

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Scuola di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



**La tecnologia del Direct Pipe:
modellazione numerica di un caso reale.**

**Direct Pipe Technology:
numerical modeling of a real case.**

Relatore:

Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

Tesi di Laurea di

Giada Mantoan

Matricola n. 1019918

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

SOMMARIO

INTRODUZIONE	7
CAPITOLO 1	9
TECHICHE TRENCHLESS	9
1.1. HDD: Horizontal Direction Drilling	9
1.1.1. Modalità	11
1.2. MT: Microtunneling.	13
1.2.1. Modalità	14
1.3. DP: Direct Pipe	17
1.3.1. Modalità	19
CAPITOLO 2	23
INQUADRAMENTO DELL'OPERA	23
2.1 Metodologia costruttiva.	24
2.2 Caratteristiche dei terreni.	25
CAPITOLO 3	31
LA MODELLAZIONE NUMERICA	31
3.1. Modellazione del terreno.	32
3.2. Modellazione del foro , della macchina e del pipe in acciaio.	34
3.3. Modellazione della pressione dello slurry system.	35
3.4. Modellazione dello slurry.	37
3.5. Parametri che non sono stati modellati.	37
3.6. Modellazione delle fasi di scavo e installazione della condotta.	39
3.7. Modelli costitutivi.	41
3.7.1. Modello elastico lineare.	41
3.7.2. Modelli costitutivi elasto-plastici ed elasto-plastici-incrudenti.	43
3.7.3. Modello di Coulomb.	45
3.7.4. Funzione di rottura.	46
3.7.5. Legge di flusso.	48
3.7.6. Incrudimento.	50
3.7.7. Stato tensionale iniziale.	51
CAPITOLO 4	53
ASPETTI TEORICI E CRITICITA' MICROTUNNELING	53
4.1. Forza di spinta.	53

4.1.1. Parametri che influenzano la forza d'attrito.	55
4.1.1.1. Sovrataglio.	55
4.1.1.2. Interruzione delle fasi di scavo.	55
4.1.1.3. Influenza del lubrificante.	57
4.1.2. Metodo classico.	58
4.1.3. Metodo Herrenknect.	64
4.1.3.1. L'attrito della tubazione dietro il propulsore sui rulli.	65
4.1.3.2. L'attrito tra tubazione e il fluido lubrificante.	66
4.1.3.3. Resistenza del fronte.	66
4.1.3.4. L'attrito tra tubazione e la parete foro.	68
4.1.3.5. Attrito dovuto alla deformazione del tubo.	72
4.1.4. Metodo Shimada & Matsui.	73
4.1.4.1. Determinazione della forza di spinta in rettilineo.	75
4.1.4.2. Determinazione della forza di spinta in curva.	78
4.1.5. Caso di curvatura del condotto.	80
4.1.5.1. Analisi del segmento iniziale.	81
4.1.5.2. Analisi del segmento intermedio.	86
4.1.5.3. Analisi del segmento terminale del pipe.	87
4.2. Stabilità del fronte.	89
4.2.1. Analisi di Anagnostou & Kovari.	93
4.2.1.1. La pressione di supporto necessaria.	98
4.2.1.2. Il confronto con i risultati sperimentali.	100
4.2.1.3. Calcolo della distanza di filtrazione.	102
4.3. Metodo dei conci.	104
4.3.1. Analisi del flusso di filtrazione.	105
4.3.2. Equilibrio limite.	107
4.3.3. Confronto con il metodo di Anagnostou & Kovari.	115
CAPITOLO 5.	117
STUDI PARAMETRICI E ANALISI.	117
5.1. Pressione di supporto nel fronte di scavo.	118
5.1.1. Metodo classico.	121
5.1.1.1. Sollecitazioni.	121
5.1.1.2. Resistenza del fronte.	124
5.1.1.3. Forza d'attrito.	124

5.1.2. Metodo Herrenknecht	126
5.1.2.1. L'attrito della tubazione dietro il propulsore sui rulli.	126
5.1.2.2. Attrito tra tubazione e il fluido lubrificante.....	126
5.1.2.2. Resistenza del fronte.	127
5.1.2.3. L'attrito tra tubazione e la parete foro.	128
5.1.2.4. Attrito dovuto alla deformazione del tubo.....	130
5.1.3. Metodo di Shimada & Matsui.	131
5.2 Stabilità del fronte.	133
5.2.1. Analisi di Anagnostou & Kovari.	135
5.2.2. Metodo dei conci.	137
5.3. Subsidenza/sollevamento del piano campagna	140
5.4. Stabilità dell'anulus e perdita di volume.	144
CONCLUSIONI.....	147
APPENDICE Prove Geotecniche.	149
BIBLIOGRAFIA.....	155

INTRODUZIONE.

L'impiego di metodi trenchless è sempre più diffuso nella posa di tubature con il minimo disturbo della superficie. Alcune di queste tecnologie innovative saranno brevemente illustrate nel capitolo 1, concentrandosi sugli aspetti operativi.

Nel capitolo 2 verrà presentato un esempio d'impiego del Direct Pipe, una tecnica no dig usata per l'attraversamento della S.P. n.47 "Valsugana" e dell'argine secondario del fiume Brenta.

Con l'ausilio di un modello numerico tridimensionale, illustrato nel Capitolo 4, verranno analizzate le problematiche connesse sia alle fasi costruttive sia all'attività di progettazione, descritte nel Capitolo 5. Saranno esposti gli aspetti teorici e le criticità che si devono studiare e affrontare per una corretta progettazione e si vedranno quali sono i fattori che devono essere presi in considerazione nel dimensionamento dell'opera.

Nel capitolo 6 si confronteranno i risultati dell'analisi numerica e analitica con i dati reali rilevati, e si cercherà di capire se i dati forniti e i vari modelli esposti sono idonei per una corretta progettazione.

CAPITOLO 1

TECHICHE TRENCHLESS

Sono stati sviluppati numerosi metodi e dispositivi per la posa di condotte senza scavo per consentire di attraversare aree sensibili o ostacoli sulla superficie, ad esempio alvei fluviali, strutture stradali o ferroviarie.

Tali installazioni di servizi fanno sempre più affidamento alle moderne tecnologie trenchless che, a differenza del tradizionale scavo a cielo aperto, assicurano minor impatto ambientale, maggiore sicurezza ed efficienza, limitano l'impatto negativo nelle zone urbane dovuta alla posa dei sotto servizi e, infine consentono di effettuare manutenzioni e controlli non invasivi sulla rete di servizi, senza rimuovere i materiali e manufatti che si trovano al di sopra del tracciato.

A seguito saranno illustrati alcune tecnologie trenchless innovative che permettono un controllo direzionale e/o altimetrico.

1.1. HDD: Horizontal Direction Drilling

Gli strumenti e le tecniche utilizzate nella *Trivellazione Orizzontale Controllata (T.O.C.)* o *Horizontal Direction Drilling (H.D.D.)* sono una diretta evoluzione del processo di perforazione dei pozzi di petroli. Infatti, i componenti e le operazioni per la creazione del foro pilota sono simili a quelli coinvolti nella perforazione petrolifera direzionale, con aggiunta di una rampa inclinata rispetto la verticale. Inoltre, le aste di perforazione e

gli strumenti sono intercambiabili come anche il fluido di perforazione usato durante tutta l'operazione.

Non richiede la creazione di gradi cavità, il possibile range dimensionale del diametro delle tubazioni varia da un minimo di 24,5 mm a un massimo di 1500 mm, la lunghezza raggiungibile può superare i 1000 m.

Ovviamente, all'aumento della lunghezza o del diametro della condotta da installare aumenta anche la dimensione della macchina di perforazione e quindi il suo peso, ingombro, capacità di tiro/spinta e la sua torsione.

Questa tecnica permette l'esecuzione in tempi ridotti e non è necessaria la creazione di un pozzo di scavo, però comporta delle difficoltà nello smaltimento dei fluidi di perforazione, e il rischio del collasso del foro. E infine si possono incontrare varie difficoltà riguardanti il superamento di certi ostacoli non evidenziati nello studio di fattibilità.



Fig. 1: Rig di perforazione.

1.1.1. Modalità.

L'installazione della pipeline è generalmente realizzata in tre fasi. La prima consiste nella perforazione direzionale di un foro pilota di piccolo diametro lungo un profilo di progetto, che può avvenire utilizzando una trivella azionata da un motore a fanghi oppure mediante le aste di perforazione a getti. La prima è utilizzata per terreni rocciosi o ad alta consistenza, le aste, invece, sono preferite nei terreni sciolti a bassa consistenza. Prima della perforazione viene fatta una previsione della posizione per determinare azimut da seguire durante l'attraversata. La testa perforante è dotata di un sistema di guida e di un dispositivo di orientamento che permette un controllo direzionale, altimetrico e planimetrico. Questa tecnologia può basarsi sull'applicazione di un trasmettitore radio sulla testa perforante: sistema *walk over*. La sonda generando un campo magnetico ricevibile in superficie da un ricevitore mobile perpendicolare alla sonda determina la profondità, l'inclinazione rispetto l'orizzontale e l'orientamento del trasmettitore rispetto all'asse di rotazione della batteria perforante. Questo metodo presenta delle limitazioni non essendo in grado di misurare gli angoli orizzontali, anche se ricavabili dalla posizione del ricevitore. Inoltre è inutilizzabile se la posizione nel sottosuolo sia impossibile da raggiungere verticalmente dal ricevitore e, infine, se nelle vicinanze è presente un altro campo elettromagnetico, l'informazione potrebbe essere compromessa.

Esiste un secondo metodo, *sistema magnetico (MGS)*, che permette la guida in remoto, essendo in grado di ricevere tutte le informazioni per la determinazione della posizione della punta. In questo caso i dati del fondo foro vengono inviati da una sonda a un computer. Questa metodologia è più precisa e affidabile della precedente, ma molto costosa e bisogna controllare che il campo magnetico naturale non sia disturbato, instaurando un altro campo magnetico sulla superficie per avere un'altra lettura di

paragone. Quindi è possibile rilevare se si sta seguendo il tracciato progettato e, in caso contrario, riportare la testa perforante nella giusta traiettoria.

Quando l'escavatore emerge sul lato opposto dell'ostacolo, inizia la seconda fase che comporta l'allargamento del foro pilota a un diametro adatto per l'installazione della condotta, già assemblata e collaudata. Quest'allargamento, detto *alesatura*, può avvenire in diversi step. Infine la terza parte, il tiro-posa, nella quale si ha la locazione della pipeline nel foro allargato.

