del numero totale di diaframmi realizzati e dunque su 176 setti dovrebbero essere stati effettuati complessivamente 17-18 test. Queste prove non si fanno su tutti i diaframmi perché altrimenti verrebbero fuori troppe verifiche. È il direttore dei lavori a decidere in quali dei 10% di setti svolgere i test ma di norma si cerca sempre di operare in maniera distribuita lungo perimetro. In Figura 6.13 si possono vedere i quattro tubi che escono dal diaframma che servono per svolgere la prova da cross-hole.



Figura 6.13: tubi da cross-hole, per test geofisici

In conclusione, per quanto riguarda la rifinitura dei diaframmi essa avverrà tramite l'utilizzo di macchine a spritz beton (e dunque poi rasato) oppure si effettuerà con del calcestruzzo gettato e casserrato; la soluzione da adottare tra queste due non è stata ancora decisa e per adesso il progetto prevede solo la regolarizzazione dei diaframmi in maniera che sia lasciato ad una vista pulita con uno strato di rivestimento. Dunque, non sarà passata alcuna fresa perché ci si aspetta che i setti saranno abbastanza regolari. È importante precisare che tale operazione di rifinitura dei diaframmi verrà effettuata solo dopo aver ultimato gli scavi, le tirantature dei diaframmi e le solette.

7. Controlli in corso d'opera dei diaframmi strutturali

In questo capitolo si andrà a parlare dei controlli in corso d'opera che si effettuano sui diaframmi strutturali nel cantiere preso in esame al fine di certificare la corretta esecuzione dei lavori. In particolare, si analizzeranno i controlli che si effettuano durante la fase di scavo con la benna mordente, la qualifica dello slurry e del calcestruzzo.

7.1 Scavo con benna mordente

I controlli in corso d'opera che si effettuano durante l'operazione di scavo sono essenzialmente riconducibili alla verticalità, allo spessore e alla direzionalità.

Per quanto riguarda la verticalità l'impresa per ogni diaframma che costruiva faceva il controllo con il classico filo a piombo. Tale test consiste nel mettere il filo quasi al termine del diaframma (vicino ad un angolo) e verificare se durante la sua discesa esso tocca le pareti dello scavo; chiaramente se questo dovesse avvenire vorrebbe dire che il diaframma non è perfettamente verticale. Con il test del filo a piombo si può effettuare anche un controllo per quanto riguarda l'altezza del diaframma; infatti, lungo il filo è presente una graduazione in cui si può leggere la profondità a cui arriva lo scavo. Chiaramente questo test viene effettuato quando ancora è presente lo slurry all'interno dello scavo e di norma si svolge gradualmente mentre sta progredendo lo scavo, per esempio, viene fatto a 5, 10, 15 metri di profondità (tre volte) e dunque si verifica così più volte che il filo a piombo non incontri ostacoli. Altri controlli per quanto riguarda la verticalità dello scavo possono essere effettuati dall'operatore che guida la macchina tramite la visione di determinati sensori presenti sul caier cingolato. Bisogna tenere conto che queste nuove macchine, in particolare nel nostro caso in esame la Casagrande B300, hanno dei settaggi elettronici molto particolari dove praticamente si riesce a capire se la benna si sposta un po' più a sinistra o un po' più a destra e l'operatore che si trova a guidare la macchina controlla costantemente questi sensori. Si tratta essenzialmente di bolle o di apparecchiature elettroniche (appunto sensori) che garantiscono la perfetta verticalità; infatti, queste macchine addirittura si bloccano se non sono perfettamente in linea. Bisogna fare molta attenzione perché potrebbe capitare di trovarsi in una situazione, ad esempio, dove si scava e si incontrano delle porzioni di lenti di puddinga un po' orientate e la benna mordente appena le intercetta si potrebbe spostare e l'operatore che guida la macchina se ne può accorgere solamente grazie a tutti questi sensori elettronici.

Per quanto riguarda la direzionalità essa viene costantemente rispettata grazie alla costruzione dei cordoli guida. Essi sono molto importanti, infatti, sono costruiti lungo tutto il perimetro dei diaframmi e sono essenziali per potere inizializzare correttamente l'operazione di scavo. I cordoli guida nel cantiere in esame hanno uno spessore di 50 cm e un'altezza di 1 metro (da entrambi le parti). In Figura 7.1 è possibile vedere una foto che ritrae i cordoli guida all'interno del cantiere. Essi sono stati realizzati tramite getti di calcestruzzo facendo uso di casseformi. È importante precisare che tali cordoli guida non garantiscono la verticalità del diaframma perché essi sono profondi solo 1 metro mentre la lunghezza dei diaframmi è pari a 15 metri.

Infine, per quanto riguarda lo spessore non sono presenti dei controlli in corso d'opera poiché la larghezza della benna è pari a 1 metro ed essa coincide esattamente con la larghezza del diaframma.



Figura 7.1: cordoli guida

7.2 Qualifica dello slurry

Per quanto riguarda la qualifica dello slurry sono stati svolti i test sulla viscosità e sul peso specifico come previsto dal Capitolato Speciale d'Appalto. Queste prove vengono effettuate per verificare che la miscela fango bentonitica sia di buona qualità nel senso che deve essere portante per il setto e perciò deve acquisire determinate caratteristiche. Lo slurry viene fatto in cantiere dove ai dipendenti arriva acqua e bentonite, la mescolano e la mandano attraverso i tubi allo scavo. Il controllo della viscosità avviene attraverso l'utilizzo dell'imbuto di Marsh dove viene versata la miscela e si conta il tempo necessario affinché esso si svuoti. Il controllo del peso specifico invece si effettua con un bilancino fatto apposta dove si mette la miscela in un cilindretto. Questi controlli vengono effettuati con lo scopo di avere il fango bentonitico con le qualità desiderate; questo risulta essere molto importante perché se si va a mettere nel setto qualcosa che ad esempio è troppo acquoso c'è il rischio che la parete collassi. Dunque, i dipendenti del cantiere usano dei mix di acqua e bentonite che sono stati studiati in precedenza e che hanno visto che funzionano bene per il tipo di terreno in esame. È importante sottolineare che tali controlli in corso d'opera sono finalizzati a verificare le caratteristiche e le prestazioni della miscela slurry che sono state definite in fase di qualifica e che risultano scritte nelle specifiche tecniche; dunque, qualora questi valori durante i test non dovessero essere rispettati è predisposta immediatamente l'interruzione dei lavori e saranno attuate tutte le soluzioni correttive.

7.3 Qualifica del calcestruzzo

Il calcestruzzo arriva in cantiere attraverso le betoniere ed è già pronto per essere gettato in opera. I dipendenti possiedono il suo mix design dall'impianto di betonaggio e sanno tutte le quantità di acqua, cemento, aggregati ed eventuali additivi che esso contiene.

Per quanto riguarda la qualifica del calcestruzzo si procede con lo Slump Test, attraverso il Cono di Abrams (UNI 9418), che serve per determinare la sua consistenza. La prova si effettua versando il conglomerato cementizio all'interno di questo contenitore (Figura 7.2) e misurare l'abbassamento subito dalla superficie superiore dopo la rimozione del cono (Figura 7.3). In questo modo si riesce a determinare la lavorabilità del calcestruzzo. Inoltre, è presente una tabella da normativa, riportata in Figura 7.4 dove è possibile associare una classe di consistenza al valore di abbassamento misurato; a man a mano che il valore di Slump (abbassamento) aumenta questo vuol dire che la consistenza del calcestruzzo diminuisce ed aumenta la fluidità (lavorabilità). È importante precisare che la classe di consistenza ottimale di un determinato calcestruzzo va scelta in funzione del tipo di lavoro (applicazione) che si deve effettuare. Per quanto riguarda il cantiere preso in esame si è utilizzato un calcestruzzo molto fluido di classe di consistenza pari a S5 (slump > 210 mm), da come si può anche osservare dall'immagine presente in Figura 7.3.



Figura 7.2: esecuzione di Slump Test, versamento calcestruzzo all'interno del Cono di Abrams



Figura 7.3: esecuzione di Slump Test, misurazione dell'abbassamento dopo la rimozione del Cono di Abrams

Classe di consistenza	Slump [mm]
S1	10-40
S2	50-90
S3	100-150
S4	160-210
S5	> 210

Figura 7.4: classi di consistenza per Slump Test

Oltre allo Slump Test si effettuano anche le prove a compressione cubica per determinare la resistenza del calcestruzzo. Infatti, dopo aver fatto la prova di Slump si va a versare il conglomerato cementizio all'interno di determinati cubetti (Figura 7.5), lo si fa indurire (Figura 7.6) e dopo 28 giorni si eseguono i test in laboratorio per misurare appunto la tensione a cui si va a rompere il calcestruzzo. Alcuni test sono stati effettuati anche a 30 giorni; non sono state svolte invece prove prima dei 28 giorni anche se si possono eseguire infatti, in generale la direzione lavori può richiedere di fare test ad esempio a 3, 7, 9 giorni per verificare l'aumento della resistenza nei giorni prima del

ventottesimo. È importante sottolineare che queste prove (slump e compressione cubica) sono tutte qualifiche del calcestruzzo gettato che arriva pronto al cantiere e deve essere appunto solo messo in opera; invece in genere per quanto riguarda il calcestruzzo prefabbricato non si fa alcun test perché ci sono già tutti i certificati dei fabbricatori (in questo cantiere non sono comunque presenti conglomerati cementizi prefabbricati). Inoltre, è importante precisare che tali test vengono effettuati ogni un certo quantitativo di calcestruzzo stabilito. Infine, come è stato già spiegato nel [capitolo 6](#) relativo alle fasi realizzative dei diaframmi, sono state eseguite anche delle prove geofisiche di cross-hole; bisogna però precisare che tali test, a differenza dei primi due, sono stati effettuati sul calcestruzzo messo in opera e sono prove che riguardano non le caratteristiche proprie del conglomerato cementizio ma servono solo per determinare se il getto ha raggiunto la profondità desiderata e se si è distribuito in maniera omogenea e completa all'interno del pannello e dunque non sono presenti dei vuoti.



Figura 7.5: versamento del calcestruzzo all'interno dei contenitori



Figura 7.6: cubetti di calcestruzzo indurito pronti per la prova a compressione cubica



Figura 7.7: esecuzione della prova a compressione cubica su cubetto di calcestruzzo (fonte immagine: Istituto Tecnico per Geometri di Camerino)

8. Macchine utilizzate e consumo e prestazione degli utensili

In questo capitolo si è deciso di analizzare il consumo e prestazioni degli utensili da scavo situati sulle benne mordenti. Come è stato già detto nei capitoli precedenti durante la costruzione dei diaframmi strutturali sono state utilizzate diverse macchine. Nello specifico sono state impiegate due diverse benne mordenti entrambe prodotte dalla Casagrande: in un primo momento è stata utilizzata una benna leggera da 7 tonnellate (Figura 8.1) e successivamente viste le difficoltà riscontrate negli strati ad alta cementazione (puddinghe) è stato deciso di prenderne una più pesante da 24 tonnellate (Figura 8.2). Per quanto riguarda invece i caier cingolati ne sono stati utilizzati tre diversi. Nel periodo tra luglio 2021 e luglio 2022 è stata utilizzata una Casagrande meccanica C600HD (Figura 8.3) col braccio telescopico e dunque di più facile utilizzo; essa poteva montare solamente la benna leggera da 7 tonnellate. Nel periodo tra febbraio 2022 e luglio 2022, dunque in contemporanea con la Casagrande meccanica, è stata impiegata anche una Bauer MC 96 (Figura 8.4) a funzionamento semi-idraulico con le funi (a gravità) e dunque di più difficile utilizzo da parte dell'operatore perché bisognava fare molta attenzione al posizionamento della benna all'interno del cordolo guida quando si iniziava ogni volta lo scavo poiché le funi facevano ruotare molto di più la benna su di sé; questa macchina è stata utilizzata con la benna più pesante da 24 tonnellate ed è stata introdotta appunto per le difficoltà riscontrate lungo le operazioni di scavo. Infine, nel periodo tra agosto 2022 ed ottobre 2022, a sostituzione delle due precedenti macchine, è stata impiegata a pieno regime una Casagrande B300 (Figura 8.5) sempre a funzionamento semi-idraulico con le funi (come la precedente Bauer) ed ovviamente è stata utilizzata con la benna più pesante da 24 tonnellate; tale macchina è arrivata nuova dallo stabilimento e dunque questo è risultato essere il suo primo cantiere. Quest'ultima macchina, molto moderna a livello di elettronica, è dotata di molti sensori che, per quanto riguarda la stabilizzazione, la facevano andare in blocco se non era perfettamente livellata sul terreno (se il carro non era perfettamente orizzontale); un apparato completamente diverso, ad esempio, dalla Casagrande meccanica in cui la benna mordente andava giù senza troppi problemi (molto più semplice da utilizzare).

Dopo aver fatto una piccola introduzione riguardo le varie macchine utilizzate all'interno del cantiere adesso si va ad analizzare il consumo che hanno subito gli utensili delle due diverse benne. Innanzitutto, è doveroso fin da subito dire che c'è stato un elevato consumo (extra-previsionale) rispetto a quello che si era stimato per tutte e due le benne mordenti. Infatti, spesso i lavoratori saldavano nuovi denti alle benne che si trovavano frequentemente a terra per manutenzione. Dunque, a causa del materiale che è stato trovato, ossia agli strati ad alta cementazione (puddinghe) si è denotato un ricambio straordinario delle attrezzature di scavo. La benna più vecchia (montata solamente nella Casagrande meccanica), ossia quella più leggera che pesava 7 tonnellate, ha subito dei cambiamenti più repentini e i denti venivano cambiati almeno settimanalmente; nello specifico tale benna avente 4-5 denti a valva (Figura 8.6) subiva una sostituzione di circa sei utensili (circa tre per ogni parte) ogni settimana. Invece, per quanto riguarda la benna mordente più nuova (montata prima sulla Bauer e dopo sulla Casagrande B300), ossia quella più pesante da 24 tonnellate (foto dettaglio in Figura 8.7), si è avuta una manutenzione bimensile, cioè i denti venivano cambiati in media due volte al mese (in alcuni periodi anche una volta al mese).

Da come si può immaginare la parte più produttiva per quanto riguarda la realizzazione dei diaframmi strutturali è stata da febbraio 2022 ad ottobre 2022 e dunque per nove mesi, da quando

si è avuta la benna più grossa e pesante della Casagrande (24 tonnellate). Infatti, in questo periodo si è avuta una produzione di due diaframmi al giorno. Invece, nel periodo tra luglio 2021 fino a gennaio 2022 si è prodotto poco perché la benna era troppo leggera (7 tonnellate) e il macchinario che la utilizzava poco prestante; la produzione era di circa un diaframma ogni tre giorni, infatti si arrivava fino a circa 12 metri di profondità e dopo non riusciva più a scavare perché trovava questo strato di terreno troppo resistente.

Come si è avuto modo di notare, le benne mordenti possono essere utilizzate anche su diversi tipi di macchine (caier cingolati) come è avvenuto ad esempio in questo cantiere dove la benna da 24 tonnellate è stata utilizzata sia sulla Bauer che sulla Casagrande B300; ovviamente però tale benna non può essere montata sulla Casagrande meccanica col braccio telescopico. La Palingeo è l'impresa sub-appaltatrice che ha svolto le operazioni di costruzione dei diaframmi strutturali.



Figura 8.1: benna mordente da 7 tonnellate della Casagrande



Figura 8.2: benna mordente da 24 tonnellate della Casagrande



Figura 8.3: Casagrande meccanica C600HD funzionante con il braccio telescopico (con benna da 7 tonnellate)



Figura 8.4: Bauer MC 96 a funzionamento semi-idraulico con le funi (con benna da 24 tonnellate a terra)



Figura 8.5: Casagrande B300 a funzionamento semi-idraulico con le funi (con benna da 24 tonnellate)



Figura 8.6: dettaglio utensili benna da 7 tonnellate (Casagrande)

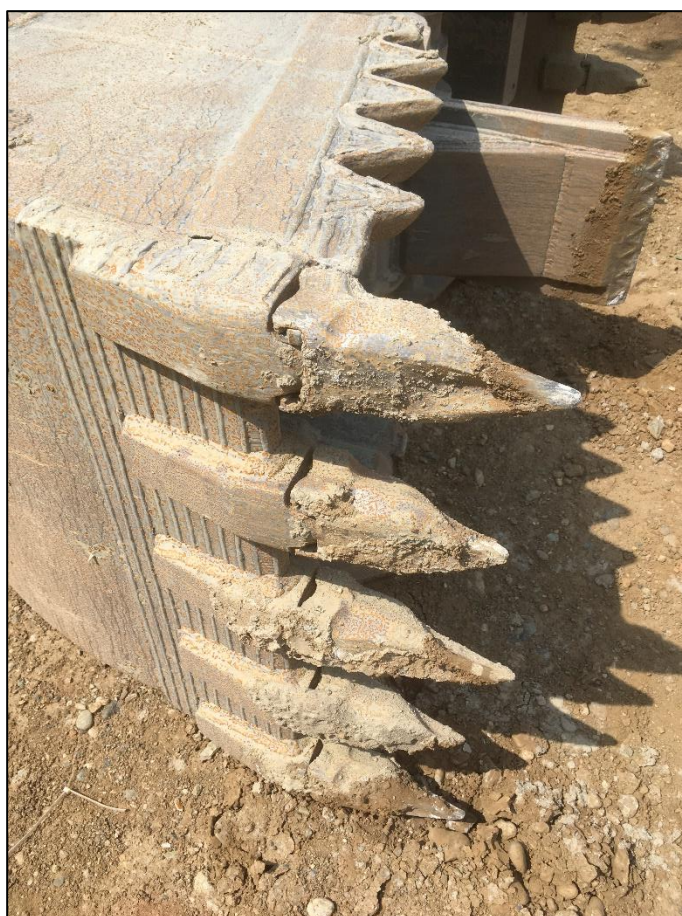


Figura 8.7: dettaglio utensili benna da 24 tonnellate (Casagrande)

Infine, in questo cantiere vista la presenza di questi strati molto resistenti, si è voluto utilizzare in alcuni punti uno scalpello per diaframmi. Esso sarebbe un attrezzo che viene utilizzato con l'ausilio di un sollevatore; quando si incontra uno strato ad alta cementazione molto duro, invece di continuare a passare con la benna mordente che tende a consumarsi, si va giù nello scavo con questo attrezzo lasciandolo cadere a fune libera da un'altezza di circa 0,5-1 metro dal terreno (logicamente dentro il pannello) e si producono così delle fratture alle puddinghe. Dopo aver fatto ciò si tira su lo scalpello e si ritorna a scavare con la benna dove quest'ultima adesso scaverà molto più facilmente perché lo strato di terreno si è indebolito. L'utilizzo di tale attrezzo è stato molto utile perché ha permesso così di diminuire il consumo degli utensili delle benne mordenti nonostante come abbiamo già detto sia stato molto elevato. In Figura 8.8 è possibile vedere lo scalpello per diaframmi mentre viene alzato da un sollevatore mentre in Figura 8.9 un'immagine dettagliata della sua estremità.