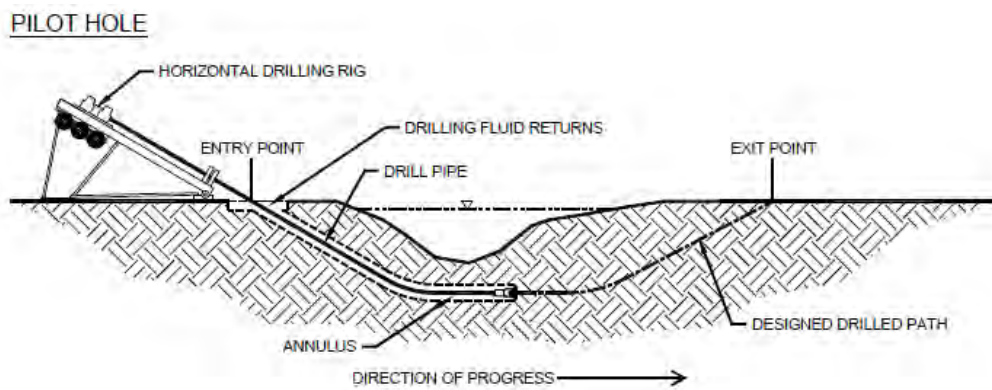


Fig. 2: Primo step, creazione del foro pilota

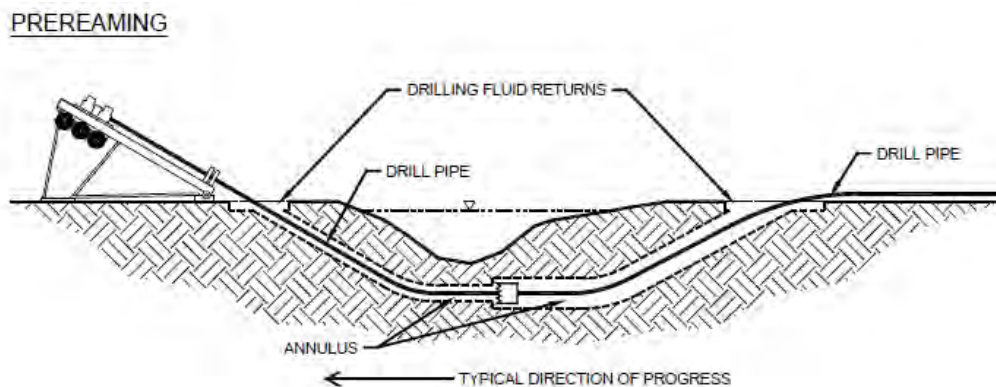


Fig. 3: Secondo step, alesatura

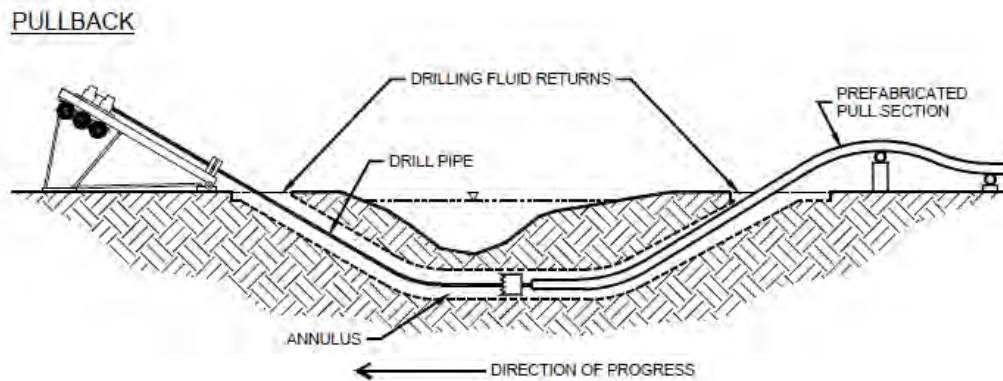


Fig. 4: Terzo step, tiro-posa

Il cantiere è formato, principalmente dalla torre di perforazione, *RIG*, il dissabbiatore e le relative vasche di deposito dei fanghi, poi sono presenti la zona di comando, quella di accatastamento delle varie tubazioni e infine quella riservata all'impianto elettrico e ai generatori. Il dissabbiatore è un'opera idraulica che separa i fluidi dalla sabbia o dai materiali portati in sospensione.

I fanghi di perforazione sono un aspetto molto importante per qualsiasi trivellazione sub orizzontale, perché servono a ridurre l'attrito e a stabilizzare il foro.

Nel caso particolare dell'H.D.D. si possono distinguere in due categorie, nella prima, *wet boring*, si impiegano fluidi di perforazione di natura in maggioranza liquida, nell'altra, *dry boring*, in prevalenza aeriforme

1.2. MT: Microtunneling.

Il *Microtunneling (MT)* ha avuto origine in America e in Giappone negli anni settanta. La prima condotta a essere posata usando questa tecnologia fu in Giappone dalla compagnia di Komatsu nel 1975. Questo metodo non si contraddistingue dagli altri

grazie al considerabile livello di computerizzazione e automatismo. L'unità di perforazione è guidata da un sistema laser di rilevamento continuo che consente di individuare in tempo reale gli eventuali errori di traiettoria e di applicare conseguentemente le necessarie correzioni, tramite una pressione meccanica o idraulica per bilanciare quelle dei terreni e della falda.

La difficoltà di manutenzione della testa fresante in fase di avanzamento non permette il raggiungimento di lunghezze superiori ai 1500-2000 m. Infatti, è possibile avere un blocco del macchinario di testa, a causa di un cedimento dovuto alla filtrazione, e la possibile perdita del macchinario. Tuttavia è possibile raggiungere lunghezze maggiori, inserendo lungo il tracciato una o più stazioni di spinta intermedia. L'uso di stazioni intermedie riduce il potenziale numero di conci danneggiati poiché le forze massime esercitate dipendono del numero dei pezzi e dal coefficiente d'attrito all'interno di un dato segmento. Il diametro non arriva a essere superiore ai 2,5 m.

La tubatura è assemblata per conci e quindi va conservato un raggio di curvatura ampio per non compromettere l'integrità della stessa condotta.

Le deformazioni in superficie sono assai limitate se non del tutto assenti, grazie alla particolare metodologia di perforazione e alla contemporanea immediata posa in opera di tubazioni.

1.2.1. Modalità.

La tecnica permette la posa in opera in sotterraneo di condotte rigide mediante una perforazione a spinta monitorata e direzionabile.

Per esecuzione del microtunnel è necessaria la presenza di due pozzi, di partenza e di arrivo, inoltre l'attrezzatura utile è composta da: un container di controllo, una testa fresante detta *Microtunneler* o *Microtunnel Total Boring Machine* (MTBM) la stazione di spinta, il sistema di lubrificazione e smarino, il dispositivo di alimentazione. Questo tipo di cantiere sarà di dimensioni superiori rispetto a quello per l'HDD, sia perché si dovranno allestire due cantieri in corrispondenza dei due pozzi sia perché si dovrà predisporre un'area per il deposito dei conci delle tubazioni e di uno spazio per l'apparecchio di sollevamento, spostamento e collocamento dei conci all'interno del pozzo di spinta, che è formato da una serie di palancole, e dalla parte dello scavo, viene installato un dispositivo per il corretto inserimento del pipe, *l'anello di tenuta*. Nella parte posteriore del pozzo, invece, è posizionato un piatto di contrasto in calcestruzzo o in cemento armato con la funzione di bilanciare e distribuire in modo uniforme le pressione dovute ai martinetti idraulici agenti sull'anello di spinta per l'avanzamento dei conci.

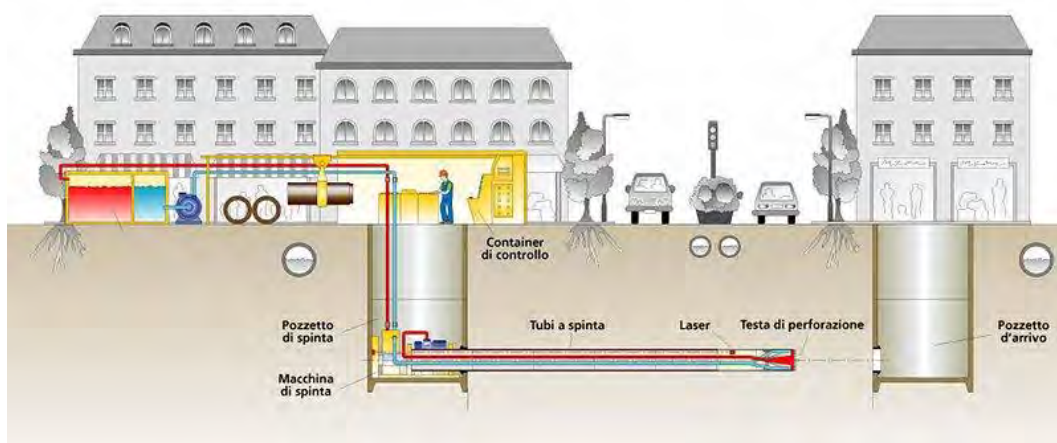


Fig. 5: Processo Microtunneling.

Il numero e la dimensione dei pistoni idraulici sono scelti in modo da assicurare un'adeguata forza di spinta e sono tra loro indipendenti in modo da poter compiere manovre correttive applicando una spinta non perfettamente centrata.

L'unità di perforazione è posizionata all'interno del pozzo su un sistema di speciali barre guida, ed è costituita da una fresa scudata con utensili da taglio che durante l'avanzamento frantumano il fronte di scavo. La scelta del tipo di scudi fresanti dipende dalle condizioni del terreno in sito; ad esempio in roccia si utilizza una fresa chiusa con rulli fresanti, invece in terreni sciolti si adopera una fresa più aperta e meno utensili da taglio.

Un'altra importante classificazione degli impianti di microtunneling dipende dal metodo di allontanamento del materiale asportato dal fronte di scavo. Infatti, è possibile usare un metodo idraulico o a coclea. Quest'ultimo è puramente meccanico, infatti, una coclea posta all'interno della tubazione con lo scopo di trasportare il materiale scavato dal fronte di scavo fino al pozzo di partenza.

Il metodo idraulico prevede l'utilizzo di fango bentonitico e l'acqua per la rimozione e trasporto del materiale. Inoltre, il liquido essendo in pressione riesce a bilanciare le contropinte generate dall'opposizione del terreno e dalla presenza della falda, e, quindi, a prevenire un deflusso dell'acqua presente nel terreno che potrebbero causare dei franamenti del fronte, i quali potrebbero avere un impatto sul piano campagna.

Il fluido di perforazione circola in un circuito chiuso tra il fronte di scavo e la superficie. Questa tecnica comporta diversi vantaggi tra i quali quello di essere una procedura di lavoro più continua, di contro, però, necessità di un impianto di vagliatura, *il dissabbiatore*, per separare il fluido di perforazione dal materiale di scavo e poterlo riutilizzare pompandolo verso il fronte di scavo. Dopo un certo numero processi di

riutilizzo, nel fluido risultano presenti alte percentuali di limo, quindi o si smaltisce il fluido o, in caso di bassa o limitata percentuale di materiale fine si lascia riposare il fluido in vasche di accumulo finché il materiale si deposita sul fondo per gravità.

La giusta direzione e l'allineamento della condotta in costruzione sono assicurati dal sistema di guida controllata che trasferisce un'immagine all'operatore del sistema e permette di determinare la posizione di un target posto solidalmente allo scudo della fresa perforatrice.

Dopo che la macchina perforatrice ha raggiunto la stazione di arrivo, la testa è tirata fuori, l'attrezzatura nei pressi della stazione di spinta è smantellata e il pozzo viene richiuso.



Fig. 6: TBM.