Figura 8.8: scalpello per diaframmi attaccato ad un sollevatore



Figura 8.9: dettaglio estremità scalpello per diaframmi

9. Compatibilità ambientale

La parte relativa alla compatibilità ambientale è tutta normata nel Capitolato Speciale d'Appalto (CSA) e nel seguente lavoro di tesi si articola nella gestione delle terre e rocce da scavo e nella gestione dei fanghi bentonitici. Si precisa che non si è a conoscenza degli eventuali trattamenti e riutilizzi dei materiali una volta prelevati poiché questo risulta essere di competenza dell'azienda che ha preso in carico i materiali (l'impresa è solo il produttore del rifiuto e dunque anche del sottoprodotto).

9.1 Gestione delle terre e rocce da scavo e dei fanghi bentonitici

Per quanto riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo e dei fanghi bentonitici è necessario fare due diversificazioni, ossia il terreno dei diaframmi strutturali (di principale interesse nella seguente tesi) e quello relativo al futuro scavo centrale (dove verranno appunto realizzati i parcheggi).

Nel primo caso chiaramente il terreno è presente con residui di fango bentonitico. Esso è stato trattato tramite la realizzazione di una vasca di decantazione (deposito fanghi) situata all'interno del cantiere nella zona più interna della Cittadella Politecnica (vicino alle aule N), da come è possibile osservare in Figura 9.1. Tale trattamento si effettua nel seguente modo:

- la benna mordente, dopo aver effettuato l'operazione di scavo del diaframma, scarica il materiale direttamente su una pala caricatrice (Figura 9.2);
- la pala caricatrice trasporta il terreno con residui di fango bentonitico e lo deposita nella vasca di decantazione (Figura 9.3);
- si lascia asciugare il materiale scavato per un po' di tempo variabile dalle stagioni (Figura 9.4);
- si preleva asciutto il terreno misto a bentonite depositato a fondo della vasca (decantato), si carica sui camion e si porta in discarica autorizzata.

È molto importante precisare che tale materiale può comunque essere conferito in discarica perché la bentonite una volta che è asciutta non risulta essere pericolosa perché allo stato solido non si disperde nel sottosuolo e inoltre non risulta essere un materiale inquinante. Dunque, ricapitolando l'unico trattamento che viene effettuato sul terreno impregnato di bentonite è quello di asciugatura; la durata di tale processo può variare da due giorni in estate fino a cinque giorni in inverno (chiaramente in generale questo dipende molto dalla temperatura e dal tasso di umidità presente in cantiere). La bentonite non è così pericolosa ma certamente non si può riutilizzare il terreno senza un ulteriore trattamento. Di solito una volta arrivata in discarica l'azienda effettua diverse analisi sul materiale. Dunque, per questi motivi è stato possibile recuperare, per quanto riguarda il terreno dei diaframmi strutturali, solo il 5% del materiale escavato, ossia quello iniziale relativo alla costruzione dei cordoli guida.

Per quanto riguarda invece il terreno relativo al futuro scavo centrale all'interno del perimetro dei diaframmi strutturali è importante sottolineare che si tratta di un materiale molto buono e non contaminato, a differenza del terreno impregnato di bentonite visto in precedenza. I possibili riutilizzi possono essere molteplici e anche molto differenti tra loro come, ad esempio, per fare dei riempimenti, rilevati, piste da cantiere, ritombamenti, sottofondi, ghiaie per aggregati, ecc. Quindi

molto probabilmente tale materiale a differenza del primo non andrà in una discarica autorizzata ma in un impianto di trattamento per essere riciclato e venduto.

Dunque, da come si poteva immaginare, la gestione dei fanghi bentonitici si effettua solo nel caso del terreno proveniente dallo scavo dei diaframmi strutturali e tale argomentazione riguardo il suo processo è stato già spiegato in maniera dettagliata nel [capitolo 6](#) relativo alle varie fasi realizzative dei diaframmi strutturali.



Figura 9.1: localizzazione della vasca di decantazione (deposito fanghi) all'interno del cantiere in esame

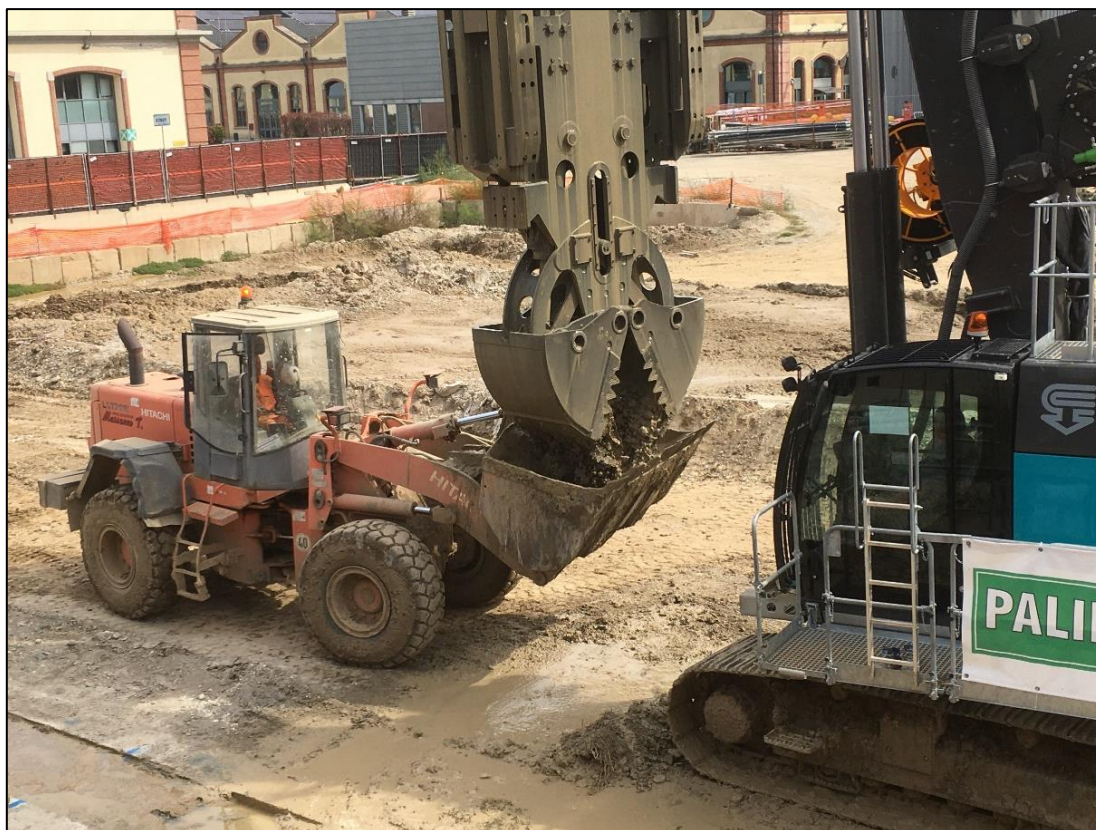


Figura 9.2: operazione di scaricamento del materiale dalla benna mordente alla pala caricatrice



Figura 9.3: operazione di scaricamento del materiale dalla pala caricatrice nella vasca di decantazione



Figura 9.4: materiale depositato in attesa di asciugatura

10. Studio della miscela slurry

Il 05/10/2022 ci si è recati nel cantiere per prelevare tre contenitori (Figura 10.1) con diverso tipo di miscela fango bentonitica, in particolare:

- slurry appena preparato e pronto per essere usato nella stabilizzazione dello scavo;
- slurry ripreso dallo scavo per essere ricircolato senza il passaggio dal dissabbiatore;
- slurry ripreso dallo scavo per essere ricircolato dopo essere passato dal dissabbiatore.



Figura 10.1: secchi contenenti tre differenti tipi di slurry

Dopo aver portato i seguenti contenitori nel laboratorio di geomeccanica applicata del Politecnico di Torino, si è proceduto ad effettuare i seguenti test:

- prova di fluidità (viscosità);
- controllo della massa volumica (peso specifico);
- prova di bleeding (tempo di sedimentazione).

10.1 Prova di fluidità

Per quanto riguarda la prova di fluidità essa è stata effettuata tramite l'utilizzo dell'imbuto di Marsh (Figura 10.2). Per ogni tipo di slurry il seguente test è stato effettuato tre volte in modo da avere più valori di riferimento e successivamente è stata calcolata la media tra i diversi valori ottenuti. La prova consiste nel far scendere la miscela all'interno dell'imbuto e calcolare così il tempo che ci vuole per riempire un recipiente graduato della capacità di 1 litro (1000 cm^3) posto al di sotto dell'imbuto stesso (Figura 10.3). Molto importante è che il versamento della miscela deve avvenire nella parte dell'imbuto provvista di retino (apertura 2 mm) in modo che eventuali sospensioni (grumi) vengano trattenuti e non vadano così ad otturare la parte inferiore dell'imbuto (l'ugello di apertura standard) e così impedire il passaggio della miscela. Inoltre, altra cosa fondamentale la prova deve iniziare quando l'imbuto è tutto pieno di slurry e raggiunge il retino stesso in modo da avere lo stesso battente (energia potenziale) che andrà poi ad influenzare la velocità di scorrimento; con un dito, dunque, all'inizio si va a coprire l'ugello bloccando così il passaggio della miscela. Il tempo impiegato dalla miscela per riempire il recipiente di 1 litro è chiamato "tempo di collaggio di Marsh" e in base al suo valore è possibile classificare la fluidità del fango; ovviamente maggiore sarà il tempo occorso per il riempimento del recipiente e dunque maggiore sarà la viscosità della miscela. In aggiunta, prima di effettuare tutti questi test con la miscela composta da acqua e bentonite si è effettuata una prova per controllare che l'imbuto di Marsh funzioni correttamente; tale prova si effettua con l'acqua e ha dato esito positivo poiché lo svuotamento è avvenuto in circa 27,5 secondi e secondo i dati del costruttore del prodotto dovrebbe compiersi in circa 28 secondi. Infine, in Tabella 10.1 è possibile visionare tutti i risultati dei tempi di svuotamento dove è stata anche calcolata una media.



Figura 10.2: imbuto di Marsh



Figura 10.3: prova di viscosità in esecuzione

Tabella 10.1: risultati test fluidità (imbuto di Marsh), tutti i valori sono i secondi [s]

Tipo di slurry	Numero del test			Media
	1	2	3	
Pulito	61	61	61	61
Ricircolato prima dissabbiatore	196	165	161	174
Ricircolato dopo dissabbiatore	146	117	102	121,7

Da questi valori ottenuti è possibile fare delle considerazioni. Innanzitutto, possiamo vedere come i valori per lo slurry pulito, ossia quello appena preparato e che ancora non è stato immesso nello scavo, siano uguali tra di loro; questo perché questo tipo di miscela chiaramente è molto omogenea e dunque non ci sono variazioni del tempo tra i vari test. Inoltre, possiamo anche notare come i tempi di svuotamento dell'imbuto aumentino con l'incremento della quantità di grani all'interno della miscela, infatti i tempi più brevi sono rappresentati dallo slurry pulito, seguito da quello ricircolato dopo aver subito il processo di dissabbiatura e infine da quello ricircolato senza essere passato attraverso il dissabbiatore e che quindi tra tutti è quello con maggior quantità di grumi; questo è spiegato in ragione del fatto che una miscela contenente un maggior numero di sospensioni sarà giustamente più viscosa e dunque ci impiegherà più tempo a svuotarsi nell'imbuto. In Figura 10.4 è possibile osservare la quantità di grani che si sono depositati sul retino dopo il passaggio dello slurry ricircolato che non è passato attraverso il dissabbiatore. Infine, ultima considerazione che si

può osservare per quanto riguarda le due miscele riciclate è che i tempi nei vari test non risultano costanti ma in particolare con l'aumentare dei test effettuati essi decrescono; questo è spiegato in ragione del fatto che mano a mano che si effettuano i test la miscela viene di nuovo reinserita nel secchio dove all'inizio di ogni prelievo viene rimescolata ogni volta prima di iniziare un nuovo test e dunque dopo tre mescolamenti (terzo test) è chiaro che la miscela risulterà molto più omogenea e dunque il tempo di svuotamento diminuirà leggermente (di qualche secondo).



Figura 10.4: grani trattenuti sul retino dopo la prova di fluidità

10.2 Controllo della massa volumica

Ogni prova di fluidità è stata seguita da un controllo della massa volumica della miscela. Infatti, dopo aver effettuato il test con l'imbuto di Marsh e aver raccolto lo slurry nel recipiente di 1 litro, si è andato a posizionare tale contenitore su una bilancia (Figura 10.5); ovviamente prima si è avuta cura di tarare il recipiente stesso per ottenere così il peso netto della miscela. In Tabella 10.2 è possibile visionare i vari risultati delle misure; si sono ottenuti in totale nove valori corrispondenti ai tre diversi test effettuati sui tre tipi differenti di miscela fango bentonitica.



Figura 10.5: misurazione del peso della miscela di slurry per il controllo della massa volumica

Tabella 10.2: risultati misurazioni della massa volumica, tutti i valori sono in grammi/litro [g/l]

Tipo di slurry	Numero del test			Media [g/l]
	1	2	3	
Pulito	1028,3	1027,4	1028,1	1027,9
Ricircolato prima dissabbiatore	1065,2	1077,0	1070,2	1070,8
Ricircolato dopo dissabbiatore	1072,0	1082,6	1079,5	1078,0

Dall'analisi dei seguenti dati ottenuti in Tabella 10.2 è possibile effettuare delle considerazioni. Innanzitutto, possiamo osservare come la massa volumica dello slurry pulito risulti essere decisamente inferiore rispetto a quello dello slurry ricircolato; questo è spiegato in ragione del fatto che i grani presenti nello slurry ricircolato possiedono chiaramente un peso maggiore rispetto alla miscela e dunque fanno così aumentare il loro peso rispetto allo slurry pulito. Inoltre, si nota anche

una minor varianza tra i valori per quanto riguarda lo slurry pulito e questo poiché questa miscela non contiene una quantità di grumi paragonabile a quella dello slurry ricircolato (al di là del fatto che sia passato al dissabbiatore o meno) e dunque la sua massa volumica risulta essere molto più omogenea e meno diversificata nei vari test. Infine, potrebbe sembrare strano a prima vista il fatto che il peso dello slurry ricircolato non passato dal dissabbiatore risulti essere minore di quello ricircolato che però è stato trattato; questo è dovuto al fatto che quest'ultima miscela avente una quantità di grani minore riesce a inglobarsi meglio tramite le particelle piccole (che riescono a passare al dissabbiatore) e così il peso è in grado di aumentare.

10.3 Prova di bleeding

Infine, nelle varie miscele è stata effettuata anche una prova di bleeding (acqua essudata) allo scopo di misurare il tasso di sedimentazione. Tale test consiste nel versare in un cilindro graduato, di capacità almeno di 1 litro, lo slurry (Figura 10.6) e vedere con il passare del tempo quanto questo si separi, lasciando andare l'acqua (frazione liquida) nella parte sommitale, poiché possiede una minor densità, e facendo invece sedimentare in fondo la bentonite (soluzione solida). Il valore di essudazione sarà ricavato come rapporto tra il volume di acqua libera e il volume iniziale della miscela (ossia 1000 cm³) ed espresso in percentuale esso costituirà il valore di bleeding (secondo la norma UNI 11152, punto 11). In base a questo valore è possibile determinare se la sospensione è stabile oppure instabile; infatti, più questo valore sarà piccolo e più questo significherà l'elevata capacità di ritenzione d'acqua della miscela. Di fondamentale importanza per la buona riuscita della prova è stato quello di tappare la parte sommitale del cilindro con un foglio di alluminio; questo risulta necessario per un test svolto correttamente perché così si evitano fenomeni di evaporazione. È stata effettuata una prova per ogni miscela e in Tabella 10.3 si possono osservare i vari livelli di sedimentazione in due lassi temporali, ossia dopo un giorno e dopo dieci giorni (termine del test); Inoltre, in Figura 10.7, Figura 10.8 e Figura 10.9 si può vedere il livello massimo di sedimentazione raggiunto al decimo giorno dalle tre miscele fango bentonitiche.

Tabella 10.3: risultati prova di sedimentazione, tutti i valori sono in millimetri [mm]

Tipo di slurry	Sedimentazione in mm dopo:	
	1 g	10 gg
Pulito	1,0	1,0
Ricircolato prima dissabbiatore	1,0	3,0
Ricircolato dopo dissabbiatore	1,0	3,0



Figura 10.6: cilindro graduato utilizzato in laboratorio per le prove di sedimentazione (in foto test sulla bentonite ricircolata non passata al dissabbiatore)

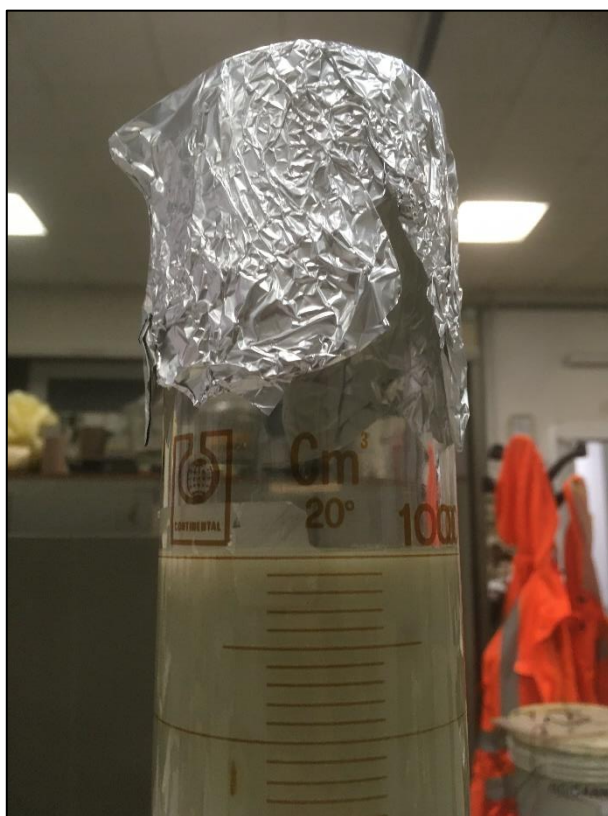


Figura 10.7: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry pulita

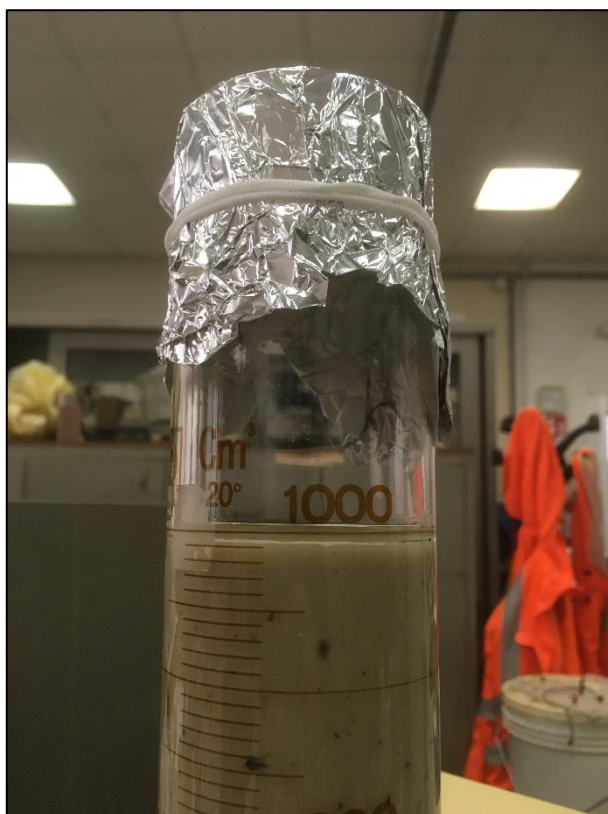


Figura 10.8: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry ricircolata non passata attraverso il dissabbiatore



Figura 10.9: livello di sedimentazione raggiunto dalla miscela di slurry ricircolata passata attraverso il dissabbiatore

Da questi risultati è possibile affermare che queste miscele non si separano in maniera apprezzabile. In particolare, si nota una separazione nella parte sommitale di acqua maggiore per quanto riguarda le due miscele ricirkolate dove il valore dopo dieci giorni risulta essere pari a 3 mm a differenza della miscela pulita dove si ferma invece a 1 mm. Inoltre, si può anche osservare come la separazione dopo un giorno risulti essere la stessa, ossia pari a 1 mm, per tutte e tre le miscele.