Fig. 7: Pozzo di spinta

1.3. DP: Direct Pipe.

Questo metodo combina alcune caratteristiche del Microtunneling e Horizontal Directional Drilling, ma presenta degli elementi innovativi nella procedura di scavo.

Anche le applicazioni sono del tutto simili, tranne lo scopo di prevenzione e difesa dell'ambiente e del territorio, per le quali ad oggi il DP è stato raramente utilizzato.

La massima efficacia si ottiene nei terreni limosi, dove la velocità di perforazione raggiunge valori maggiori, fino a 70-80 mm al minuto, anche se la diversità geologiche e litologiche non è una caratteristica che incide in modo troppo significativo nel suo utilizzo. Inoltre è possibile operare in presenza o no di falda, con l'accortezza di mantenere le pressioni sul fronte maggiori di almeno 0,1 bar delle pressioni neutrali idrostatiche di falda.

Le tubazioni utilizzate sono prevalentemente in acciaio, recentemente si è provato a utilizzare materiali più flessibili ad esempio i materiali fibrorinforzati a matrice polimerica come il PRFV (Poliestere Rinforzato con Fibra di Vetro). Escludendo alcune installazioni record effettuate principalmente negli Stati Uniti, le tubazioni raggiungono una lunghezza massima di 1500 m e un diametro non superiore ai 1500 mm.

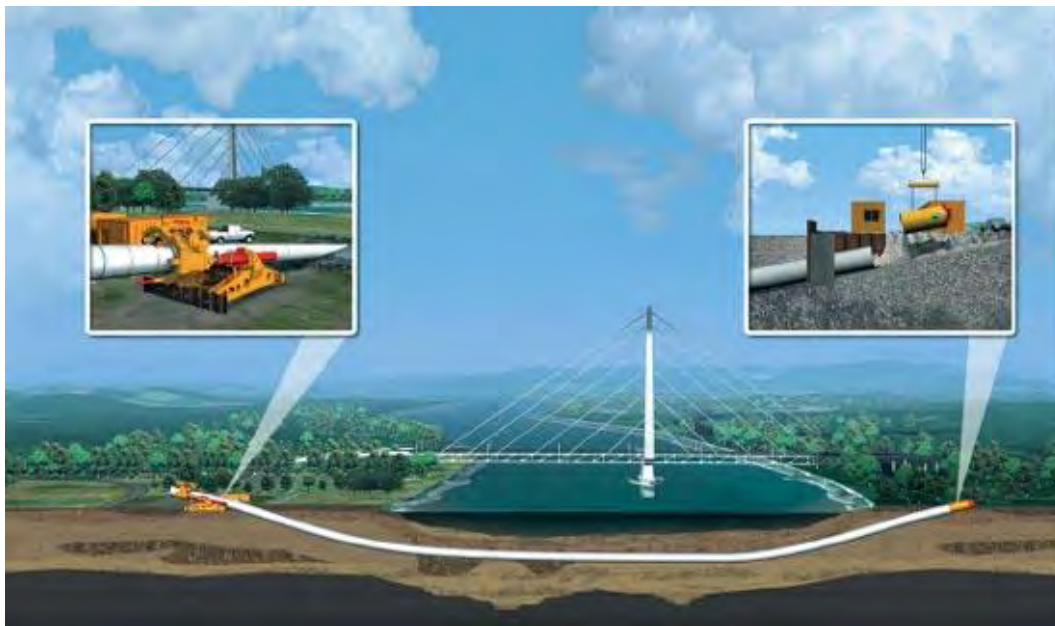


Fig. 8: installazione Direct Pipe

Questa tecnologia permette la creazione del foro e la posa di una condotta prefabbricata in una singola fase di lavoro, comportando una maggiore rapidità d'installazione e un continuo supporto del foro prevenendo il collasso del pozzo. La saldatura tra due tronconi non comporta un dispendio eccessivo di tempo essendo i conci delle tubazioni abbastanza lunghe.



Fig. 9: Pozzo di partenza.

1.3.1. Modalità.

Questa tecnologia necessita la formazione del solo pozzo di partenza, realizzato tramite il posizionamento di una serie di palancole su tre lati dei quattro componenti il pozzo. Nel lato libero si farà passare la tubazione per raggiungere il macchinario. Non è necessaria la costruzione di un muro di contropinta come nel Microtunneling, le forze orizzontali derivanti dalle azioni di scavo vengono contrastate dai diaframmi. Le dimensioni del pozzo sono inferiori, però avrà una fondazione in calcestruzzo o cemento armato, progettata per bilanciare le forze verticali e il peso del macchinario. Un altro

componente del pozzo è l'anello di tenuta, che viene collocato sul lato in cui la macchina comincia a scavare.

L'attrezzatura di perforazione è composta di quattro o cinque elementi interconnessi. I giunti tra gli elementi consentono di trasferire sia le forze di spinta sia di tiro e grazie alla loro flessibilità permettono di rendere efficiente il sistema di guida dei martinetti. Gli elementi sono: lo scudo di perforazione o testa fresante, centralina di testa, centralina stazione telescopica ed anello conico di collegamento, elemento di transizione il cui diametro maggiore si collega alla stazione telescopica, mentre quello inferiore alla tubazione in linea; in questa sezione viene predisposta la linea di riempimento della bentonite del sovrataglio.

La forza di spinta non viene applicata ai singoli conci, nel pozzo di partenza, ma viene applicata attraverso una unità di spinta o tiro il *Pipe Thruster* direttamente sulla tubazione precedentemente posizionata sulla via di scorrimento, con lunghezze complete o in singole stringhe, in modo simile a HDD. L'unità di spinta trasferisce la forza tramite le clampe, per attrito, senza danneggiamenti del rivestimento. Il Thruster spinge la testa fresante nel terreno attraverso l'anello di tenuta.

La testa fresante può essere dotata di strumenti adeguati alle condizioni geologiche specifiche di taglio. Una fresa scudata aperta, per raccogliere meglio il materiale scavato, è idonea a un terreno sciolto; invece una fresa chiusa è scelta quando il terreno sarà più grossolano o roccioso.

Il materiale di scavo viene rimosso generalmente tramite uno smarino idraulico attraverso un circuito slurry posto esternamente composto da un impianto di separazione e da pompe di alimentazione.

La fuoriuscita dei fanghi bentonitici avviene in più punti: dalla testa perforante e da alcuni fori lungo il corpo del macchinario, in modo da ridurre l'attrito tra la tubazione e il terreno al minimo. L'intercapedine anulare da utilizzare con il metodo Direct Pipe è 2-3 volte maggiore rispetto al metodo Microtunneling, fino a un valore di 100 mm, poiché la bentonite dovrà percorrere a ritroso la tubazione ed è assolutamente necessario evitare che trovi dei punti dove possa ristagnare o accumularsi.

Si preferisce iniettare un volume maggiore di bentonite rispetto a quello teoricamente calcolato sia per evitare che la tubazione sia scarsamente lubrificata sia per avere in testa delle pressioni maggiori in modo tale da far confluire il materiale.

Il sistema di guida del Direct Pipe è composto da due giroscopi che permettono di determinare la posizione della testa della condotta: uno azimutale e uno ad acqua. Il primo permette di capire la variazione della direzione dall'orizzontale, il secondo rileva le variazioni di quota della mia testa rispetto a dove è posto l'anello di tenuta. È possibile affiancare a questi dispositivi uno strumento, una rotella, per ottenere una conferma dell'informazione. Questa girando a causa dell'avanzamento della condotta, riesce a stabilire la lunghezza d'inflessione, moltiplicando il numero di giri per la circonferenza della rotella.

	H.D.D	Microtunneling	Direct Pipe
Pozzo	Nessuno	Partenza e arrivo	Partenza
Smarino	Idraulico	Idraulico o attraverso coclea	Idraulico
Tubazione	Acciaio	Calcestruzzo, acciaio	Acciaio
Procedura	Foro pilota, alesatura, tiro-posa	Scavo, posa della condotta esterna e interna	Scavo e posa in un unico step
Sistemi di guida	Walk over o magnetico	Laser o sistema ottico	Giroscopi e rotella
Tipi di terreni	No ghiaia o ciottoli	Nessuna limitazione	Nessuna limitazione
Modalità di scavo	Trivella o lancia a getti	Fresa scudata	Fresa scudata
Lunghezza conci	Circa 100 m	5-6 m	Circa 100 m

Tab. 1: Confronto tra le varie tecnologie.

CAPITOLO 2

INQUADRAMENTO DELL'OPERA

L'intervento studiato consiste nella realizzazione di un attraversamento della S.P. n.47 "Valsugana" e dell'argine secondario del fiume Brenta nel comune di Limena (PD).

L'opera è compresa nell'insieme dei lavori assegnati per la realizzazione di una condotta di adduzione DN 1200 mm da Piazzola sul Brenta alla Centrale di Villa Augusta in Comune di Cadoneghe. L'attraversamento è stato realizzato con una tecnica *no-dig*: il Direct Pipe.

Lo sviluppo complessivo è di 200 m, un raggio di curvatura di 1300 m e raggiunge la profondità massima di 7 m dal piano campagna. La falda in genere si trova a una profondità compresa tra 1,0 e 1,5 m dal piano campagna.

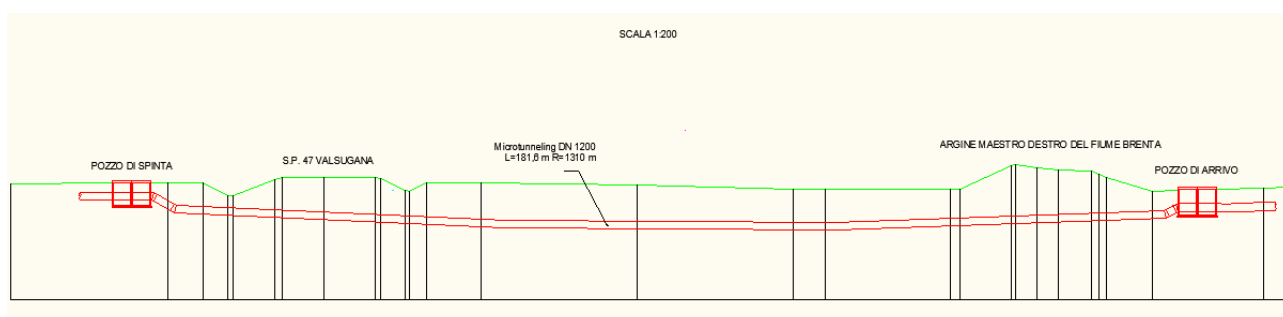


Fig. 10 Sezione longitudinale dell'attraversamento.

2.1. Metodologia costruttiva.

La tecnica adottata consente la posa in opera diretta della tubazione DN 1200 mediante l'impiego di un sistema di scavo classico con microtunneling abbinato a una speciale unità di spinta, "Pipe Thruster", che consente l'avanzamento in continuità di stringhe singole prefabbricate di lunghezza 150 m-180 m circa. Con questo metodo la tubazione viene posata in una unica fase senza l'impegno di tubi camicia aggiuntivi e senza la necessità di impiegare una grande quantità di fango per il sostegno provvisorio.