Premettendo che la differenza tra 1 mm e 3 mm tra la miscela pulita e le altre due ricirkolate è davvero molto minima, un'ipotesi di spiegazione per cui si ottengono questi diversi valori a dieci giorni può essere poiché la miscela sporca possiede al suo interno dei detriti che hanno sicuramente un diametro e peso maggiore rispetto a quello della bentonite; quindi tali grumi catturano e fanno da coalescente per tanti altri granelli e questo fa sì che le miscele ricirkolate magari sedimentino un po' più velocemente, poiché questi grani si portano appresso la bentonite, e questo può aver determinato questa modestissima variazione rispetto alla miscela pulita.

Infine, visti questi risultati ottenuti non sono stati effettuati i calcoli per quanto riguarda il valore di essudazione e dunque il valore di bleeding in percentuale. Tuttavia, queste misure così piccole di volume d'acqua separata in sommità ci permettono di affermare che queste tre miscele hanno un'elevata capacità di ritenzione d'acqua.

11. Analisi granulometria per setacciatura della sabbia

In questo progetto di tesi è stato svolto anche uno studio relativo alla granulometria della sabbia sempre presso il laboratorio di geomeccanica applicata presso il Politecnico di Torino; in particolare sono stati prelevati dal cantiere circa 2 kg di sabbia direttamente a fine del processo di dissabbiatura (Figura 11.1). Prima di iniziare l'analisi granulometrica è stato necessario mettere la sabbia in un forno (a circa 105-110°C) per essicarla (Figura 11.2) infatti essa si trovava in una condizione molto umida viste le diffuse piogge di quel periodo; affinché l'essiccamento fosse efficace e avvenisse nel più tempo breve possibile, ogni qualche ora la sabbia veniva rigirata nelle due padelle (in Figura 11.3 è possibile osservare la differenza tra la sabbia presa inizialmente e quella rigirata successivamente per favorire l'asciugatura). Tale processo di riscaldamento è avvenuto per 24 ore (1 giorno) ed è stato necessario perché la presenza dell'acqua tra le particelle solide avrebbe avuto effetti negativi al passaggio sul setaccio che si sarebbe verificato più difficilmente. È importante sottolineare che il riscaldamento della sabbia non ha comportato una modifica delle caratteristiche granulometriche della stessa.



Figura 11.1: deposito di sabbia ottenuto dopo il processo di dissabbiatura della miscela fango bentonitica



Figura 11.2: forno dove è stata asciugata la sabbia



Figura 11.3: differenza tra la sabbia prima (a sinistra) e dopo (a destra) la rigrata

Dunque, per l'analisi granulometrica sono stati utilizzati sette setacci di diametro pari a 4 mm, 2 mm, 1 mm, 425 μm , 250 μm , 125 μm e 75 μm (Figura 11.4); a scopo di dettaglio, in Figura 11.5 è possibile vedere un'immagine in cui sono riportati da più vicino i valori dei vari fori dei vari setacci. Prima di iniziare il processo di setacciatura si è avuta cura di disaggregare gli eventuali aggregati di

sabbia essiccati tra loro facendo però molta attenzione a non rompere i singoli grani. Successivamente è stata effettuata per due volte la quartatura della sabbia, da come è possibile osservare in Figura 11.6, che consiste nel mescolare il nostro campione di sabbia e suddividerlo in quattro parti e scegliere per l'analisi solo due di queste che si trovano posizionate all'opposto (scartando dunque gli altri due quarti); tale procedimento si effettua per ridurre la sabbia alla quantità voluta e in modo che essa sia la più omogenea possibile e dunque rappresentativa all'analisi. In Tabella 11.1 è possibile visualizzare i risultati ottenuti dall'analisi granulometrica mentre nel Figura 11.7 è possibile osservare la curva ottenuta tramite l'uso del software Excel. Inoltre, è stata realizzata anche una rappresentazione a mano ed è possibile visionarla in Figura 11.8.



Figura 11.4: setacci utilizzati per l'analisi granulometrica



Figura 11.5: dettaglio valori fori dei vari setacci

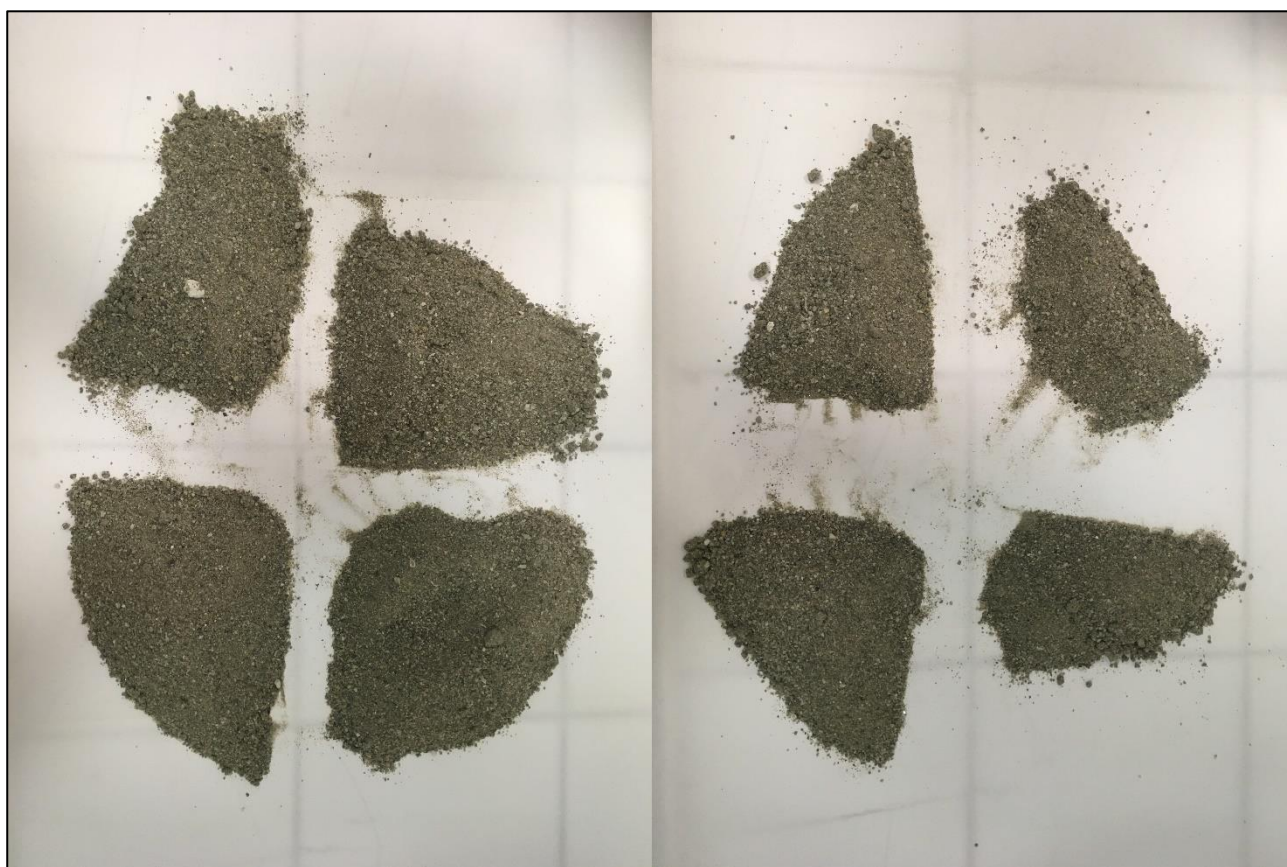


Figura 11.6: le due quartature effettuate sulla sabbia

Tabella 11.1: risultati ottenuti al setaccio per analisi granulometrica

Analisi Granulometrica	Pesi [g]	Pesi [%]	Cumulativa [%]	Classi [mm]
> 75 μm	5,59	2,73	2,73	0,075
75 μm - 125 μm	15,71	7,67	10,40	0,125
125 μm - 250 μm	38,12	18,61	29,01	0,250
250 μm - 425 μm	47,50	23,19	52,20	0,425
425 μm - 1 mm	76,40	37,30	89,50	1,000
1 mm - 2 mm	19,80	9,67	99,17	2,000
2 mm - 4 mm	1,70	0,83	100,00	4,000
Somma	204,82	100		

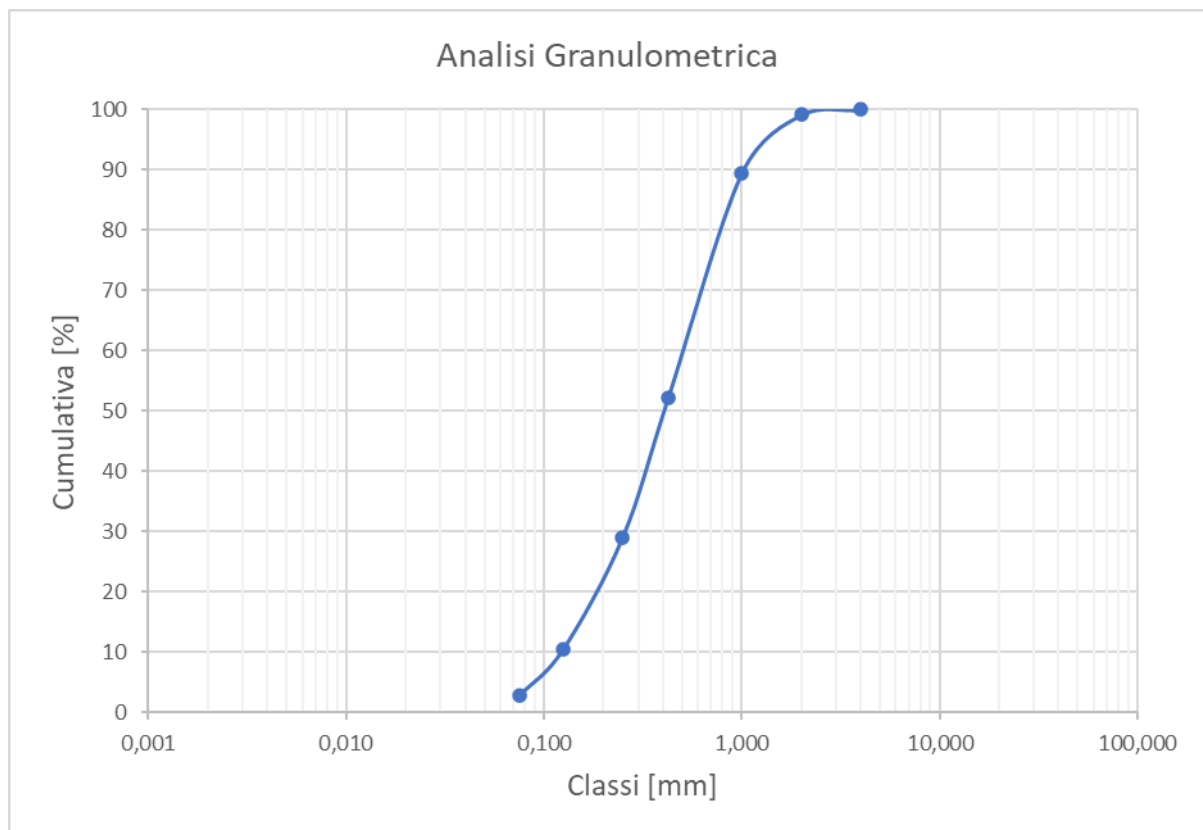


Figura 11.7: curva granulometrica ottenuta attraverso l'uso del software Excel

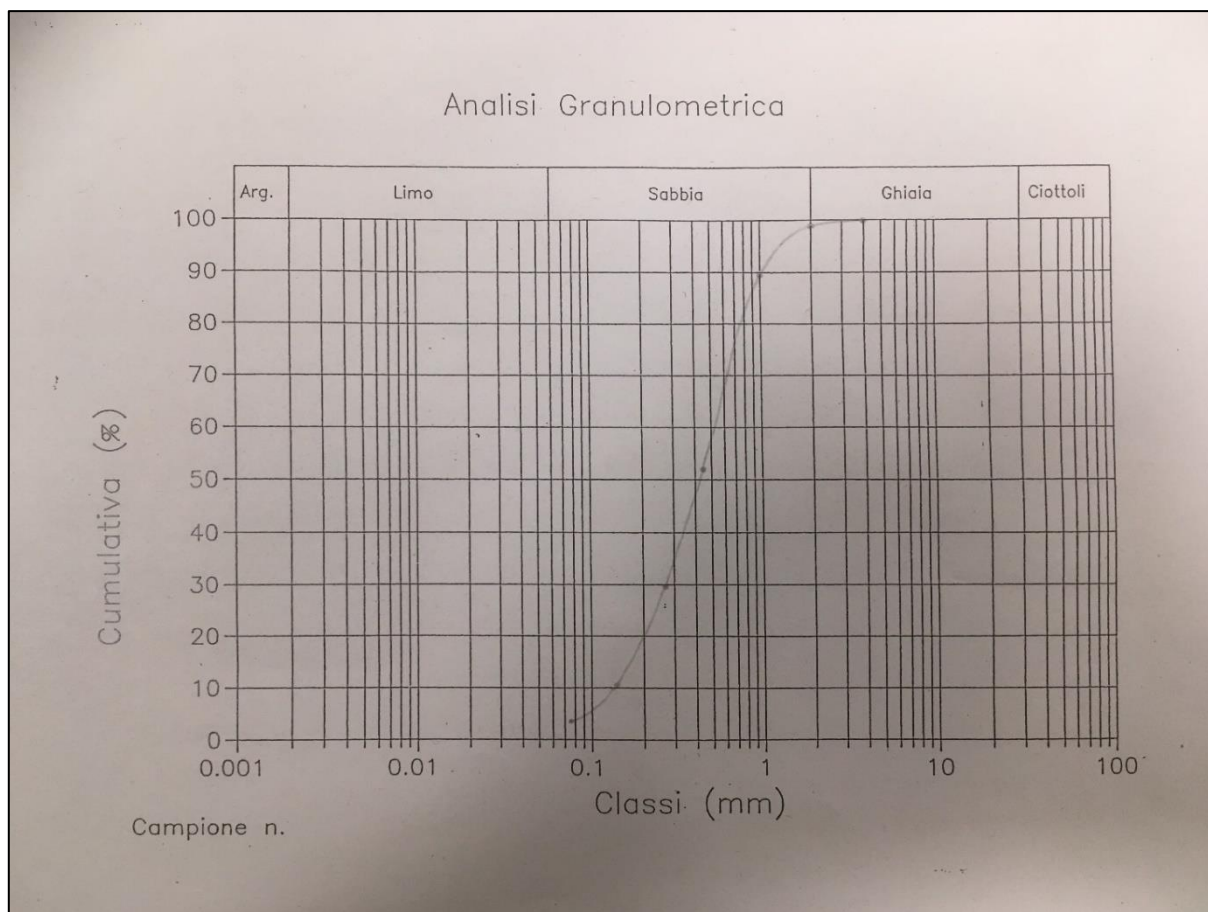


Figura 11.8: curva granulometrica disegnata a mano

È importante precisare che l'ultimo valore ricavato in peso (Tabella 11.1), ossia quello relativo al passaggio inferiore ai $75\ \mu\text{m}$ (5,59 grammi) è stato ottenuto per differenza tra il peso della frazione inferiore ai $125\ \mu\text{m}$ (21,3 grammi) e il peso della frazione trattenuta sopra i $75\ \mu\text{m}$ (15,71 grammi). Questo è avvenuto per scelta stabilita, perché non è stata raccolta la frazione inferiore ai $75\ \mu\text{m}$ e dunque non è stata possibile pesarla. Inoltre, l'analisi all'ultimo setaccio, appunto quello relativo a $75\ \mu\text{m}$, si è effettuata ad umido; questo è risultato essere necessario poiché dopo un certo valore, di solito sotto i $125\ \mu\text{m}$, il passaggio avviene molto difficilmente ed è possibile solo attraverso l'uso dell'acqua. Tale ultimo processo (ad umido) si articola in maniera diversa rispetto alle precedenti ed avviene nel seguente modo:

- si è preso un becher dove si è andata a posizionare la frazione di sabbia insieme a dell'acqua riempiendolo circa a metà (Figura 11.9);
- si mescola la miscela all'interno del becher, con l'ausilio di un cucchiaino, in modo da renderla il più possibile omogenea;
- si versa tale miscela nel setaccio di $75\ \mu\text{m}$ e in contemporanea in modo da favorire il passaggio si lascia scendere dell'acqua dal rubinetto (Figura 11.10);
- dopo un po' che si è girata la miscela nel setaccio, per cercare di far passare il più possibile il materiale, si posiziona il setaccio in verticale (Figura 11.11) sopra ad un filtro (Figura 11.12) e tramite l'utilizzo di una pompetta si fa cadere la sabbia su un filtro posizionato al di sotto;

- si prende tale filtro con la sabbia e la si mette in forno a 105-110 °C per circa 24 ore (1 giorno) allo scopo di eliminare l'acqua trattenuta tra le particelle solide;
- trascorso questo tempo si esce la sabbia dal forno e si pesa su una bilancia per determinare il suo peso.