Al fine di ridurre gli sforzi di attrito tra terreno e condotta è necessario garantire uno strato di lubrificazione. Detto strato di lubrificazione andrà iniettato nel gap realizzato in fase di scavo nello spazio tra condotta e terreno; usualmente la lubrificazione viene fatta tramite fluido bentonitico.

La formazione di gap è garantita dalla differenza dei diametri esterni dello scudo 1322 mm e della tubazione 1220 mm.

Le giornate effettive di perforazione sono state di circa cinque giorni.

È stata predisposta una via rulli studiata come prosecuzione dell'asse progettuale di perforazione, mantenendo il raggio minimo di curvatura imposto, ed è stata costruita tramite creazione di un terrapieno per l'appoggio del rulliere.

Non si sono registrati problemi evidenti per la fase di movimentazione della tubazione garantendo un corretto sostegno in fase di spinta ed evitando sovrastress sul tubo.

A causa delle cattive condizioni metereologiche e della lunghezza delle tratte, le operazioni di varo sopra la via rulli sono state eseguite tramite l'ausilio di autogrù. La soluzione tecnica adottata ha consentito il sollevamento della tubazione senza produrre sovratensioni sulla condotta o movimentazioni parziali successive della linea.

L'avanzamento della fresa è stato regolare con velocità comprese tra gli 80-90 mm/min su terreni limo-argillosi fino a punte di 140 mm/min su suoli con prevalenza di sabbia. La produzione su turno singolo di lavoro registrata nel corso dei due attraversamenti è stata di 55 m/gg circa.

I parametri di perforazione registrati e il materiale di risulta dello scavo hanno confermato le analisi eseguite in fase di progettazione preliminare. Le spinte massime, dopo un fermo prolungato, si attestano sui 900 kN, con una media di avanzamento compresa tra 400 e 600 kN.

Nelle aree interessate dalle perforazioni, non si sono rilevati cedimenti o fenomeni di blow out, cioè la fuoriuscita incontrollata di acqua o gas. La corretta gestione dei fanghi di perforazione, attraverso la scelta di adeguati impianti di separazione, ha permesso di limitare i consumi di acqua e i volumi di fango da trattare.

2.2. Caratteristiche dei terreni.

Lungo il tracciato sono stati eseguiti tre sondaggi, spinti rispettivamente alla profondità di 15 m, eseguiti in corrispondenza degli attraversamenti della SP n 47 e del Fiume Brenta in località Tavo di Limena.

In corrispondenza del primo sondaggio (SOND 1) la stratigrafia presenta prevalentemente sabbie medio grossolane, a tratti con significativa percentuale di frazione argillosa.

A Tavo di Limena (SOND 2), l'assetto del sottosuolo, sotto la copertura superficiale limoso-sabbiosa, è costituito da un'alternanza di argille con sabbie e sabbiose e sabbie con diversa percentuale di fine argilloso. Alla base della sequenza, tra i 10,3 m e i 12,3

m, è presente un livello di sabbie ghiaiose e ghiaie grossolane dello spessore di circa 2 m. Oltre 12.5 m di profondità diventano predominanti i terreni argillosi ai quali s'intercalano, in modo irregolare, vari livelli di sabbie argillose di modesto spessore. Lungo la verticale sono stati rilevati lenti di materiale organico.

	Limi di copertura	Sabbie fluviali	Deposito ghiaioso-sabbioso fluvioglaciale
γ (kN/m ³)	17		19
Cu (kg/cm ²)	0,4-1,2	-	-
Ed (Kg/cm ²)	12-60	-	-
Dr (%)	-	17-65	30-80
ϕ' (°)	-	24-32	33-40
K _o	-	0,593-0,47	0,455-0,317
E ₂₅ (MPa)	-	2-20	12-65
ν	-		0.3

Tab. 2: Riepilogo dei parametri geotecnici principali.

Le prove penetrometriche eseguite all'attraversamento SP n.47 raggiungono una profondità di 15 m.

Le prove eseguite evidenziano un assetto stratigrafico schematizzabile nello sviluppo di due unità principali:

- Litofacies A: Comprende terreni prevalentemente coesivi, rappresentati da sedimenti argillosi e argillosi sabbiosi poco consistenti che si susseguono in alternanza, intercalati da orizzonti granulari di sabbia fine argillosa. Lo spessore della sequenza è approssimativamente tra 2 e 5 m.
- Litofacies B: Comprende sabbie da argillose e debolmente argillose, localmente con tracce di ghiaia fine, e livelli ghiaioso-sabbiosi di modesto spessore.

Occasionalmente, soprattutto in prossimità del Fiume Brenta è presente un'altra litofacies costituita da depositi organici con torbe associate con ogni probabilità al meandro.

I litotipi A costituiscono un orizzonte continuo e arealmente esteso. Si tratta di terreni con comportamento meccanico diverso in relazione alla frequenza di intercalazioni granulari che ne favoriscono la consolidazione.

Il deposito granulare (litofacies B), granulometricamente differenziato, appare caratterizzato da scarsa uniformità intrinseca legata alla presenza di disomogeneità tessiturali e al diverso grado di addensamento.

	Litofacies A	Litofacies B (sabbie)	Litofacies B (sabbie ghiaie)	Terreni organici
γ (kN/m ³)	17	19	19	15
Cu (kg/cm ²)	0,4-0,7	-	-	0.2
Ed(Kg/cm ²)	50-65	-	-	8-10
Dr (%)	-	35-60	70	-
ϕ' (°)	-	30-35	39-41	-
K _o	-	0,5-0,426	0,371-0,344	-
E ₂₅ (MPa)	-	4-12	19-46	-

Tab. 3: Riepilogo dei parametri geotecnici principali

Le sabbie tra 4 e 8 m di profondità, individuate da valori negativi delle pressioni interstiziali, mostrano in generale valori di Q_c compresi tra 10 e 20 MPa. Le ghiaie raggiungono valori molto superiori a 24 MPa.

2.3. Interventi durante lo scavo

Sono state allestite opere provvisorie atte a garantire la stabilità delle scarpate di scavo, anche a fronte di eventi meteorici importanti, perché i terreni attraversati non rendono possibile lo scavo a cielo aperto senza sostegno artificiale.

Inoltre, la presenza della falda, influisce fortemente sullo stato tensionale dei terreni stessi, per cui il progetto di paratie in terreni incoerenti deve prendere in considerazione eventuali fenomeni di filtrazione e sifonamento.

	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4	Strato 5
γ (kN/m ³)	18	17	17,4	17,7	18
γ_{sat} (kN/m ³)	21	18	20,7	20,7	20,6
E (kN/m ²)	5880	4800	4170-	18210	39800
c' (kN/m ²)	2	4	2	2	2
φ' (°)	44	30	34	33	38

Tab. 4: riassunto caratteristiche materiali.

CAPITOLO 3

LA MODELLAZIONE NUMERICA

Nelle pagine seguenti sarà illustrata la simulazione e l'analisi numerica tridimensionale delle fasi d'installazione della tubazione nel terreno tramite il codice di calcolo MIDAS GTS.

Saranno discussi i più importanti aspetti geometrici e fisici per la corretta modellazione dell'opera tra cui la costruzione della mesh e il modello costitutivo.

Le analisi sono state eseguite utilizzando una procedura di costruzione in fasi conosciuta come *Construction stage Analysis*, che fa dipendere l'intero processo dallo stato iniziale.

Gli elementi rappresentativi, le condizioni al contorno e le pressioni applicate sono registrati in un database. Il procedimento consiste nell'attivazione/disattivazione delle diverse parti del modello per simulare le fasi di costruzione.

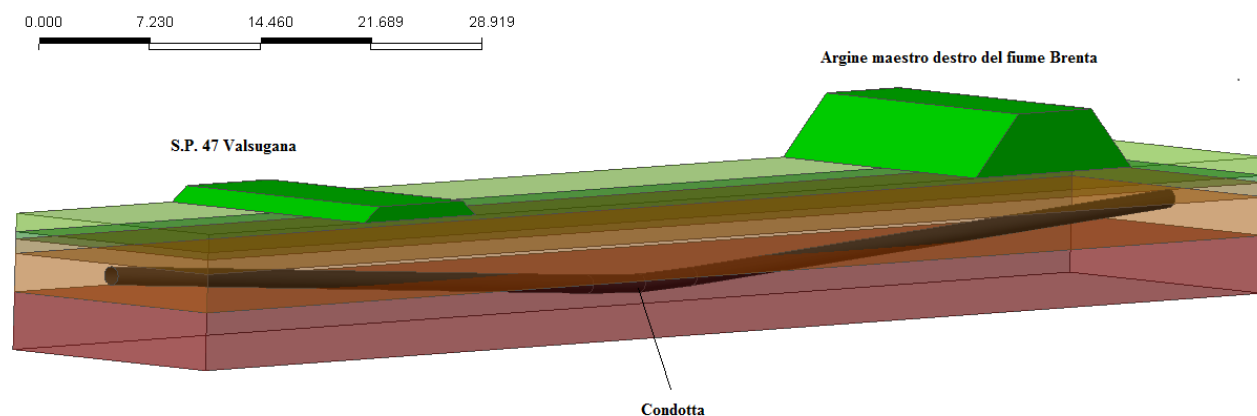


Fig. 11 Geometria modello.

3.1. Modellazione del terreno.

Il modello numerico è dotato di tutti gli aspetti costruttivi fondamentali: la costruzione del rivestimento di acciaio, il sostegno del fronte, il sovra scavo. Una particolare cura è stata riservata a tutti gli aspetti geotecnici, che giocano un ruolo importante durante il processo costruttivo: la scelta tra condizioni drenate e non drenate, la modellazione delle acque sotterranee e l'assegnazione delle condizioni al contorno per la soluzione del problema idraulico e la scelta di un modello costitutivo adeguato.

Si è deciso di operare in condizione drenate per tutte le analisi svolte.

Una conseguenza dello scavo è l'elevata deformazione plastica, quindi sono state condotte una serie di studi parametrici per una scelta adeguata delle dimensioni delle maglie (Medina Rodríguez [2002]; Melis Maynar et al. [2002]; Franzius and Potts [2005]; Lamburghi [2008]). I risultati ottenuti consigliano dimensioni minime:

- $(H+4D)$ per l'altezza della mesh;
- $2(H+4D)$ per la lunghezza della mesh;
- $2(H+4D)$ per la larghezza della mesh;

Dove H è la profondità dell'asse del tunnel e D il diametro del cavo.

Oppure:

- $(H+4D)$ per l'altezza della mesh;
- $(H+3D)$ per la lunghezza della mesh;
- $3H$ per la larghezza della mesh.

Considerando queste ultime indicazioni è stato creato il dominio compreso da 28 m a 60 m nella direzione y, considerando come punto zero il pozzo iniziale di spinta. In quest'area avviene un importante passaggio di strato.

La modellazione numerica, inoltre, riproduce la geometria reale rappresentando in modo semplificato la stratigrafia con cinque strati.

Tra le semplificazioni del modello si è scelto di rettificare l'andamento della condotta, essendo il raggio di curvatura elevato, e l'angolatura media è stata aumentata di un paio di gradi, perché l'originale creerebbe delle sottili lenti con angoli troppo acuti perché diano risultati attendibili.