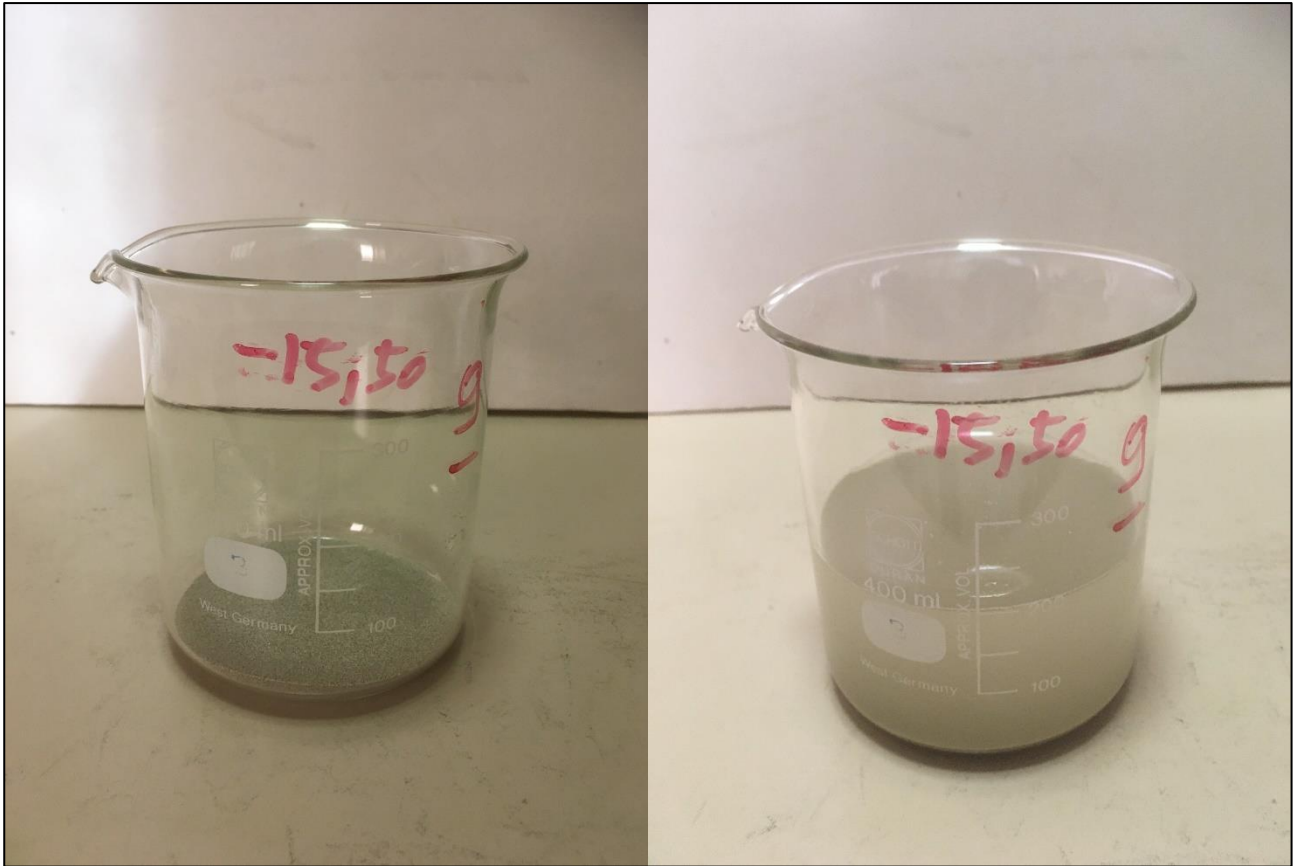


Figura 11.9: a sinistra il becher con la sabbia, a destra il becher con la miscela (acqua-sabbia)



Figura 11.10: miscela versata sul setaccio



Figura 11.11: raccolta della sabbia sul filtro



Figura 11.12: filtro usato nell'analisi

Per verificare l'integrità della prova sono stati sommati tutti i valori in peso ottenuti delle varie frazioni e il risultato risulta essere pari a 204,82 grammi; il peso iniziale dopo le due quartature, ossia ricavato prima di iniziare il processo di setacciatura, è invece pari a 205,70 grammi e questo vuol dire che la differenza tra i due valori è pari a 0,88 il che è un ottimo risultato poiché vuol dire che durante lo svolgimento dell'analisi si è andato a perdere pochissimo materiale.

Infine, in Figura 11.13 è possibile visualizzare tutte le frazioni di sabbia raccolte ai vari setacci per effettuare codesta analisi granulometrica; sono riportate anche delle foto più ravvicinate per visualizzare meglio le differenze (Figura 11.14, Figura 11.15 e Figura 11.16).



Figura 11.13: comparazione di tutte le frazioni di sabbia raccolte dopo la setacciatura

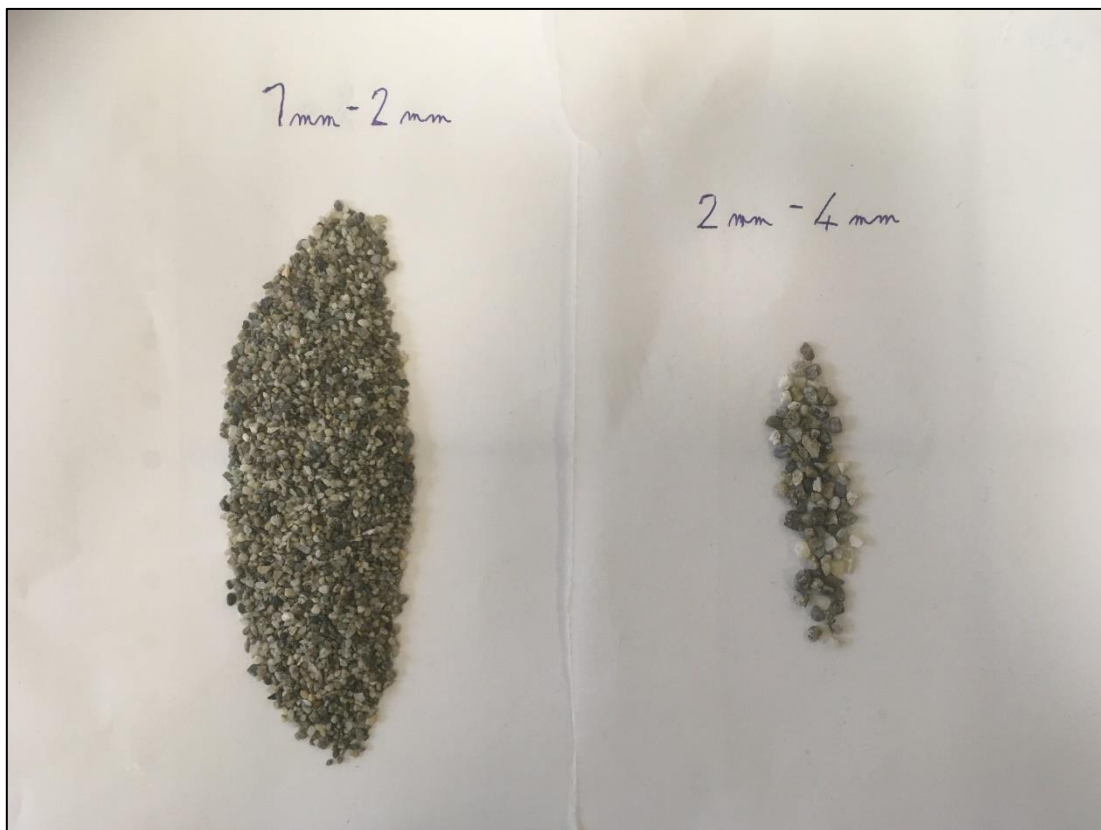


Figura 11.14: dettaglio frazioni 2mm - 4mm e 1mm - 2mm

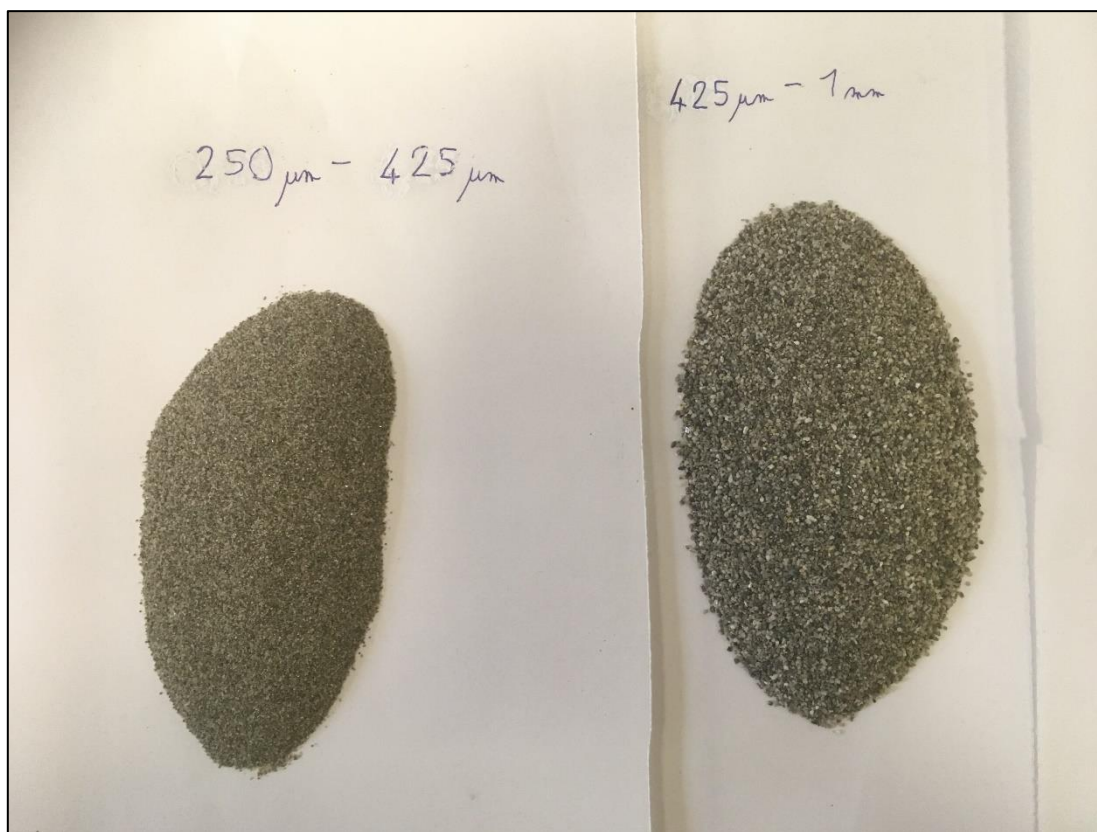


Figura 11.15: dettaglio frazioni 425μm - 1mm e 250μm - 425μm

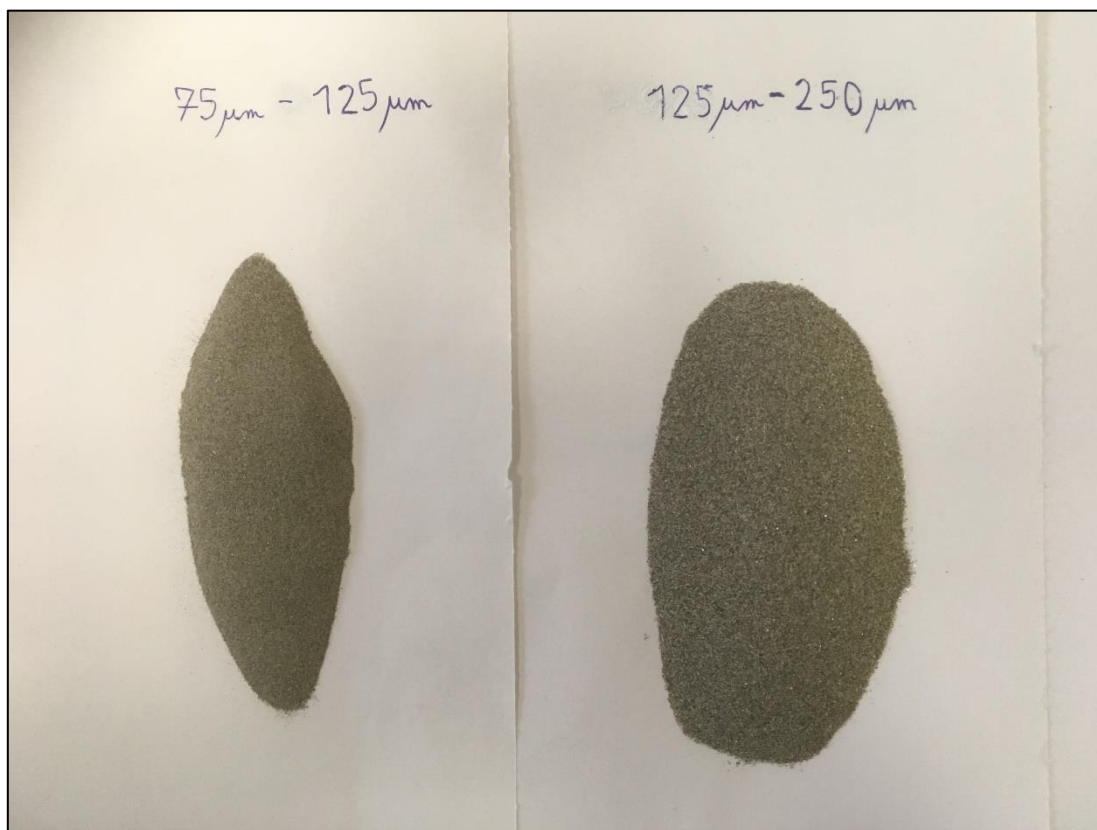


Figura 11.16: dettaglio frazioni 125μm - 250μm e 75μm - 125μm

12. Studio della stabilità del diaframma

In questo capitolo si è andata a valutare la stabilità dei diaframmi durante la fase di scavo quando esso risulta essere riempito totalmente di slurry. Tale studio è stato effettuato attraverso due diversi metodi; in un primo momento si è utilizzato un metodo analitico ideato da George M. Filz, Tiffany Adams e Richard R. Davidson, mentre in un secondo momento è stata eseguita un'analisi attraverso il software Slide della RocScience.

12.1 Metodo di Filz, Adams e Davidson

Il metodo di Filz, Adams e Davidson consiste nel valutare la stabilità lungo lo scavo di una trincea in sabbia tramite l'uso di fanghi bentonitici (slurry) e afferma che per lunghe trincee in sabbia supportate da impasto bentonitico-acqua, la forza stabilizzante più importante è la pressione laterale del liquame. Tale analisi viene effettuata tramite il calcolo del fattore di sicurezza FS che deve risultare essere ovviamente maggiore dell'unità affinché sia verificata la stabilità dello scavo.

È importante precisare che questo metodo utilizzato nel seguente lavoro di tesi si adotta nel calcolo della stabilità globale in una formazione in cui si sviluppa il filter cake (di cui se ne è parlato nel [paragrafo 2.1](#)) e dunque con presenza di un terreno limoso-argilloso. Il terreno nel nostro caso in esame è caratterizzato principalmente da sabbia e ghiaia, ad eccezione dello strato più superficiale ossia l'unità geotecnica 1 (contraddistinta dalla presenza di terreni di riporto sabbioso-limosi); dunque si formerebbe in teoria l'impregnation cake ma in mancanza di un'altra formulazione per questo tipo di fenomeno va bene comunque adottare tale metodo creato da Filz et al. Infatti, a conferma di questo ci sono vari esperimenti condotti in laboratorio che affermano che per la formazione del filter cake il D_{15} del terreno deve essere uguale o inferiore a 0,04 mm e nel nostro caso in esame probabilmente tale dato non è rispettato.

La formula per il calcolo del fattore di sicurezza FS è riportata nell'*Equazione 12.1* dove B rappresenta un fattore adimensionale di stabilità e φ l'angolo di attrito del terreno dove per condurre un'analisi a favore di sicurezza si è deciso di prendere il valore più basso tra le diverse unità geotecniche e dunque quello relativo all'UG1, ossia lo strato più superficiale di terreno caratterizzato da riporti sabbiosi-limosi che si estendono fino ad una profondità variabile di circa 3-4 metri. Per il calcolo del fattore adimensionale di stabilità B si è impiegata invece l'*Equazione 12.2*, dove:

- q : sovraccarico della macchina (kN/m^2);
- H : profondità dello scavo (m);
- H_w : altezza della falda rispetto al fondo scavo;
- H_s : altezza dello slurry rispetto al fondo scavo;
- m : H_w/H ;
- n : H_s/H ;
- γ_s : massa volumica dello slurry;
- γ_w : massa volumica dell'acqua;
- γ_m : massa volumica della sabbia non satura;
- γ_{sw} : massa volumica della sabbia satura;
- γ_{bw} : massa volumica alleggerita della sabbia satura ($\gamma_{sw}-\gamma_w$).

$$FS = \frac{2\sqrt{B}}{B-1} \tan \varphi \quad \text{Equazione 12.1}$$

$$B = \frac{2q+H[(1-m^2)\gamma_m+m^2\gamma_{bw}]}{H(n^2\gamma_s-m^2\gamma_w)} \quad \text{Equazione 12.2}$$

In Tabella 12.1 è possibile visionare tutti i valori utilizzati nelle due equazioni dove in particolare si è deciso di attribuire per quanto riguarda la profondità dello scavo il valore di 15 metri che sarebbe quello relativo all'ultima configurazione utilizzata. L'altezza della falda rispetto al fondo scavo H_w risulta essere pari a 0 metri poiché come si è visto nell'inquadramento idrogeologico ([paragrafo 3.3](#)) la soggiacenza si trova a 22 metri di profondità e non si interseca con l'opera in progetto. Infine, l'altezza dello slurry rispetto al fondo scavo è chiaramente pari a 15 metri poiché tutto lo scavo va riempito della miscela fango bentonitica.

Tabella 12.1: valori utilizzati nel calcolo del FS

H [m]	15
H_w [m]	0
H_s [m]	15
ϕ_{UG1} [°]	29
γ_m [t/m ³]	1,9
γ_{sw} [t/m ³]	2
γ_{bw} [t/m ³]	1
γ_s [t/m ³]	1,2
γ_w [t/m ³]	1
n [-]	1
m [-]	0
q [kN/m ²]	20

In Tabella 12.2 è possibile visionare i risultati prima del fattore adimensionale di stabilità B e dopo del fattore di sicurezza FS . Questo esito ci permette di affermare che la stabilità risulta essere soddisfatta poiché il fattore di sicurezza FS è maggiore dell'unità e dunque le forze stabilizzanti sono maggiori di quelle instabilizzanti.

Tabella 12.2: risultati di B ed FS

B [-]	3,81
FS [-]	1,23

Si è inoltre effettuato anche il calcolo per determinare l'inclinazione del piano di scorrimento α_f (Equazione 12.3) dove si è deciso di assumere una superficie di piana che parte dal fondo dello scavo e arriva al piano campagna come mostrato in Figura 12.1; si è ottenuto un valore dell'angolo pari a circa $45^\circ,4$ il che risulta essere un risultato sicuramente accettabile.

$$\alpha_f = 45^\circ - \frac{\left(\tan^{-1} \frac{\tan \varphi}{FS}\right)}{2} \quad \text{Equazione 12.3}$$

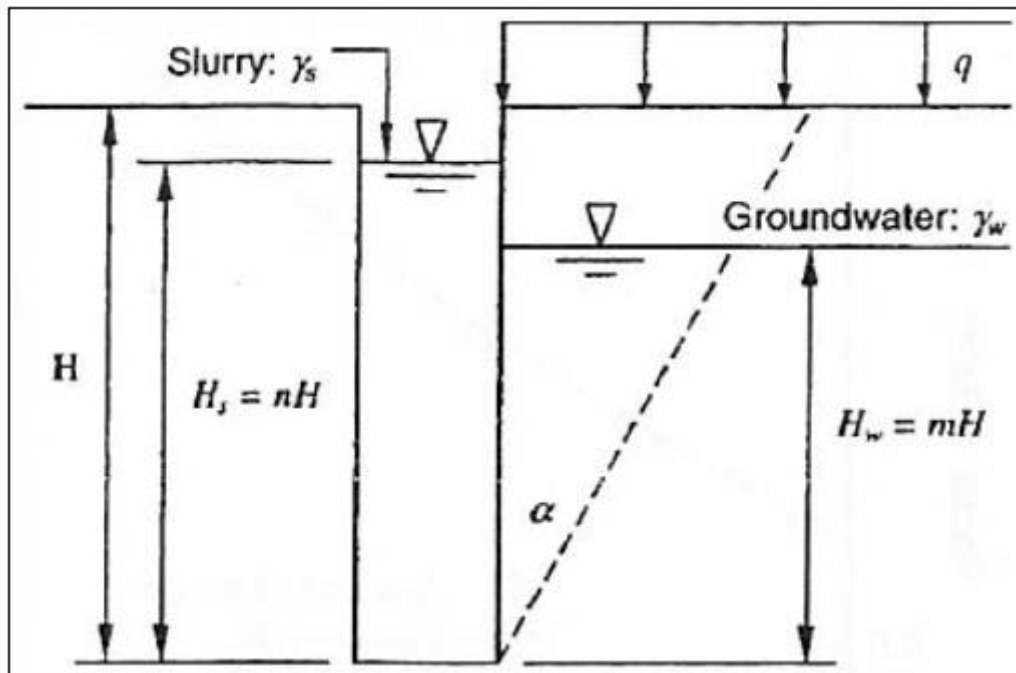


Figura 12.1: schematizzazione grafica della trincea indicata dal metodo di Filz

A scopo informativo Filz, Adams e Davidson oltre allo studio relativo alla stabilità globale con formazione del filter cake hanno messo a fondo anche altre due formulazioni relative ai casi di stabilità locale senza formazione di filter cake e stabilità globale senza formazione di filter cake; per risolvere questi due metodi però è necessario essere in possesso del gradiente di stagnazione i_0 che si ottiene tramite l'ausilio di un grafico che richiede la conoscenza del D_5 e del rapporto dei vuoti e del suolo autoctono.

12.2 Software Slide

Con il software Slide della RocScience si è analizzata la stabilità dei diaframmi seguendo due configurazioni diverse:

- introducendo un carico orizzontale per simulare la pressione dello slurry sulle pareti dello scavo (Figura 12.2);
- inserendo un materiale avente le stesse caratteristiche dello slurry (Figura 12.3).

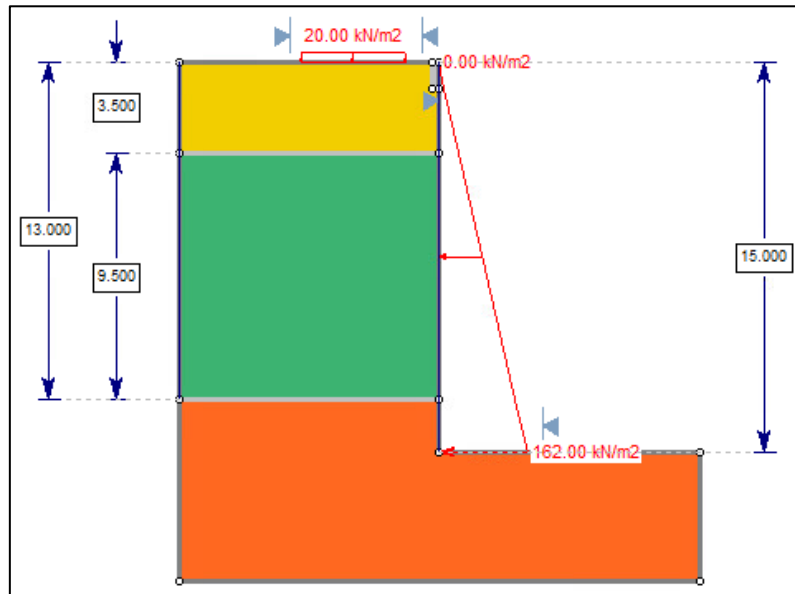


Figura 12.2: geometria configurazione con carico orizzontale applicato

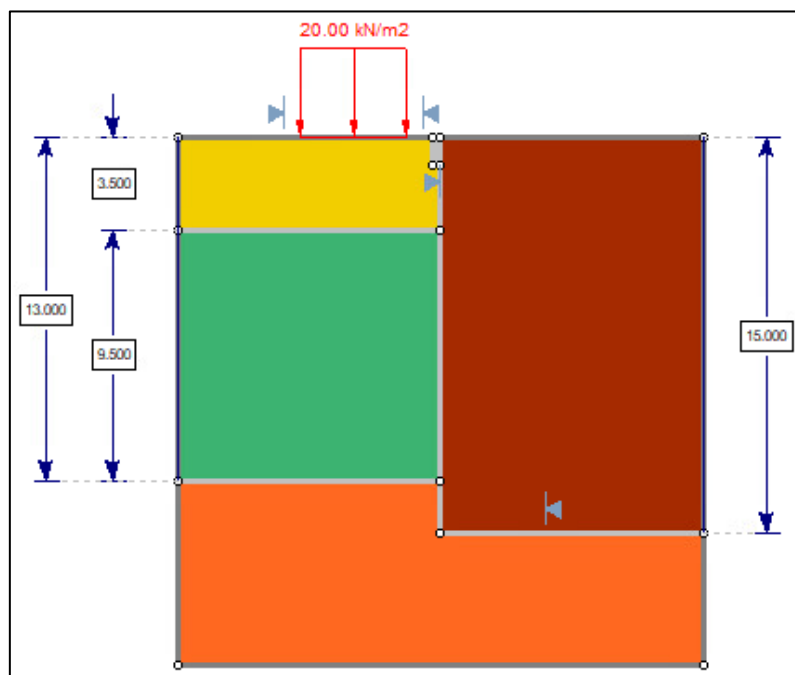


Figura 12.3: geometria configurazione con materiale tipo slurry

Da come si può osservare da entrambe le due configurazioni è stato inserito un carico distribuito di 20 kN/m² per indicare la presenza della macchina che sta effettuando lo scavo; la sua introduzione risulta essere molto importante perché tale macchina esercita una pressione sul terreno che va certamente considerata per il calcolo della stabilità dei diaframmi. Inoltre, è possibile notare come non sia stata rappresentata l'unità geotecnica numero 4, ossia quella che rappresenta la formazione di ghiaia e sabbie con ciottoli intensamente cementate e puddinghe; questo poiché tale strato si estende a partire da una profondità pari a 17-18 metri e in queste simulazioni si è voluto rappresentare la costruzione del diaframma fino alla profondità di 15 metri che rappresenta l'ultima e definitiva configurazione scelta tramite l'utilizzo della macchina Casagrande B300. Inoltre, solo per quanto riguarda la prima configurazione, ossia quella con il carico orizzontale applicato sulla parete dello scavo, essa risulta essere ovviamente triangolare poiché aumenta con la profondità; per il calcolo del valore di carico massimo lungo lo scavo si è andati a moltiplicare la profondità del diaframma per il peso specifico dello slurry ricavando così un risultato pari a 162 kN/m² (Equazione 12.4).

$$15 \text{ m} * 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 162 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Equazione 12.4}$$

Sono state effettuate due tipi di analisi: la prima è stata svolta considerando i valori reali di coesione c e angolo di attrito φ del terreno, mentre la seconda è stata effettuata applicando i fattori di sicurezza globali previsti nell'analisi con Eurocodici per effettuare un'indagine a favore di sicurezza.

Iniziando con l'analisi senza Eurocodici, in Figura 12.4 è possibile osservare la tabella delle proprietà dei materiali utilizzati nelle due configurazioni, ossia le unità geotecniche 1, 2 e 3 (già viste nello specifico nel [sottoparagrafo 3.4.1](#) appartenente all'inquadramento geotecnico), lo slurry impiegato nella costruzione dei diaframmi (questo chiaramente è stato inserito solamente nella seconda configurazione) e infine il calcestruzzo per la costruzione del cordolo guida (necessario per inizializzare correttamente l'operazione di scavo).

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
UG1 - Riporti sabbioso/limoso		18	Mohr-Coulomb	0	29	None	0
UG2 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da sciolte a debolmente cementate		19	Mohr-Coulomb	0	37	None	0
UG3 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da debolmente a mediamente cementate		19	Mohr-Coulomb	20	37	None	0
Slurry		10.8	No strength			None	0
Calcestruzzo		23	Mohr-Coulomb	100	35	None	0

Figura 12.4: tabella in Slide con elencate le proprietà dei materiali utilizzati

Nel seguito sono mostrate dunque le varie simulazioni effettuate con il software Slide per quanto riguarda l'analisi senza l'applicazione dei coefficienti di sicurezza globali (da Figura 12.5 a Figura 12.16); prima sono state svolte quelle con la configurazione relativa all'applicazione del carico orizzontale e dopo quelle con la simulazione dello slurry tramite l'inserimento di un materiale avente le medesime proprietà. Per le varie analisi sono stati usati i metodi di Bishop semplificato, GLE/Morgenstern-Price e Spencer; inoltre, per le opzioni di superficie prima è stata utilizzata una superficie circolare utilizzando il metodo di ricerca dell'Auto Refine e successivamente una non circolare utilizzando il metodo di ricerca di Cuckoo.