Per alleggerire ulteriormente la mesh è stata considerata solo metà della galleria essendo il modello verticalmente simmetrico.

Le condizioni al contorno, imposte nel dominio delle meshes, sono: tutti i punti sui contorni verticali non possono spostarsi fuori dal piano e sul contorno inferiore non possono spostarsi in nessuna delle tre traslazioni nello spazio.

Inoltre nel caso siano presenti di nodi liberi, questi devono essere bloccati. Nel caso che tutti gli elementi collegati a un nodo siano disattivati, i suoi gradi di libertà sono rimossi dal sistema di equazioni. Bisogna, quindi, considerare che se un elemento viene attivato quando prima era spento, i suoi punti devono essere opportunamente vincolati.

Terreno	γ' [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Strato 1	18	21	44	2
Strato 2	17,7	18,5	30	4
Strato 3	18	21	34	2
Strato 4	18,1	21,1	33	2
Strato 5	18,4	21,4	38	2

Tab. 5 Parametri del terreno.

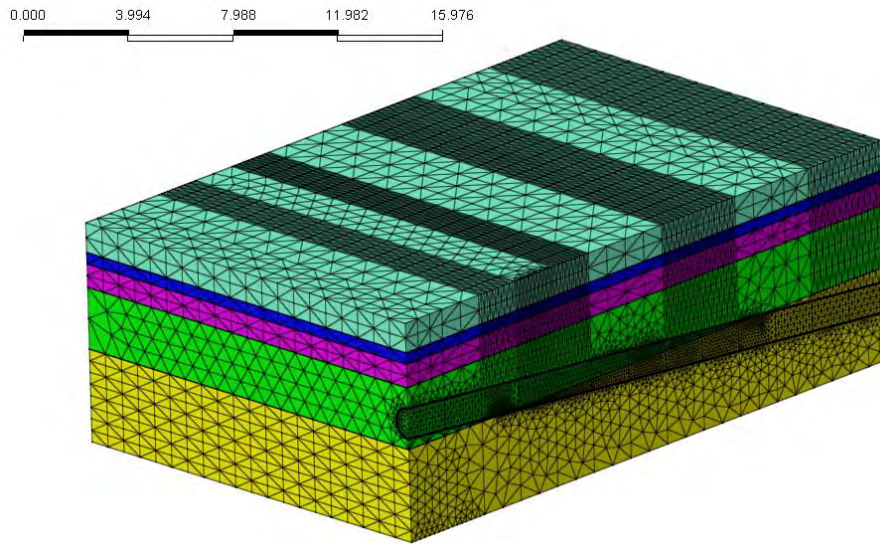


Fig. 12 Mesh

3.2. Modellazione del foro , della macchina e del pipe in acciaio.

La condotta di acciaio è trasportata lungo l'intera lunghezza dello scavo creato dalla testa fresante.

La forma di foro è costruita per accogliere completamente la macchina evitando una deflessione e deve essere scavato più grande del tubo installato, in considerazione della convergenza del foro.

Si è scelto di modellare la macchina fresatrice e il pipe come elementi lineari a tre nodi, essendo l'oggetto in esame il comportamento del terreno e non le tensioni interne degli elementi strutturali. La macchina (shield) è rappresentata da un cilindro di diametro 1,22 m e lunghezza 2 m, il tubo (pipe), invece, di 1,2 m.

Per entrambi gli elementi si è adottato un comportamento elastico, e alla densità dello shield è stato imposto un valore medio ottenuto dividendo il peso totale della macchina per il suo volume apparente.

La resistenza del rivestimento lungo il tunnel è in genere molto variabile. I fattori che influenzano la resistenza del rivestimento sono: stabilità del terreno, sovrataglio, lubrificazione, stazioni intermedie di sollevamento, geometria del pozzo, guida all'interno del terreno della condotta, ritardi di produzione, e caratteristiche del tubo.

La regione dove la macchina spinge, lo scudo, è stata modellata come elemento piano dal comportamento elastico.

Pipe			
E[kN/m ²]	v	γ[kN/m ³]	spessore[m]
210000000	0,3	77	0,02
Shield			
E[kN/m ²]	v	γ[kN/m ³]	spessore[m]
210000000	0,125	20,5	0,2
Scudo			
E[kN/m ²]	v	γ[kN/m ³]	spessore[m]
210000000	0,125	20,5	0,2

Tab. 6 Parametri degli elementi plate.

3.3. Modellazione della pressione dello slurry system.

La forza esercitata è stata modellata applicando una pressione di superficie sul fronte di scavo e sull'area laterale della galleria.

E' ragionevole imporre una pressione che aumenta linearmente con la profondità, anche se la pressione sul fronte dovrebbe corrispondere con quella registrata nella camera di lavoro. In questo specifico caso, il modello è stato diviso in conci di due metri ciascuno. Per ognuno di questi step si sono linearizzati i valori della pressione nell'intorno, rilevati in loco e poi calcolata la media da applicare al modello.

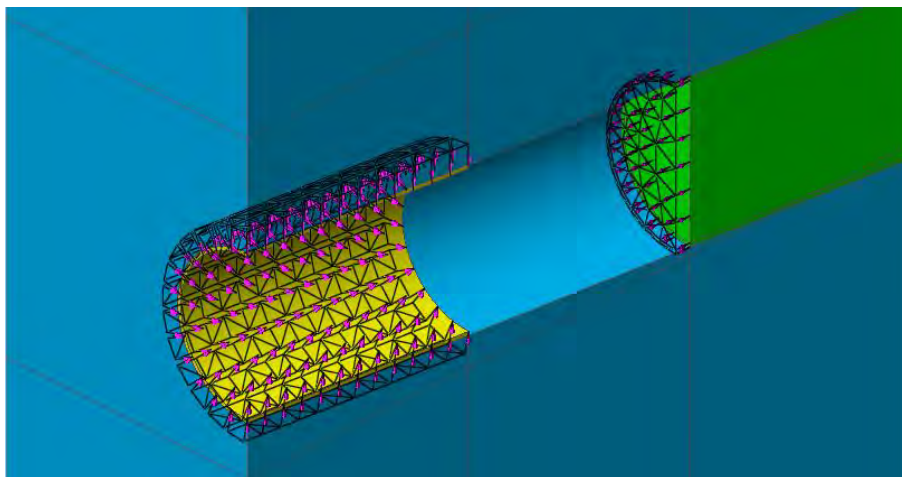


Fig. 13 Pressioni.

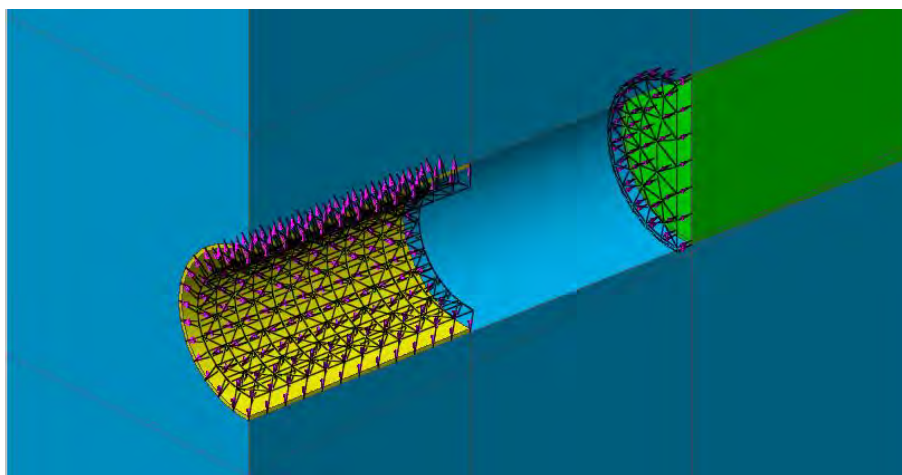


Fig. 14 Pressioni.

3.4. Modellazione dello slurry.

Lo slurry è stato modellato con degli elementi continui nell'intercapedine tra il bordo del cavo e la condotta, sostituendo la mesh del terreno precedente dei nuovi elementi con geometria e nodi corrispondenti.

Lo stato tensionale degli elementi all'interno del modello, che sono attivati per la prima volta, dipende dalla pressione neutrale presente; quindi nullo in assenza di falda. Precisamente l'elemento si trova in stato precompresso di entità pari alla pressione neutrale.

E' stato assegnato allo slurry un comportamento elastico, un modulo di Young dell'ordine di 100 KPa e il modulo di Poisson di 0.2 per simulare l'elevata compressibilità dello slurry. Queste caratteristiche comportano grandi spostamenti che in un modello elastoplastico non avrebbero portato il sistema a convergenza.

3.5. Parametri che non sono stati modellati.

Nel modello non sono stati implementati alcuni aspetti tecnici, che usando mesh molto più complesse possono essere presi in considerazione, ad esempio il percorso, le variazioni di rigidità dei terreni circostanti e la modellazione del terreno attorno al cavo.

Quest'ultimo aspetto si sarebbe potuto considerare assegnando alla regione vicino allo scavo una rigidità minore, per spiegare le proprietà meccaniche dello slurry non ancora indurito e contemporaneamente una rigidità maggiore per le regioni lontane dell'area d'installazione della tubatura.

Per descrivere l'indurimento dello slurry era possibile considerare un progressivo aumento del numero di Young nel tempo:

$$E_t = \begin{cases} E_{initial} & t = t_0 \\ E_g \left[1 - e^{-0,2\left(\frac{t}{t_0}\right)} \right] & t \geq t_0 \end{cases} \quad (3.1)$$

Dove

E_t : il modulo di Young del lubrificante nel tempo,

E_g : il modulo di Young a completo indurimento,

t_0 : il momento nel quale avviene l'iniezione,

$E_{initial}$: il modulo di Young iniziale,

La formula [3.1] fa riferimento alle prime dodici ore, passato questo periodo è ragionevole assumere l'indurimento raggiunto e $E_g = E_t$.

Per indagare sulla variazione di rigidità al variare della distanza sono necessarie maggiori informazioni sulla macchina operatrice, in molti casi viene, comunque, assunta un avanzamento costante di circa 1 m/h.

Altri aspetti che non sono stati presi in considerazione sono quelli che riguardano la direzionalità della macchina (beccheggio, rollio e sterzo) e le operazioni dell'unità perforatrice (velocità di avanzamento e quella di rotazione dello scudo fresante).

3.6. Modellazione delle fasi di scavo e installazione della condotta.

Il procedimento per la simulazione dell'inserimento della condotta avviene tramite l'attivazione/disattivazione degli elementi rappresentativi delle diverse parti strutturali e fisiche della costruzione.

Una prima fase rappresenta lo scavo all'interno del terreno, quindi comporta lo spegnimento degli elementi che rappresentano il terreno asportato, l'attivazione di shell rappresentati la macchina e l'inserimento di una pressione sul fronte di scavo.

Nello step successivo s'immagina che il pipe sia stato trasportato all'interno del foro e sia stato iniettato in pressione il lubrificante nell'intercapedine tra il terreno e la condotta, quindi sono tolti gli elementi rappresentativi della macchina e la pressione, per fare spazio agli elementi con pressione radiale che rappresentano lo slurry e agli shell del pipe. Queste due fasi si susseguono per tutta la lunghezza della condotta analizzata.