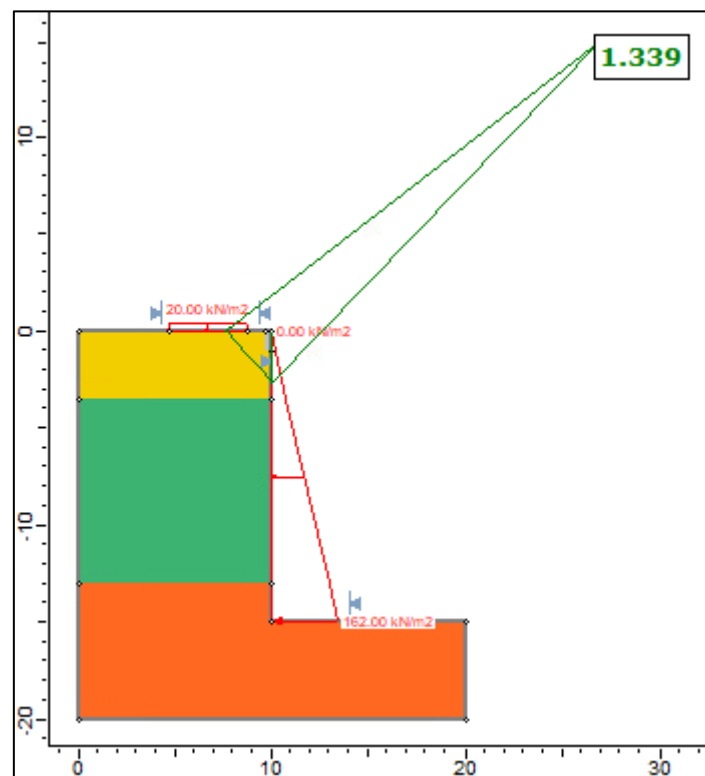


Figura 12.5: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

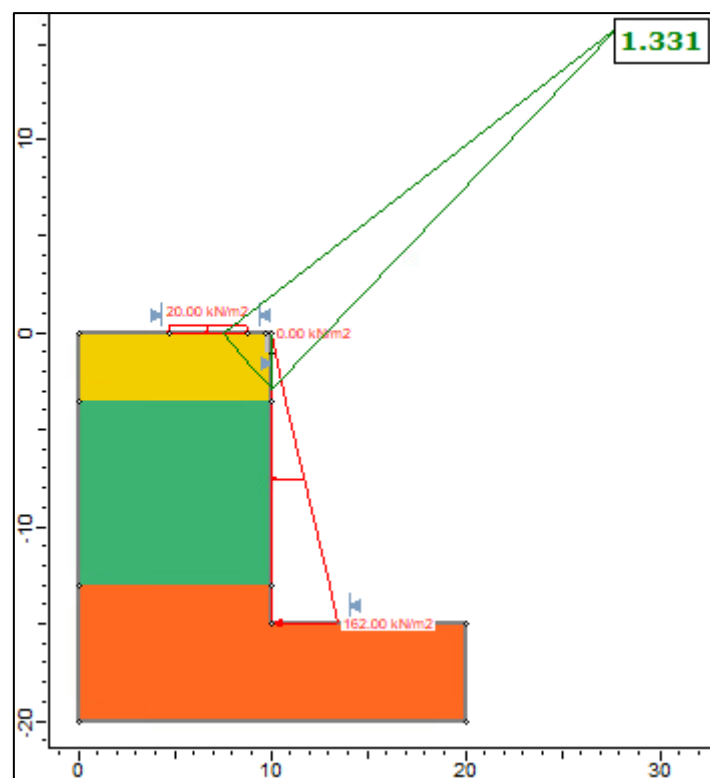


Figura 12.6: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

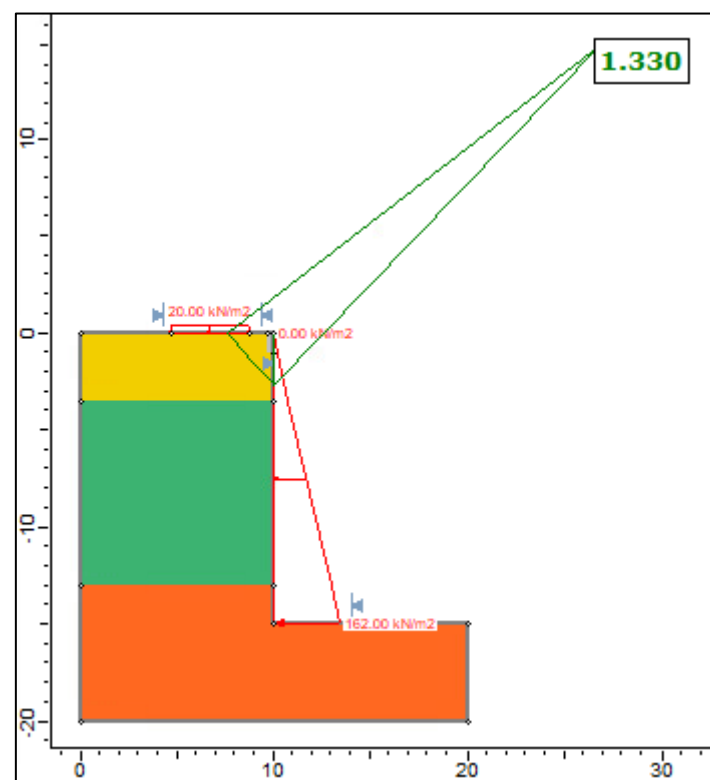


Figura 12.7: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

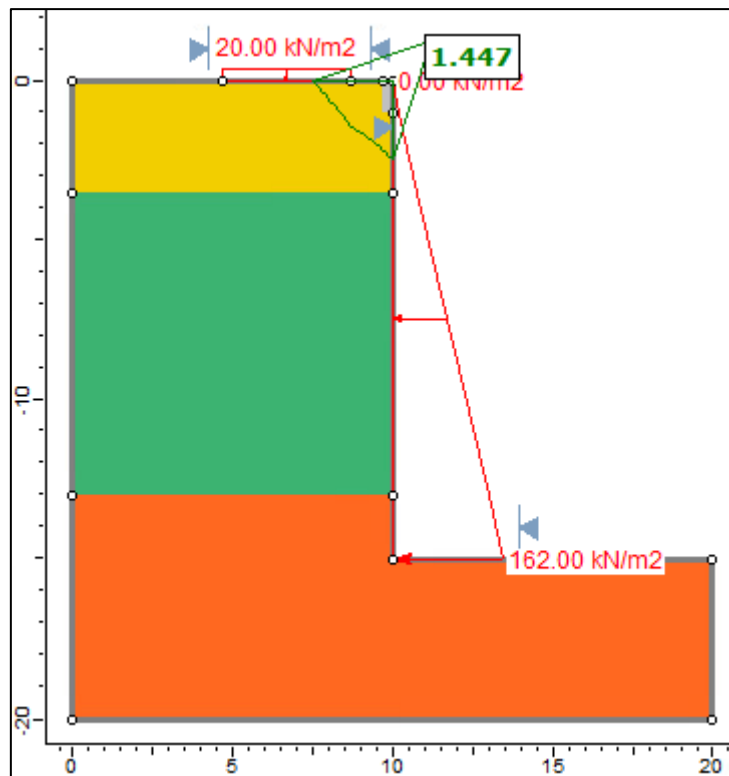


Figura 12.8: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

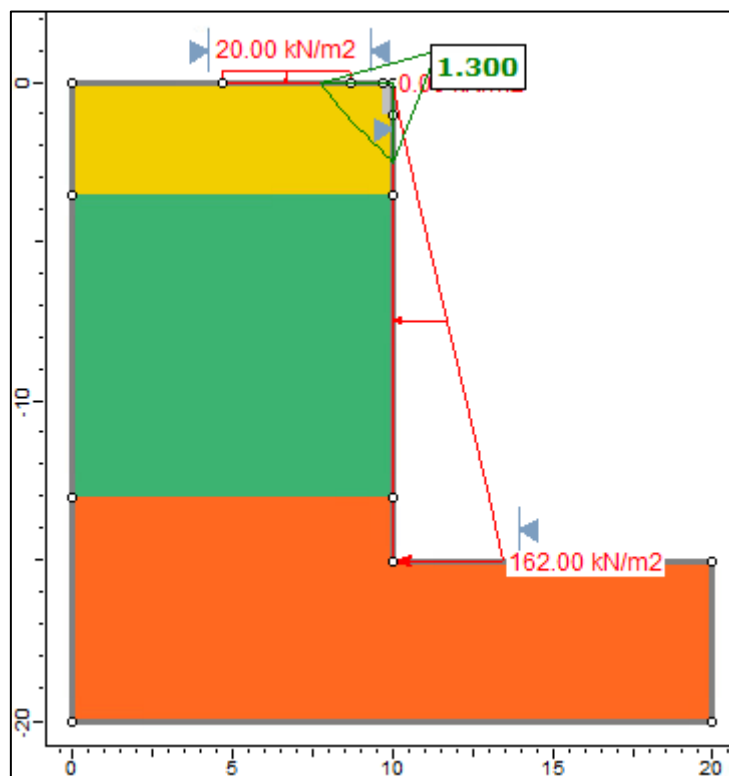


Figura 12.9: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

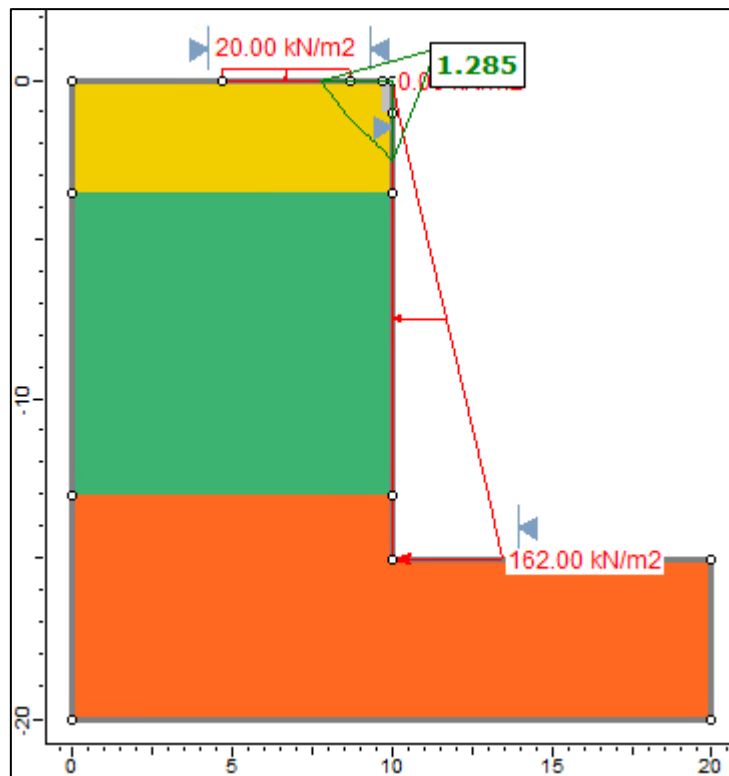


Figura 12.10: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

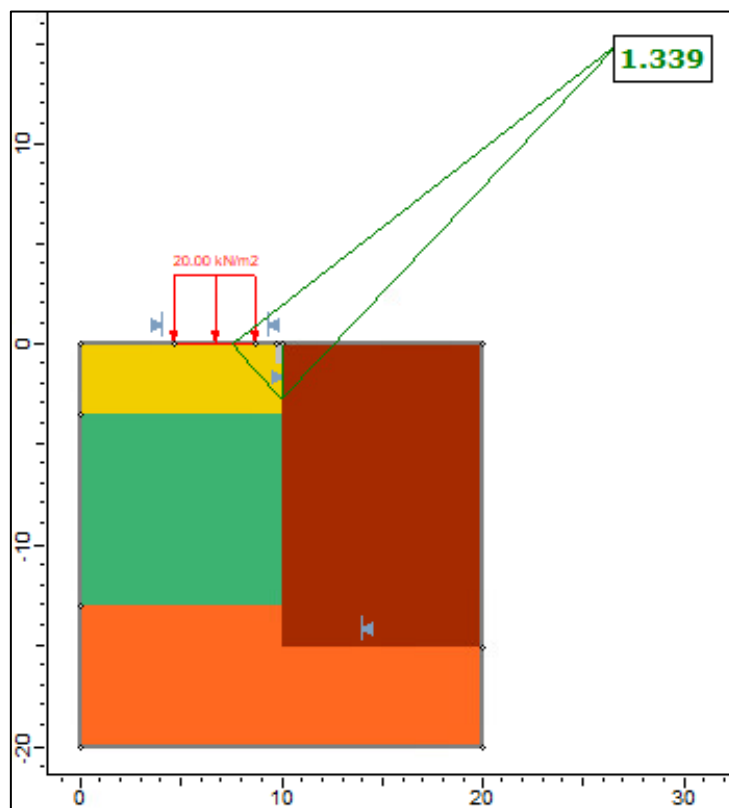


Figura 12.11: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

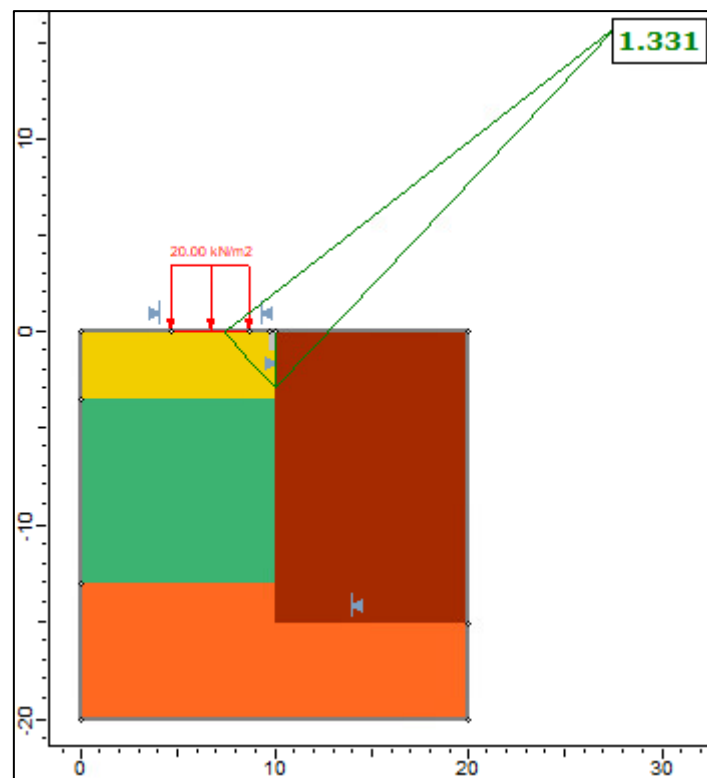


Figura 12.12: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

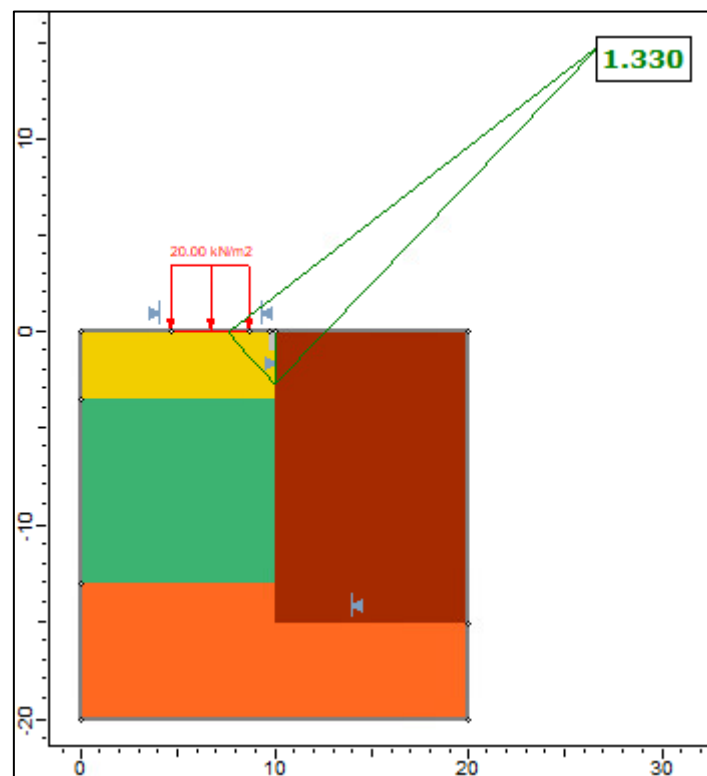


Figura 12.13: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine

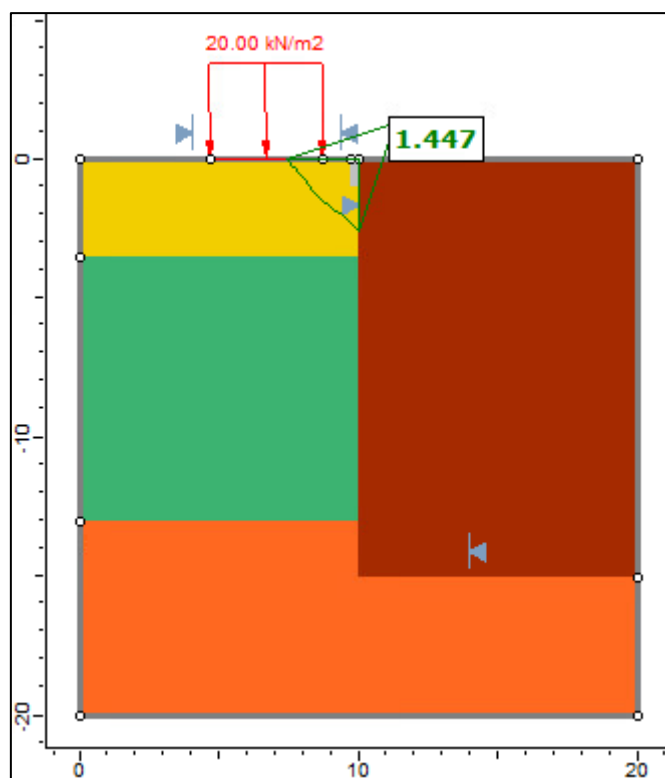


Figura 12.14: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

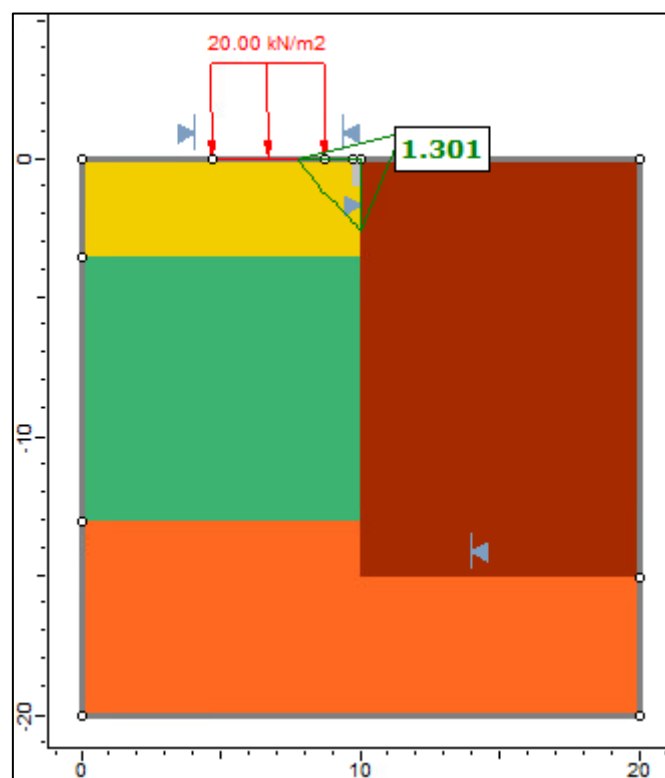


Figura 12.15: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

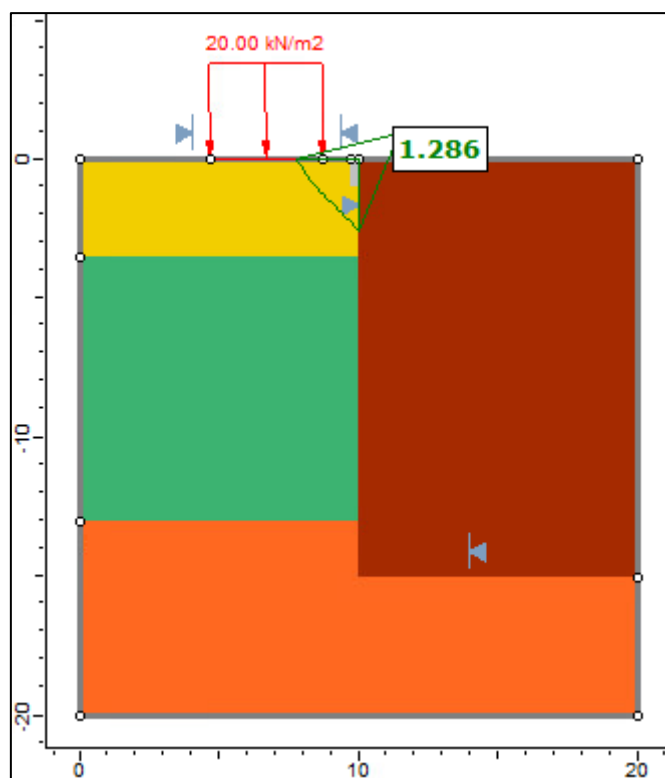


Figura 12.16: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo

In Tabella 12.3 è possibile visionare insieme, per un miglior confronto, tutti i risultati ottenuti del fattore di sicurezza *FS* dalle varie simulazioni.

Tabella 12.3: risultati del fattore di sicurezza *FS*

Configurazione	Tipo di superficie - Metodo di ricerca	Metodo di analisi	FS
Carico orizzontale	Superficie circolare - Auto Refine	Bishop semplificato	1,339
		GLE/Morgenstern-Price	1,331
		Spencer	1,330
	Superficie non circolare - Cuckoo	Bishop semplificato	1,447
		GLE/Morgenstern-Price	1,300
		Spencer	1,285
Materiale slurry	Superficie circolare - Auto Refine	Bishop semplificato	1,339
		GLE/Morgenstern-Price	1,331
		Spencer	1,330
	Superficie non circolare - Cuckoo	Bishop semplificato	1,447
		GLE/Morgenstern-Price	1,301
		Spencer	1,286

Da tutti questi esiti, dunque, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- tutti i risultati del fattore di sicurezza FS sono maggiori dell'unità e questo vuol dire che la stabilità del diaframma è sempre verificata e che dunque le forze stabilizzanti risultano essere maggiori di quelle instabilizzanti;
- i valori sono molto simili (e alcune volte addirittura coincidono al millesimo) tra le due configurazioni per quanto riguarda i rispettivi metodi di analisi e opzioni di superficie e questo risulta essere un ottimo risultato;
- i risultati tra i vari metodi di analisi per quanto riguarda le singole configurazioni e opzioni di superficie non si discostano di molto, al massimo di 0,16 e dunque valore accettabile;
- le posizioni delle superfici circolari sono molto simili tra di loro e anche quelle delle superfici non circolari.

È molto importante precisare che tutte queste simulazioni sono state svolte non conoscendo esattamente i parametri del terreno; questi fattori di sicurezza FS ottenuti da queste simulazioni sono globali e coprono tutte le incertezze sui parametri del suolo. Inoltre, questa analisi di stabilità vale in una condizione temporanea (transitoria) perché lo scavo del setto non è una configurazione stabile nel tempo ma appunto è una condizione stabile transitoria perché bisogna garantire che ci sia sempre lo slurry in circolazione a sostentamento dello scavo e che non diminuisca mai la sua quota dentro la trincea. Dunque, è importante sottolineare ancora che solo ponendo tutte queste condizioni allora la situazione risulta stabile.

Inoltre, è doveroso precisare che questi valori del fattore di sicurezza FS sono così alti perché non si sono utilizzati i coefficienti parziali di sicurezza (analisi senza Eurocodici) poiché in questo modo si è voluto capire il fenomeno vero di un'attività transitoria conoscendo bene il valore del carico della macchina che opera in superficie (anche se sapere questo dato in maniera molto precisa non è importantissimo poiché non fa variare di molto i risultati finali e questo grazie alla presenza del cordolo guida).

Come già anticipato, si è deciso dunque di effettuare altre simulazioni stavolta applicando gli Eurocodici e dunque i coefficienti parziali di sicurezza. Si sono andati dunque a diminuire i valori di coesione c e di angolo di attrito φ per fare un'analisi a favore di sicurezza andando a peggiorare le caratteristiche del terreno; per entrambi i parametri di resistenza si è applicato un fattore di riduzione pari a 1,25. È importante precisare che anche in questa analisi si opera in condizioni transitorie. In Figura 12.17 è possibile visionare i nuovi valori di coesione c e angolo di attrito φ per quanto riguarda le varie unità geotecniche, mentre da Figura 12.18 a Figura 12.29 è possibile visionare le varie simulazioni effettuate.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
UG1 - Riporti sabbioso/limoso		18	Mohr-Coulomb	0	23.91	None	0
UG2 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da sciolte a debolmente cementate		19	Mohr-Coulomb	0	31.08	None	0
UG3 - Ghiaie e sabbie con ciottoli da debolmente a mediamente cementate		19	Mohr-Coulomb	16	31.08	None	0
Slurry		10.8	No strength			None	0
Calcestruzzo		23	Mohr-Coulomb	100	35	None	0

Figura 12.17: nuovi valori di coesione c e angolo di attrito φ per l'analisi con Eurocodici

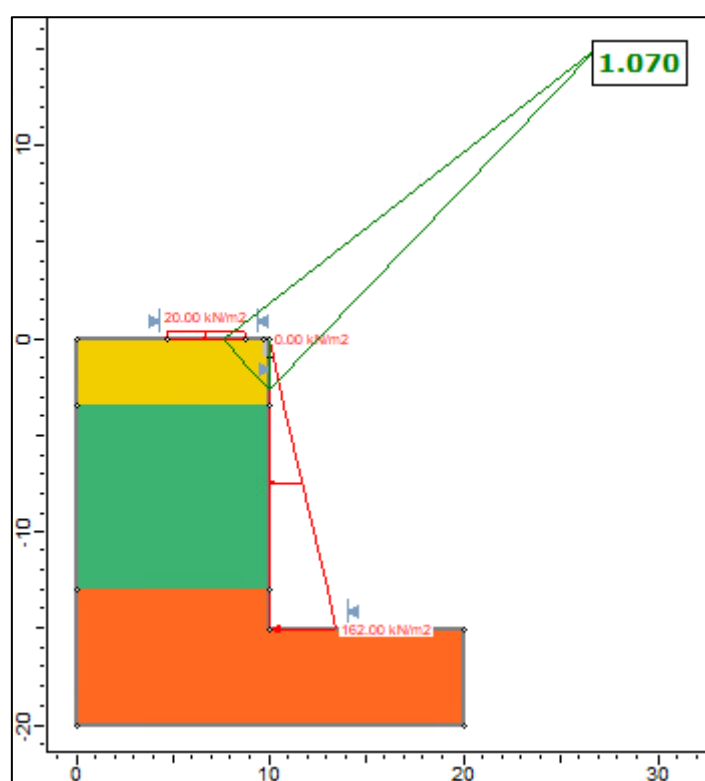


Figura 12.18: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

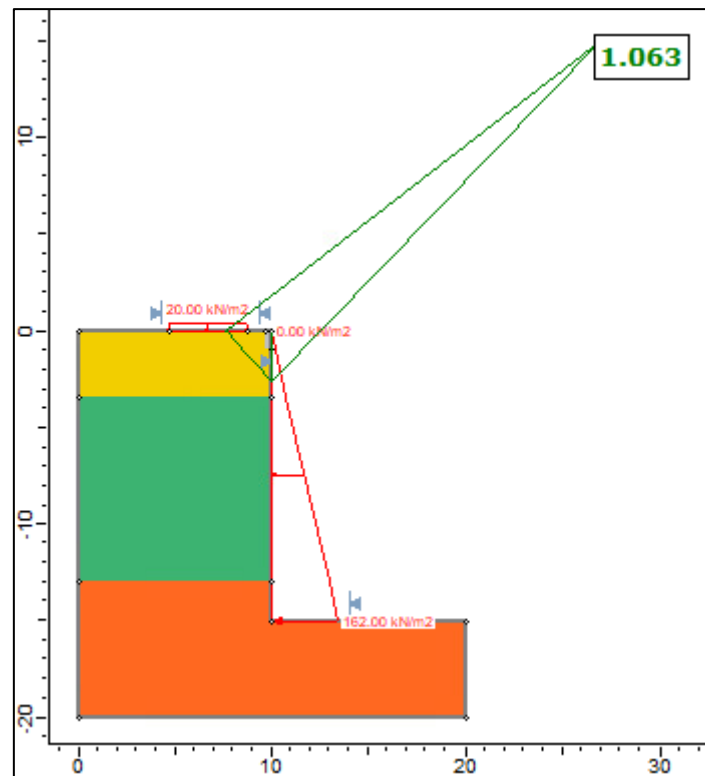


Figura 12.19: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

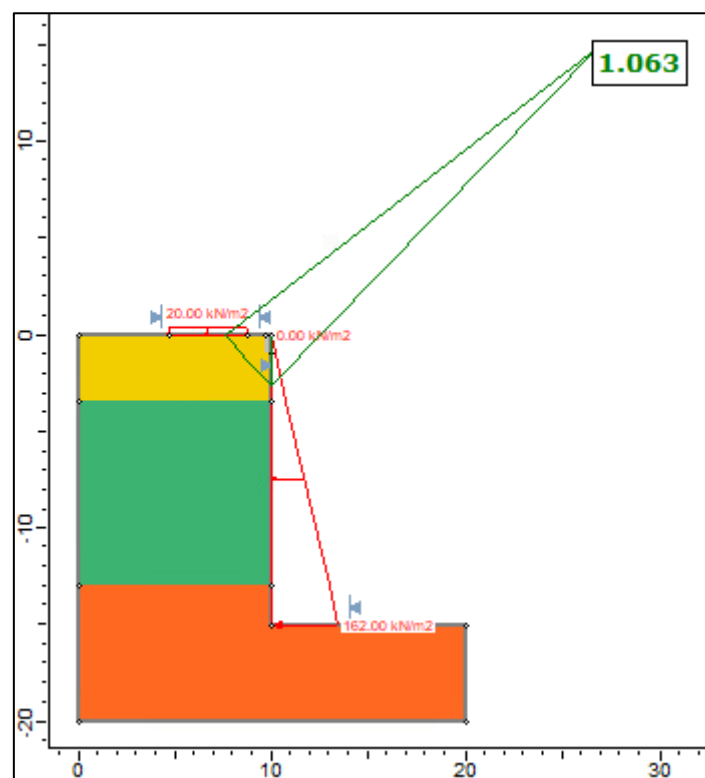


Figura 12.20: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

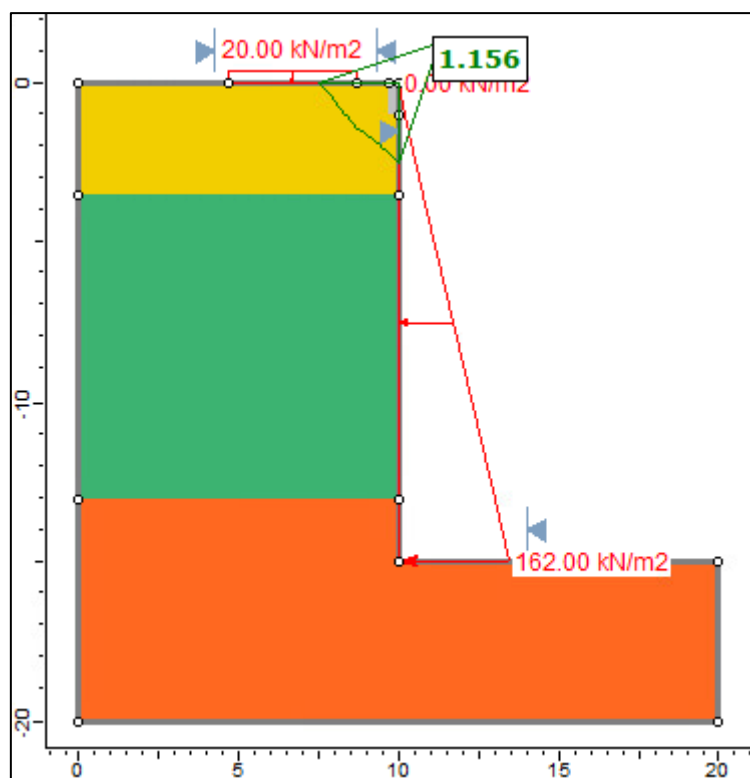


Figura 12.21: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

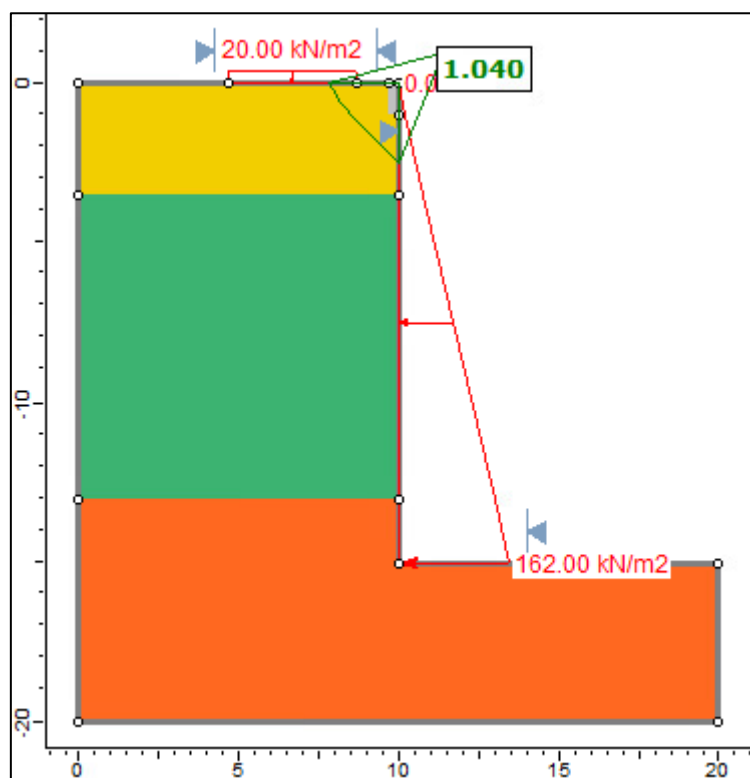


Figura 12.22: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

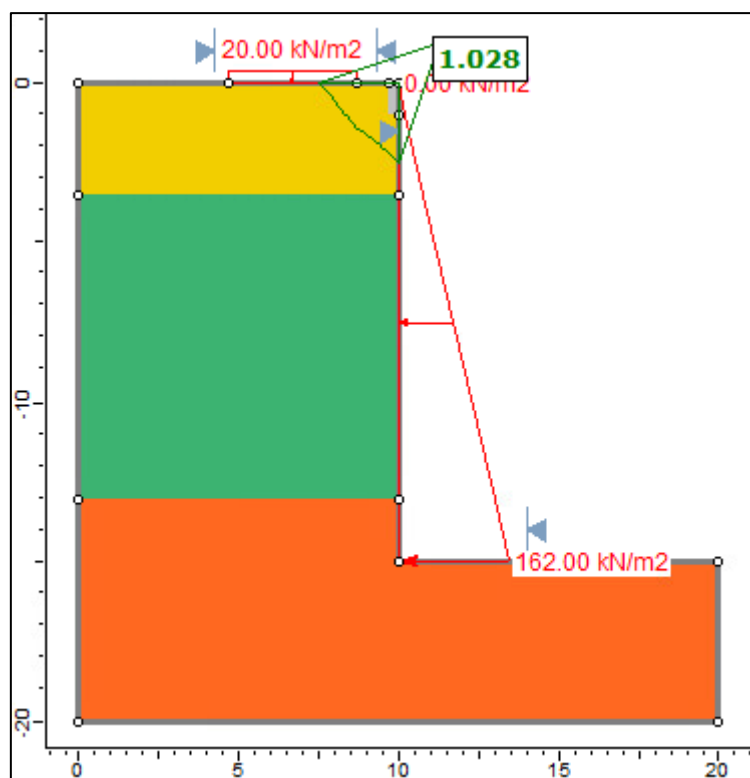


Figura 12.23: simulazione con carico orizzontale applicato, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

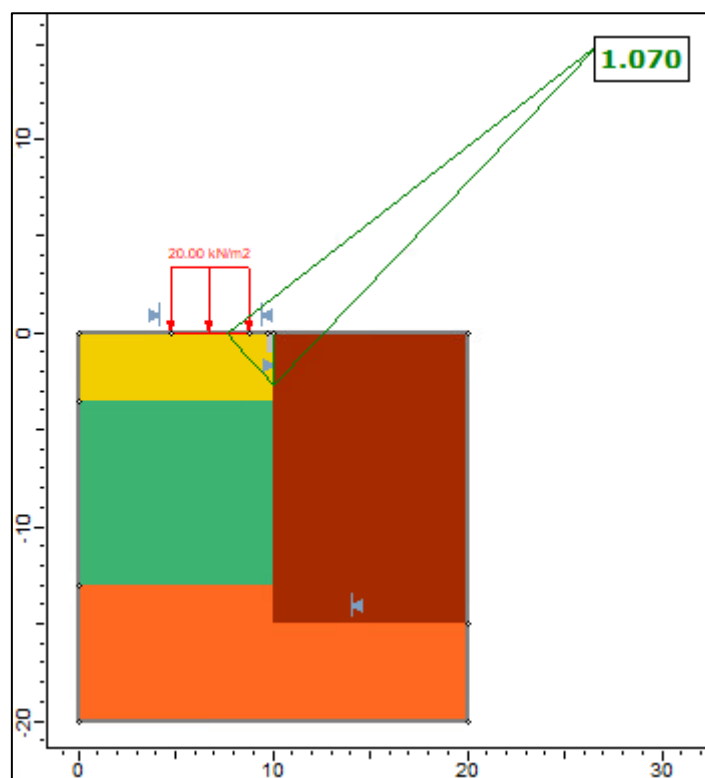


Figura 12.24: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

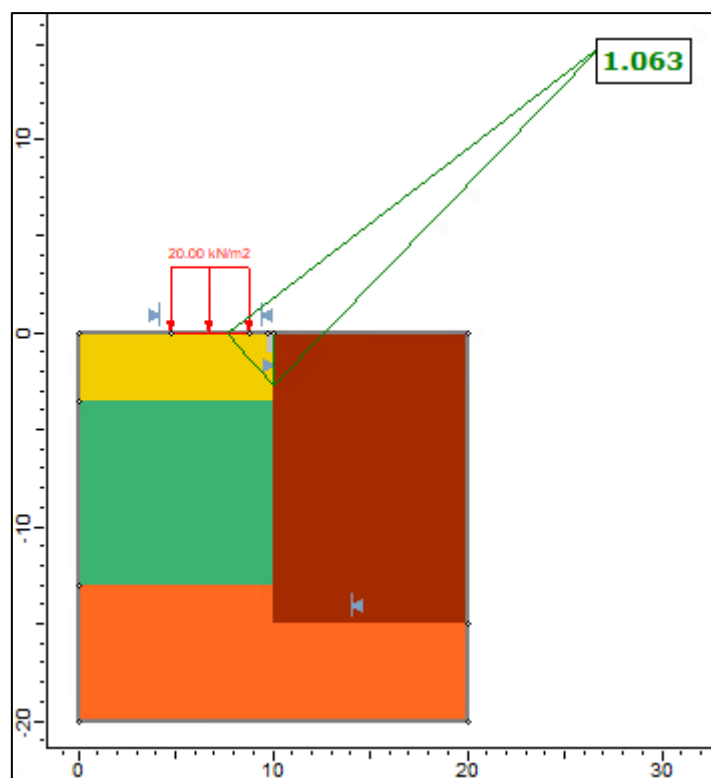


Figura 12.25: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

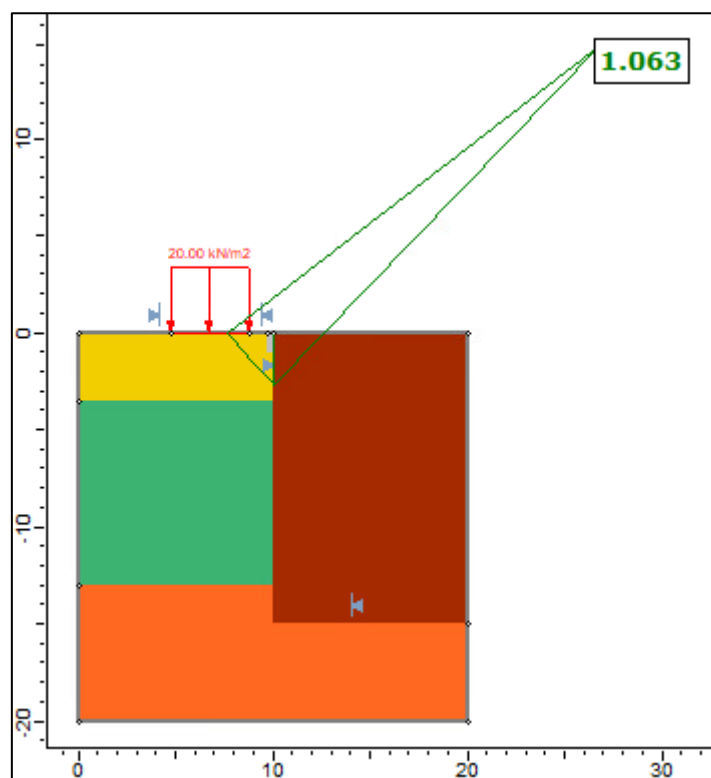


Figura 12.26: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie circolare e metodo di ricerca Auto Refine (analisi con Eurocodici)

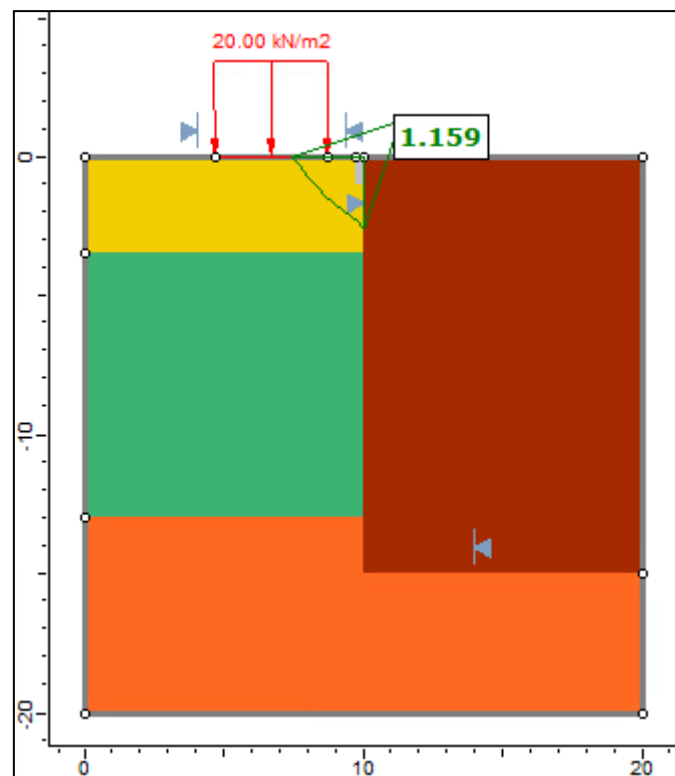


Figura 12.27: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Bishop semplificato, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

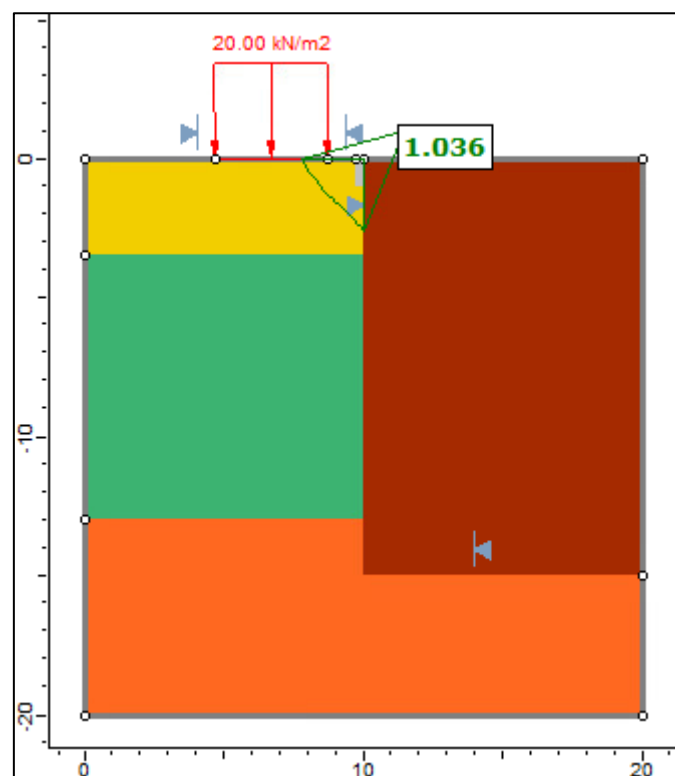


Figura 12.28: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di GLE/Morgenstern-Price, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

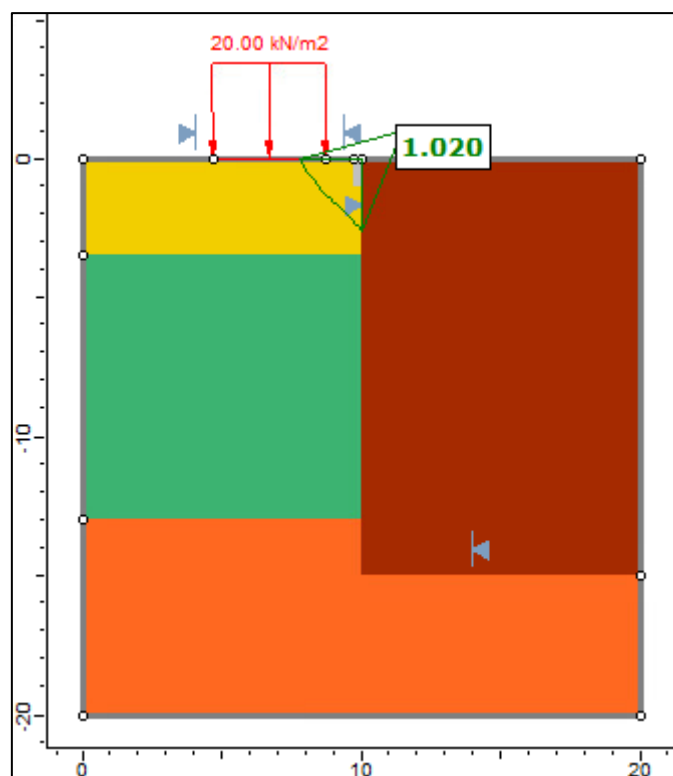


Figura 12.29: simulazione con materiale tipo slurry, metodo di Spencer, superficie non circolare e metodo di ricerca Cuckoo (analisi con Eurocodici)

In Tabella 12.4 è possibile visionare in sintesi tutti i risultati trovati del fattore di sicurezza *FS* utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza.