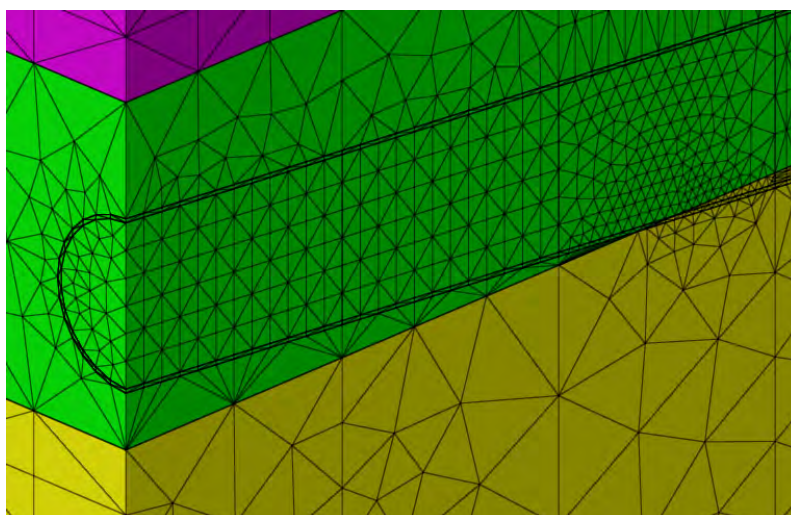


Fig. 15 Fase 0

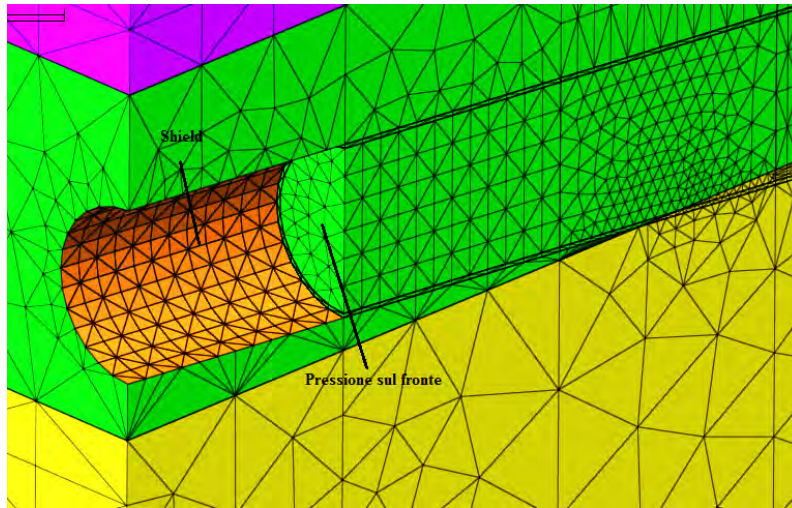


Fig. 16 Fase 1

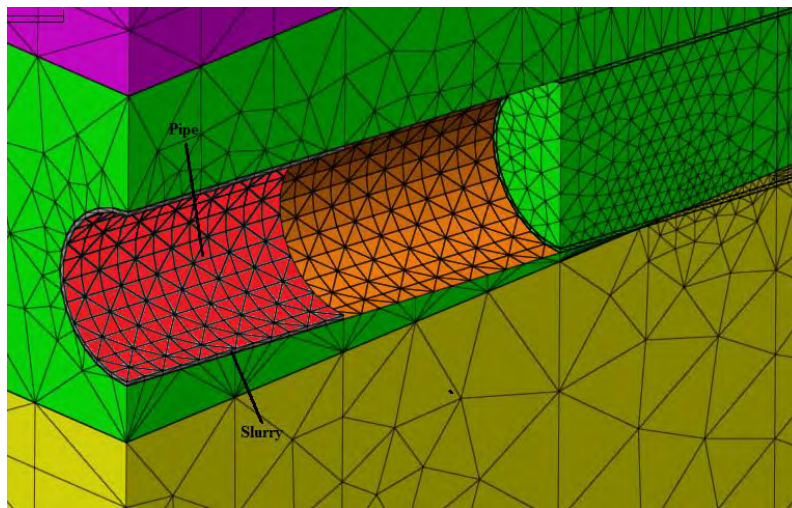


Fig. 17 Fase 2

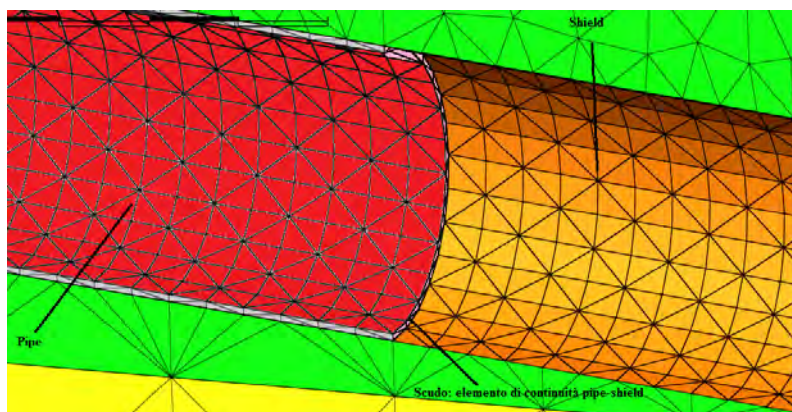


Fig. 18 Particolare scudo

3.7. Modelli costitutivi.

Il legame costitutivo è un modello matematico che descrive il comportamento del materiale e lega i parametri statici ai cinematici:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (3.2)$$

Nelle modellazioni geotecniche la scelta di un modello costitutivo caratterizza significativamente la risposta ottenuta.

In quest'analisi sono stati utilizzati due modelli costitutivi: l'elastico lineare e quello di Mohr-Coulomb.

3.7.1. Modello elastico lineare.

Nel caso più semplice le deformazioni e le tensioni sono legate da una relazione algebrica di 1°ordine:

$$\sigma_{ij} = D_{IJKL} \varepsilon_{KL} \quad (3.3)$$

La legge [3.3] rappresenta il modello elastico lineare nel caso generale, considerando quello monoassiale invece:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (3.4)$$

La matrice D_{ijkl} ha ventuno componenti indipendenti.

La legge nella forma estesa:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{zy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Dove E è il modulo elastico e ν il coefficiente di contrazione trasversale.

Il legame espresso dall'equazione (3.4) può anche essere scritto in forma tensoriale:

$$\varepsilon_{hk} = C_{hkij} \sigma_{ij} \quad (3.6)$$

Dove C_{hkij} è un tensore del quarto ordine, detto tensore di cedevolezza, i cui termini si ottengono dall'inversa della matrice dell'equazione [3.5].

Altri parametri fondamentali sono:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.7)$$

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.8)$$

Dove G è il modulo di rigidezza trasversale e K il modulo di rigidezza volumetrica.

Il modello elastico lineare è spesso usato per condurre le analisi preliminari e il controllo della corretta implementazione di modelli numerici complessi.

3.7.2. Modelli costitutivi elasto-plastici ed elasto-plastici-incrudenti.

La teoria elastica non è sufficiente per descrivere in maniera accurata il comportamento dei terreni. Ad esempio, tale teoria non prevede la presenza di deformazioni permanenti, descritte accuratamente nella teoria della plasticità ed evidenziata sui terreni prossimi a rottura.

Sottoponendo un provino di materiale elastoplastico a una prova di compressione uniassiale e incrementando il carico gradualmente, si può notare che il materiale manifesta un comportamento elastico in un primo momento. Rappresentando la situazione in un grafico tensione-deformazione [fig. 19] la deformazione aumenta fino al punto A, se il carico esterno è rimosso prima o a quel livello di sollecitazione, il provino recupera la sua configurazione iniziale.

Quando la tensione supera il punto A e il carico è rimosso, una parte della deformazione rimane. Quindi si sviluppano delle deformazioni che possono essere recuperate scaricando il provino, deformazioni elastiche, e deformazioni che non possono essere recuperate e costituiscono la deformazione residua permanente, deformazioni plastiche.

La tensione, dalla quale iniziano le deformazioni plastiche, è definita tensione di snervamento o di plasticizzazione.

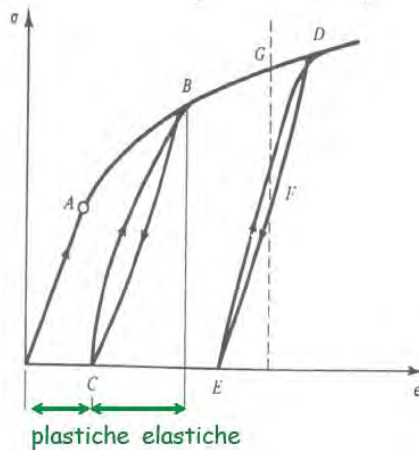


Fig. 19 Diagramma tensione-deformazione di un materiale elastoplastico

Considerando un punto C, ottenuto dallo scarico quando la tensione rappresentata dal punto B superiore a quella in A, se il materiale è ricaricato, questo manifesta un comportamento elastico fino al valore di sollecitazione raggiunto in precedenza, poi un comportamento elastoplastico.

Le deformazioni sono dipendenti dalla storia tensionale precedente, infatti, la curva di ricarico non coincide con quella originaria di carico.

Il caso in cui presenti una tensione di plasticizzazione crescente con le deformazioni plastiche si chiama incrudimento.

Riassumendo il carico produce deformazione che sono reversibili elastiche e irreversibili plastiche:

$$\delta \varepsilon_{ij} = \delta \varepsilon_{ij}^e + \delta \varepsilon_{ij}^p \quad (3.9)$$

L'incremento di deformazione elastica è definito tramite il legame costitutivo elastico isotropo.

Per definire l'incremento di deformazione plastica è necessario formulare un criterio di snervamento, una legge d'incrudimento e una legge di flusso, che permettano di individuarne rispettivamente l'esistenza, il modulo e la direzione.

3.7.3. Modello di Coulomb.

Questo è il criterio di rottura più conosciuto nella meccanica delle terre ed è il primo criterio che prende in considerazione gli effetti della pressione idrostatica sulla resistenza di materiali incoerenti.

Il criterio di rottura prevede che la tensione di taglio e quella normale agente su ogni elemento soddisfino una equazione lineare:

$$|\tau| + \sigma \tan \phi - c = 0 \quad (3.10)$$

Dove c e ϕ indicano, rispettivamente, la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno.

Nel caso particolare in cui l'angolo di attrito ϕ sia uguale a zero, $\tau=c$ e quindi la coesione diventa uguale alla tensione di taglio puro. Se si considera uno stato tensionale in cui $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, il criterio di Coulomb assume la forma:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + c \cos \phi \quad (3.11)$$

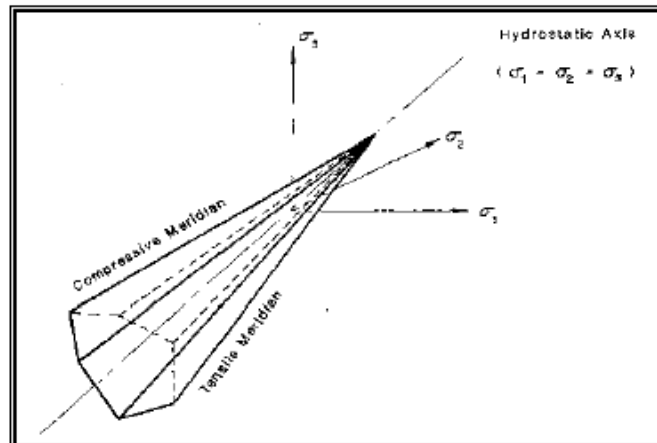


Fig. 20 Modello di Mohr-Coulomb.

Nello spazio delle tensioni principali, il criterio di Coulomb è rappresentato da una piramide avente per base un esagono irregolare.

Nonostante la forma grafica semplice, la sua superficie mostra spigoli in una generalizzazione tridimensionale che porta a difficoltà nell'analisi numerica. In aggiunta a questi limiti, il criterio di Coulomb non considera la presenza della tensione principale intermedia. E' comunque usato per la semplicità con cui si possono ottenere soluzioni ragionevoli a problemi pratici dell'ingegneria geotecnica.

3.7.4. Funzione di rottura.

In generale la funzione f di rottura si può scrivere nella forma:

$$f(I_1, J_2, J_3) = f_c \quad (3.12)$$

Dove I_1, J_2, J_3 , rappresentano gli invarianti di σ_{ij} e f_c è una costante per materiali perfettamente plastici, mentre è una variabile per materiali incrudenti.

La resistenza a taglio che si mobilita su un eventuale piano di scorrimento varia linearmente con lo sforzo normale agente sul medesimo piano:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (3.13)$$

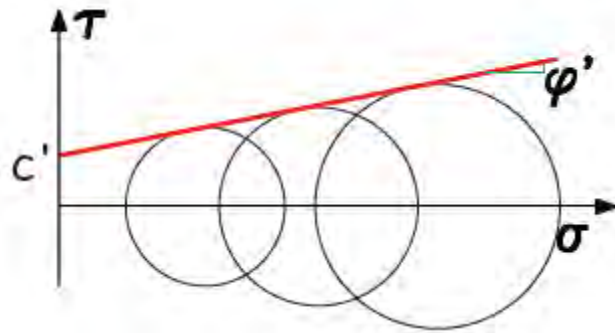


Fig. 21 Criterio di rottura.

Con riferimento alle tensioni principali:

$$F = \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{sen} \phi' - 2c \operatorname{cos} \phi' = 0 \quad (3.14)$$

Cioè una piramide a base esagonale irregolare, il cui asse è costituito dall'idrostatico.

Poiché il terreno non è in grado di sopportare tensioni di trazione, si deve avere:

$$\sigma'_1 \geq 0, \sigma'_2 \geq 0, \sigma'_3 \geq 0 \quad (3.15)$$

Cioè la piramide deve essere troncata dai tre piani forniti dall'equazione con il segno di uguaglianza σ' .

L'adozione del criterio di Mohr Coulomb presenta qualche problema dal punto di vista matematico a causa della presenza di punti singolari; infatti, il gradiente della funzione di plasticizzazione F non è definito in modo univoco sugli spigoli della piramide.

3.7.5. Legge di flusso.

Il flusso plastico è il fenomeno che raggiunta la condizione di plasticizzazione, il materiale manifesta deformazioni di tipo plastico.

Nel caso delle deformazioni elastiche la relazione costitutiva è sufficiente a definire il vettore di deformazione, invece nel caso plastico, la direzione del vettore di deformazione è indipendente dall'incremento di tensione e dipende invece dallo stato tensionale complessivo. Ossia, gli incrementi $\delta\sigma$, pur influenzando il valore delle deformazioni plastiche, non ne influenzano la direzione.

Quindi le deformazioni plastiche prodotte sono dipendenti dallo stato tensionale in corrispondenza del quale avviene lo snervamento, non dal percorso tensionale.

Gli incrementi di deformazione plastica possono, infatti, essere espressi nella forma:

$$\delta\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \operatorname{grad}G = \Lambda \frac{\delta G}{\delta\sigma'_{ij}} \quad (3.16)$$

Dove G è il potenziale plastico, funzione delle componenti di tensione, indipendente dal percorso di sollecitazione seguito.

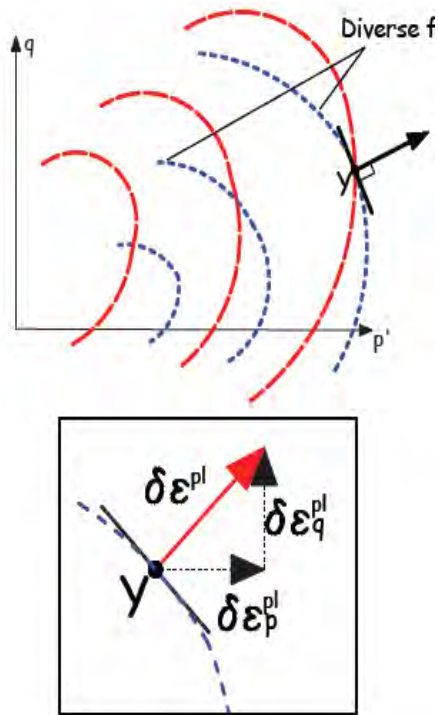


Fig. 22 Curve di potenziale plastico.

L'esistenza di un potenziale comporta la coincidenza della direzione del vettore delle deformazioni plastiche con quella lungo la quale si ha il massimo gradiente di potenziale.

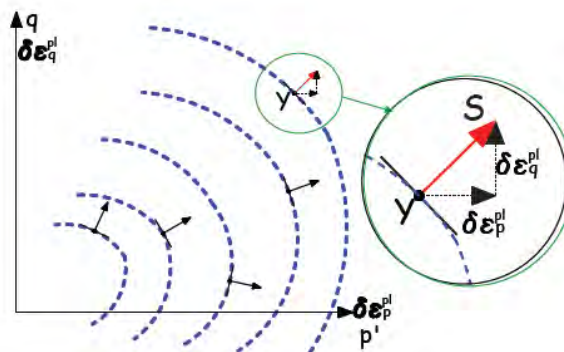


Fig. 23 Curva di potenziale plastico.

3.7.6. Incrudimento.

L'incremento della tensione di snervamento a causa delle deformazioni plastiche è incrudimento. La sua legge è la specificazione delle variabili interne, delle loro leggi evolutive.

Si assumono le variabili interne coincidenti con le componenti del tensore di deformazione plastica, e con una funzione di queste ultime indicata con κ e chiamata variabile d'incrudimento:

$$\kappa = \kappa(\varepsilon^p) \quad (3.17)$$

Nel definire la variazione di κ s'introdurrà il modulo H d'incrudimento o plastico del materiale, uno scalare che quantifica la rigidità del terreno durante il processo di deformazione plastica.

Il modulo d'incrudimento H può essere positivo o negativo.

$H > 0$: il materiale può essere assoggettato a un qualunque incremento di carico; se si hanno deformazioni plastiche la superficie di plasticizzazione, si espande.

$H < 0$: pur avendosi deformazioni plastiche, il livello di carico deve diminuire e la superficie di plasticizzazione deve contrarsi; si ha il cosiddetto fenomeno del rammollimento.

Non è possibile dare un incremento di carico qualsiasi. Se si cerca di aumentare lo sforzo seguendo un percorso al di fuori della superficie di plasticizzazione, il materiale non è in grado di sostenere il carico. Il terreno è quindi "instabile" quando H è negativo.

3.7.7. Stato tensionale iniziale.

Nel processo di calcolo è fondamentale fornire la situazione iniziale del terreno.

Prendendo in considerazione una superficie orizzontale, lo stato tensionale iniziale a una certa profondità z :

$$\sigma'_v(z) = \int_0^z \gamma' dz \quad (3.18)$$

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v(z) \quad (3.19)$$

Dove γ' è il peso efficace del terreno e k_0 è il coefficiente di riposo del terreno.

Nell'ipotesi che il terreno nel sito d'interesse sia normalconsolidato, la formula usata per il calcolo di k_0 è quella proposta da Jaky [1944]:

$$k_{0nc} = 1 - \sin\varphi' \quad (3.19)$$

Dove φ' è l'angolo d'attrito interno efficace del terreno.

Da un punto di vista pratico il programma, assegnato lo stato iniziale di tensione, conduce l'analisi finché la condizione di equilibrio non è raggiunta. Le proprietà richieste dal programma nel caso di una pressione costante dell'acqua, tramite l'imposizione di una falda, sono:

- La densità del terreno (γ) sopra la falda,
- La densità satura del terreno (γ_{sat}) sotto la falda.

CAPITOLO 4

ASPETTI TEORICI E CRITICITA' MICROTUNNELING

4.1. Forza di spinta.

Uno degli aspetti fondamentali nell'istallazione di condotte con tecniche no-dig è la jacking force e una sua previsione è strutturalmente importante per completare lo scavo senza danni del pipe o degli strumenti a causa dello stress eccessivo.

Generalmente si divide la forza di spinta in due componenti: una pressione sul fronte e una d'attrito sviluppatasi lungo tutta la lunghezza del pipe.

Vari metodi sono stati proposti per predire la jacking force, questi spaziano dalle formule empiriche a quella basate sulla meccanica del terreno. Tuttavia il problema principale di qualsiasi metodo di previsione è la variabilità delle operazioni di scavo [fig. 24], il trend generale è possibile individuarlo, ma i picchi della forza di sostegno sono difficili da determinare accuratamente.

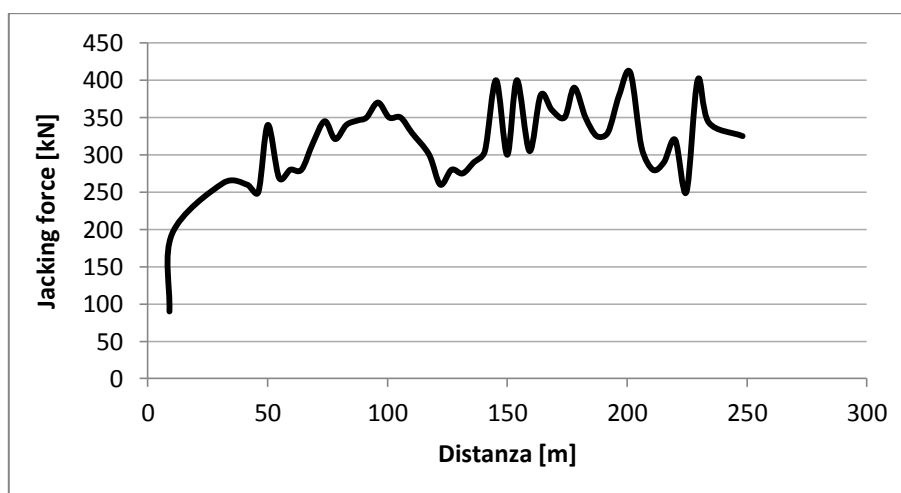


Fig. 24 Jacking force.

Due diversi tipi di supporto del fronte possono essere considerati a seconda il tipo di circuito lubrificante.