Tabella 12.4: risultati del fattore di sicurezza *FS* per quanto riguarda l'analisi con gli Eurocodici

Configurazione	Tipo di superficie - Metodo di ricerca	Metodo di analisi	FS
Carico orizzontale	Superficie circolare - Auto Refine	Bishop semplificato	1,070
		GLE/Morgenstern-Price	1,063
		Spencer	1,063
	Superficie non circolare - Cuckoo	Bishop semplificato	1,156
		GLE/Morgenstern-Price	1,040
		Spencer	1,028
Materiale slurry	Superficie circolare - Auto Refine	Bishop semplificato	1,070
		GLE/Morgenstern-Price	1,063
		Spencer	1,063
	Superficie non circolare - Cuckoo	Bishop semplificato	1,159
		GLE/Morgenstern-Price	1,036
		Spencer	1,020

Da tutti questi esiti, dunque, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- tutti i risultati del fattore di sicurezza FS sono maggiori dell'unità e questo vuol dire che la stabilità del diaframma è sempre verificata e che dunque le forze stabilizzanti risultano essere maggiori di quelle instabilizzanti;
- a differenza dell'analisi senza gli Eurocodici questi valori del fattore di sicurezza FS risultano essere più bassi e in alcuni casi molto al limite con la stabilità (seppur sempre verificata);
- i valori sono molto simili (e alcune volte addirittura coincidono al millesimo) tra le due configurazioni per quanto riguarda i rispettivi metodi di analisi e opzioni di superficie e questo risulta essere un ottimo risultato;
- i risultati tra i vari metodi di analisi per quanto riguarda le singole configurazioni e opzioni di superficie non si discostano di molto, al massimo di 0,13 e dunque valore accettabile (con l'analisi senza applicazione dei fattori di sicurezza globali si era ottenuto invece un discostamento poco maggiore pari a 0,16);
- le posizioni delle superfici circolare sono molto simili tra di loro e anche quelle delle superfici non circolari.

13. Conclusioni

In questo capitolo verranno elencate tutte le conclusioni effettuate per quanto riguarda il seguente lavoro di tesi.

Innanzitutto, sono state analizzate e descritte tutte le fasi relative alla costruzione dei diaframmi strutturali, sia da un punto di vista teorico che pratico osservando i lavori del cantiere situato presso la Cittadella Politecnica, per comprenderne lo scopo e l'importanza di ciascuna di queste. Si è visto come le soluzioni progettuali possano cambiare nel momento in cui si effettuano i lavori, proprio perché si può andare incontro ad interferenze o imprevisti; un esempio è stato lo strato ad elevata cementazione (puddinghe) che si è riscontrato a circa 12-13 metri di profondità e che ha portato al cambiamento dell'assetto progettuale. Si è analizzata la tecnica del top-down e tutti i benefici e vantaggi che tale modalità comporta in questo cantiere rispetto ad una configurazione a bottom-up. Si è parlato della cantierizzazione in generale, di come sono state gestite le viabilità e gli accessi veicolari e pedonali separandole in modo da favorirne la sicurezza, dei baraccamenti che si sviluppano su due piani in modo da occupare meno spazio, delle recinzioni che possiedono caratteristiche di antirumore e antipolvere, della suddivisione delle lavorazioni nelle cosiddette "aree operative" in modo da garantire una maggiore produttività e sicurezza e al contempo diminuire le interferenze, dei maggiori rischi che sono rappresentati dai crolli (che possono verificarsi nei lavori in sotterraneo) e dall'esposizione di polveri, vibrazioni e rumori, e dell'importanza dell'utilizzo dei DPC e dei DPI. Sono stati elencati i controlli in corso d'opera svolti durante la realizzazione dei diaframmi strutturali e si è visto come l'adozione di una macchina a funzionamento semi-idraulico con le funi, sebbene di più difficile utilizzo, garantisca un maggior livello di precisione soprattutto per quanto riguarda la verticalità dello scavo. Inoltre, si è vista l'importanza della costruzione dei cordoli guida che ha determinato un aiuto fondamentale per gli operatori durante l'inizializzazione dello scavo con la benna; inoltre, ha garantito anche una maggiore stabilità del terreno in superficie. Si sono visti anche tutti i controlli che sono stati eseguiti per quanto riguarda la qualifica dello slurry, ossia prova di viscosità e controllo del peso specifico, e del calcestruzzo, ossia slump test e prova di compressione cubica. Un'altra conseguenza degli strati ad alta cementazione incontrati durante le fasi di scavo è stata quella di causare un consumo extra-previsionale degli utensili da scavo, in particolare settimanale per quanto riguarda la benna da 7 tonnellate e bimensile per quanto riguarda la benna da 24 tonnellate. Nella compatibilità ambientale si è visto come per il terreno dei diaframmi con residui di fango bentonitico bisogna attuare dei trattamenti che sono necessari a differenza del terreno dello scavo centrale, ossia l'asciugatura in una vasca di decantazione.

Per quanto riguarda invece la parte sperimentale sono stati effettuati innanzitutto degli studi sulle tre diverse miscele fango bentonitiche in cui si è notato come lo slurry pulito risulti essere chiaramente molto più omogeneo (rispetto agli altri due tipi di slurry ricircolato), infatti, i tempi di svuotamento attraverso l'uso dell'imbuto di Marsh sono costanti tra di loro (nei tre test svolti) ed inoltre sono anche più brevi, questo ad indicare la minor presenza di grumi all'interno della miscela (minor viscosità). Dopo di ciò si sono ottenuti dei corretti valori della densità della miscela dove si è potuto notare come la massa volumica dello slurry pulito risulti essere decisamente inferiore rispetto a quello ricircolato (meno presenza di grani); inoltre si può anche notare una minor varianza tra i valori dei tre test per quanto riguarda lo slurry pulito e questo è giustificato sempre in ragione del fatto che sono presenti meno grumi che fanno variare la sua densità. Infine, l'ultima prova

effettuata sullo slurry ha riguardato la sedimentazione dove si è potuto constatare come le miscele non si separino più di tanto dopo un tempo massimo di dieci giorni (1 mm di acqua in sommità per la bentonite pulita e 3 mm per quella sporca) e questo ha portato alla conclusione che le tre miscele hanno un'elevata capacità di ritenzione d'acqua. In cantiere oltre allo slurry è stato prelevato anche della sabbia a valle del dissabbiatore dove è stata effettuata l'analisi granulometrica. In conclusione, al seguente elaborato, è stato svolto uno studio relativo alla stabilità del diaframma durante l'operazione di scavo utilizzando prima il metodo analitico di Filz e dopo il software della RocScience Slide portando un esito positivo per entrambi; infatti, in ambedue procedimenti si sono ottenuti sempre valori del fattore di sicurezza FS maggiori dell'unità e questo vuol dire che le forze stabilizzanti risultano essere maggiori di quelle instabilizzanti. Inoltre, per quanto riguarda i valori del fattore di sicurezza FS ottenuti su Slide dal loro confronto è possibile vedere molte correlazioni tra le due configurazioni (carico orizzontale e materiale slurry), i tipi di superfici e i metodi di analisi utilizzati, sia nell'analisi senza Eurocodici che con quella utilizzando i coefficienti globali di sicurezza.

14. Ringraziamenti

Al termine dello svolgimento di tale elaborato ritengo doveroso e importante fare alcuni ringraziamenti.

In primo luogo, voglio rendere grazie a tutte quelle persone che hanno contribuito allo svolgimento del seguente lavoro di tesi, ossia il Professore e Ingegnere Claudio Oggeri, relatore della mia tesi, per la sua disponibilità, per avermi sempre aiutato ogni qualvolta avevo bisogno con chiarimenti ai miei quesiti e per aver ampliato le mie competenze tramite la sua esperienza e conoscenza. Grazie al Professore Ricardo Castedo per la sua presenza e aiuto durante lo svolgimento della parte sperimentale in laboratorio. Grazie alla Icon Ingegneria S.r.l. per l'accoglienza presso i loro uffici, per tutto il materiale fornitomi in questi mesi e per aver risposto con passione alle mie domande, e perciò grazie in particolare al relatore esterno l'Ingegnere Andrea Benincasa Di Caravacio, al Geometra Salvatore Cipolla e all'Ingegnere Marilisa Di Benedetto. Inoltre, grazie anche all'impresa Mattioda Pierino & Figli S.p.A. per avermi permesso di seguire in questi mesi i lavori nel cantiere della Cittadella Politecnica.

Infine, desidero anche dedicare qualche riga a tutte quelle persone che in questi anni di studio mi hanno accompagnato ed hanno contribuito in vari modi alla riuscita di questo mio percorso. Grazie perciò ai miei genitori, a mio fratello, ai miei nonni e zii, ai miei amici e colleghi per aver sempre creduto in me e per il costante supporto dimostratomi in questi anni di studio, incoraggiandomi a non mollare di fronte alle difficoltà ma ad affrontarle a testa alta con determinazione, impegno e serenità.

15. Bibliografia e sitografia

- C. Oggeri, G. Chiappinelli, O. Baglieri - *Appunti del corso "Cantieri per Infrastrutture"* - Politecnico di Torino (2019).
- J. P. Powers, A. B. Corwin, P. C. Schmall e W. E. Kaeck – *Construction Dewatering and Groundwater Control* – Wiley (2007).
- H. D. Sharma, K. R. Reddy – *Geoenvironmental engineering* – Wiley (2004).
- G. M. Filz, T. Adams, R. R. Davidson – *Stability of Long Trenches in Sand Supported by Bentonite-Water Slurry* – ASCE (2004).
- C. Frison - *Indagini ed interventi per la messa in sicurezza ambientale del sito industriale ex Ecolibarna di Serravalle Scrivia* - Politecnico di Torino (2017).
- Icon Ingegneria S.r.l., A. Benincasa Di Caravaccio – *Vario materiale fornito dalla direzione lavori*.
- La Cittadella S.c.a.r.l., AK Ingegneria Geotecnica S.r.l. - *Relazione di aggiornamento del modello geotecnico a seguito della campagna indagini 2022*.
- [https://it.wikipedia.org/wiki/Diaframma_\(ingegneria\)](https://it.wikipedia.org/wiki/Diaframma_(ingegneria))
- <https://www.operegeotecniche.it/operegeotecniche-lavorazioni/diaframmi-plastici-e-barriere-impermeabili.html>
- <https://geoportale.arpa.piemonte.it>
- <https://webgis.arpa.piemonte.it>
- <https://www.google.it/intl/it/earth>
- <https://www.google.it/maps>
- <https://www.ingenio-web.it/articoli/come-funziona-il-metodo-costruttivo-top-down-fasi-costruttive-e-caso-studio/>

16. Allegati

In questo capitolo vengono riportate tavole ed immagini con lo scopo di fornire al lettore qualcosa in più rispetto a quello già visto durante la produzione del seguente lavoro di tesi. Si vuol precisare che alcune figure presenti in codesto capitolo sono inserite con orientamento verticale in modo da offrire una migliore visualizzazione dei dettagli.

In Figura 16.1 e Figura 16.2 si possono osservare degli estratti delle tavole rispettivamente di allestimento del cantiere durante la fase A (che riporta nello specifico le fasi di lavoro relative alla realizzazione dei cordoli e dei diaframmi) e di emergenza (vie di esodo); tali tavole si trovano allegate nel Piano Operativo di Sicurezza (POS).

Invece, dalla Figura 16.3 fino alla Figura 16.13 sono mostrate delle ulteriori immagini del cantiere in esame con l'obiettivo di dare al lettore una visione più ampia e dettagliata dello stesso.

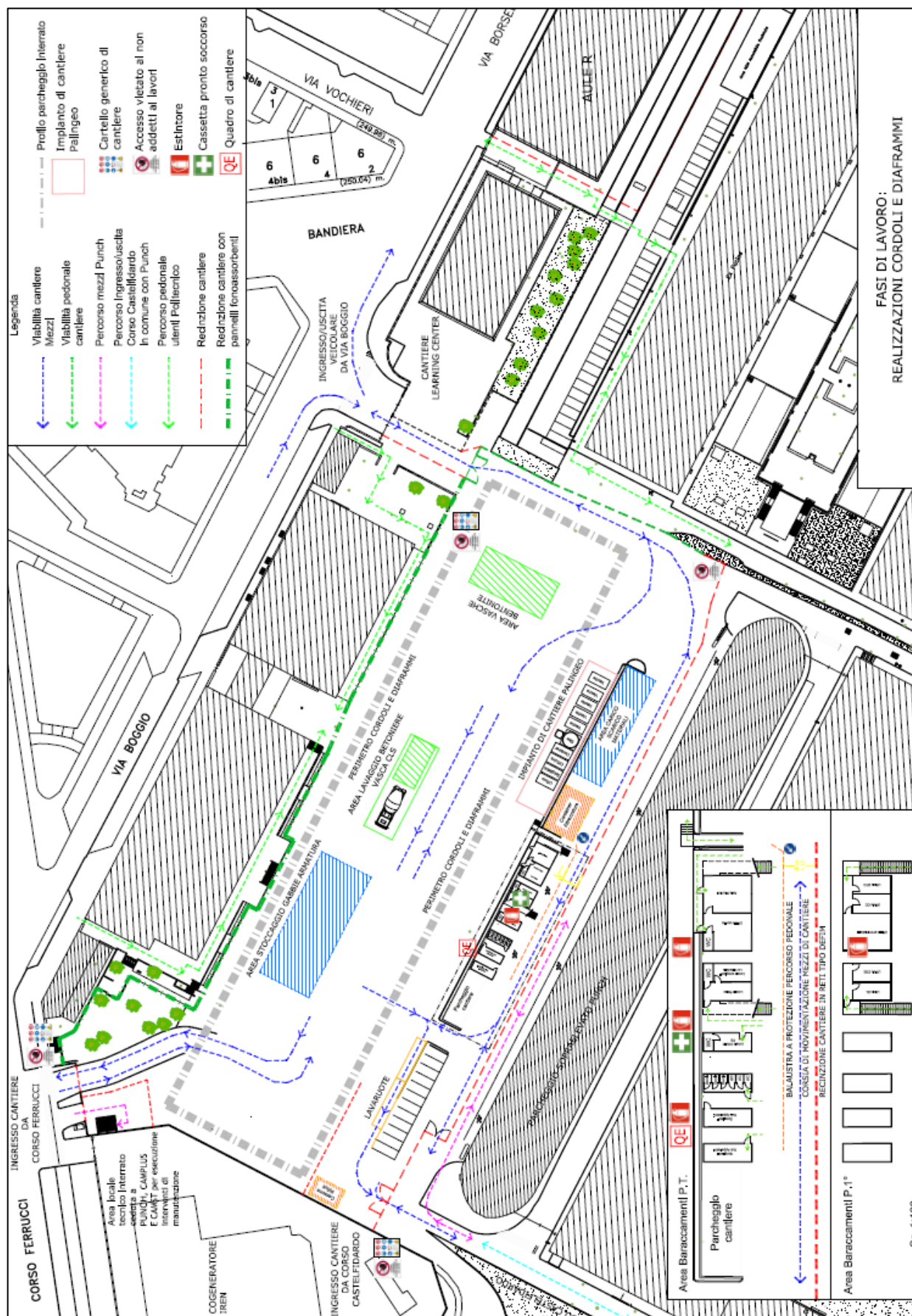


Figura 16.1: tavola allestimento cantiere fase A (fasi di lavoro: realizzazione cordoli e diaframmi). Fonte: La Cittadella S.c.a.r.l



Figura 16.3: Casagrande meccanica C600HD con benna da 7 tonnellate



Figura 16.4: Bauer MC 96 con benna da 24 tonnellate



Figura 16.5: Casagrande B300 con benna da 24 tonnellate



Figura 16.6: dettaglio gabbie di armatura



Figura 16.7: gabbia di armatura immersa completamente nello slurry all'interno dello scavo



Figura 16.8: dettaglio cordoli guida con scritte le numerazioni dei vari setti



Figura 16.9: dettaglio della benna da 24 tonnellate della Casagrande



Figura 16.10: operazione di lavaggio della betoniera dopo aver effettuato il getto di calcestruzzo



Figura 16.11: silo contenente la bentonite

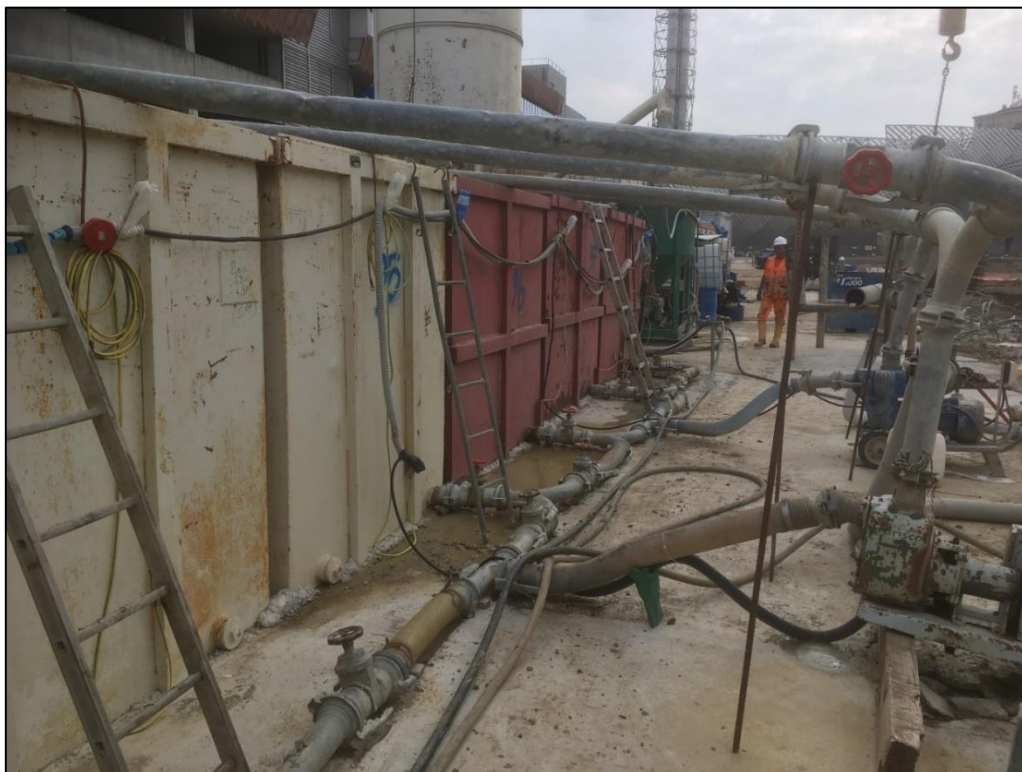


Figura 16.12: vasche e tubazioni del sistema a circuito chiuso per il ricircolo dello slurry



Figura 16.13: viabilità interna al cantiere e ingresso da Via Boggio