Per ragioni geometriche nelle macchine con diametro nominale fino a 1500 mm, il fronte è supportato da una combinazione di supporto meccanico e dallo slurry. La pressione del fluido è regolata a 0,1 a 0,3 bar superiore alla pressione di falda predominante e il supporto del fronte meccanico è fornito attraverso i bracci della ruota di taglio.

Il secondo metodo, Earth Pressure Balance shield (EPB), è applicabile per opere con diametri superiori e in un terreno instabile. Crea una pressione di supporto che previene la perdita di stabilità del fronte, infatti, il terreno stesso tagliato serve a sostenere la superficie di lavoro.

Il materiale, che è allentato da utensili di taglio, scende nella camera di estrazione e si mescola con la miscela presente. Trasferire la potenza dei martinetti al suolo impedisce la penetrazione incontrollata. Nel momento in cui la miscela si trova sul fronte, la pressione della terra e l'acqua, provoca uno stato di equilibrio.

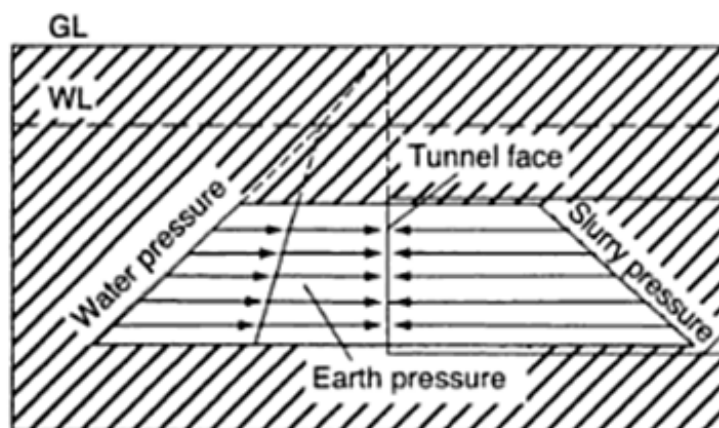


Fig. 25 Metodo concettuale delle pressioni per EPS

4.1.1. Parametri che influenzano la forza d'attrito.

Molti sono gli aspetti che influenzano l'attrito, e quindi la forza totale, diversi autori hanno condotto delle ricerche sperimentali per valutare l'entità dell'incidenza di fattori come il sovrataglio, le proprietà del lubrificante e le interruzioni delle fasi di spinta.

Nei paragrafi seguenti saranno illustrati i principali fenomeni che influenzano la pressione sul fronte.

4.1.1.1. Sovrataglio.

Si è osservato che una riduzione del diametro dell'anulus causa un aumento considerevole delle forze d'attrito.

Il valore ottimale del sovrascavo per ottenere la resistenza minima d'attrito è $\frac{D_{in}-D_{ext}}{D_{ext}} \approx 0,04$. [Rogers & Yonan, 1992]

4.1.1.2. Interruzione delle fasi di scavo.

La forza necessaria per attuare uno scavo aumenta se i lavori sono interrotti per una notte o un weekend.

Il fenomeno può essere attribuito all'aumento dell'attrito dovuto o al possibile contatto tra il terreno e la parete esterna del tubo o alla dissipazione della pressione dell'acqua nello slurry che dissipandosi aumenterebbe le tensioni efficaci.

Fino a una certa lunghezza l'incremento della forza è sistematicamente relativo all'interruzione.

L'incremento della jacking force lungo la lunghezza dello scavo indotto dall'arresto dei lavori si può considerare:

$$\Delta P = P_0 - P_{last} \quad (4.1)$$

Dove

ΔP : l'incremento della forza;

P_0 : la spinta iniziale;

P_{last} : l'ultimo valore della forza prima dell'interruzione.

Le sollecitazioni di attrito generate durante la sospensione dello scavo sono collegate alla durata dello stop dei lavori; quindi, è possibile calcolare la relazione lineare tra l'aumento della spinta e il logaritmo del tempo d'arresto.

Inoltre, un altro sforzo di attrito si verifica dopo interruzioni ed è legato alla quantità di fluido iniettata nello spazio anulare tra il terreno e il tubo. Un sufficiente quantitativo di lubrificante da iniettare permette una riduzione dell'amplificazione dell'attrito a causa della reptazione del terreno, cioè la lenta deformazione in conseguenza a pressione o tensione prolungata.

Essendo il tempo di consolidamento del fango proporzionale allo spessore, si può supporre che una parte del lubrificante vicina all'interfaccia terreno-tubo indurisca.

Il rapporto $\frac{\Delta P}{P_0}$ è legato al logaritmo dei tempi di fermo da un coefficiente compreso tra 6 e

8. Questo valore deve essere considerato con attenzione a causa della dispersione dei valori importanti relativi alle interruzioni di breve durata.

4.1.1.3. Influenza del lubrificante

Altri aspetti importanti sono quelli legati ai fenomeni idraulici e reologici che si possono verificare durante lo scavo, quindi bisogna conoscere il sistema d'iniezione: la natura del terreno, dello slurry e la loro interazione, il volume iniettato e il processo di lubrificazione.

Lo slurry è generalmente composto di argilla bentonitica e polimeri, ma la miscela effettiva deve essere studiata e testata in laboratorio e in campi di prova in relazione con i tipi di suolo con i quali entrerà in contatto. Infatti, la natura del terreno è importante, ad esempio un lubrificante attraversa più facilmente un terreno incoerente o ghiaioso. Inoltre la miscela risultante tra il terreno e lo slurry può avere un angolo d'attrito maggiore rispetto quello con solo il lubrificante. Generalizzando si può affermare che nelle sabbie e nelle ghiaie si troveranno dei valori di attrito maggiori rispetto agli altri tipi di terreno.

Le forze d'attrito dipendono anche dal volume immesso, infatti, dati sperimentali [Pellet 1997] mostrano che volumi variabili di slurry tra 25-170 l/m possono portare a una riduzione della forza di attrito del 45-90%.

Prevedere l'iniezione posta in diversi punti lungo la tubazione assicura una distribuzione uniforme del lubrificante attorno al tubo e conseguentemente una riduzione dell'attrito.

Infine il fluido è efficace per moderare la forza supplementare derivata dallo stop dei lavori sia perché riduce le tensioni normali attorno al pipe.

4.1.2. Metodo classico.

La previsione della forza di spinta P_{total} prevede il calcolo della resistenza del fronte P_{head} e delle forza d'attrito $P_{friction}$ lungo il pipe.

$$P_{total} = P_{head} + P_{friction} \quad (4.2)$$

Sono possibili due situazioni distinte: la prima considera che il terreno sia a contatto con la superficie della tubazione che è quindi caricata, la seconda ipotizza che il cavo sia stabile, e la resistenza media di attrito sia dipendente solo dal peso del tubo. Nel primo caso la determinazione del carico sul pipe può essere effettuata utilizzando il metodo di Terzaghi o tramite più accurate analisi numeriche.

La resistenza del fronte è calcolata come la pressione necessaria per garantire la stabilità del fronte.

Una formula empirica usata [Japan micro Tunneling Association 2000] è:

$$P_{head} = 10 * 1.32\pi * D_s * N' \quad (4.3)$$

Dove

D_s : il diametro esterno della macchina perforatrice;

N' : un fattore empirico che deriva dalla SPT stimata pari a 1 per terreni argillosi, 2.5 per terreni sabbiosi, 3 per terreni ghiaiosi.

Considerando il primo approccio di calcolo, che considera il terreno a contatto con l'intera superficie esterna della condotta, la forza d'attrito è:

$$P_{friction} = \mu N = 2\mu \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \sigma_n L \frac{D_e}{2} d\theta \quad (4.4)$$

Dove

μ : il coefficiente d'attrito terreno-pipe;

N : pressione normale dovuta al terreno agente sulla condotta;

σ_n : lo sforzo normale su ogni punto della condotta;

L : lunghezza di perforazione;

D_e : diametro esterno del condotto.

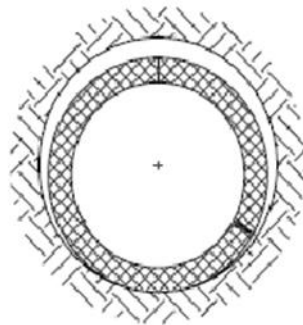


Fig. 26 Condotta a contatto con il terreno

La forza normale totale agente sulla superficie esterna del pipe è ottenuto integrando lo sforzo normale su un elemento, dS , e determinato sulla base delle sollecitazioni verticali e orizzontali.

L'alesatura del micro tunnel disturba lo stato iniziale di sollecitazione lungo il tunnel. Questo nuovo stato di stress indotto dal rilassamento del suolo, può essere determinato con un modello di calcolo, ad esempio il modello di Terzaghi, che ipotizza che il terreno sopra la condotta si assesti lungo due piani verticali. Questi spostamenti sono sufficienti per creare dei piani di rottura[Terzaghi 1951].

La soluzione dell'equazione differenziale dell'equilibrio di un concio di terra orizzontale sottoposta a sollecitazioni di taglio lungo i piani di scorrimento permette di trovare la tensione verticale del terreno attorno al tubo.

$$\sigma_{EV} = \frac{b(\gamma - \frac{2C}{b})}{2K \tan\phi} \left(1 - e^{-2K \tan\phi \frac{h}{b}} \right) \quad (4.5)$$

Dove

h: altezza della copertura a tubo corona;

γ : Densità del terreno di copertura;

K: coefficiente di pressione del terreno sopra il tubo;

b: larghezza del terreno influenzata sopra il silo tubo;

Φ : angolo di attrito muro nel piano di taglio.

La tensione verticale attorno alla condotta σ_{EV} può anche essere espressa con l'introduzione di un coefficiente k, che considera l'effetto arco del terreno:

$$\sigma_{EV} = \gamma h k \quad (4.6)$$

Se il terreno non è coesivo, il coefficiente è dato dalla seguente formula:

$$k = \frac{1 - e^{-2K \tan\phi \frac{h}{b}}}{2K \tan\phi \frac{h}{b}} \quad (4.7)$$

Si osserva che quando lo spessore di copertura è piccolo ($h < b$), gli spostamenti di decompressione dovuti all'alesatura influenzano l'intera zona di terreno, quindi l'effetto arco è trascurato e tutto il peso terreno è considerato [Szechy, 1970; After 1982].

Il calcolo della tensione verticale richiede alcuni parametri fisici, come ad esempio lo spessore di copertura, la coesione e la densità del suolo, ma anche alcuni parametri empirici, come K , b e Φ . La definizione di questi parametri empirici varia da un autore un altro.

Nella tabella sottostante sono riportati i coefficienti definiti da Terzaghi utilizzati in Giappone, lo standard tedesco ATVA 161 (Stein et al., 1989) e la scelta della "Pipe Jacking Association" nel Regno Unito [Milligan & Norris, 1995].

	Terzaghi (Japan)	ATVA 161 (Germany)	PJA (UK)
b	$D_e \left(1 + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$	$D_e \sqrt{3}$	$D_e \tan \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4} \right)$
Φ	ϕ	$\frac{\phi}{2}$	ϕ
K	1	0,5	$\frac{(1 - \sin\phi)}{(1 + \sin\phi)}$

Tab. 7 Valori dei coefficienti.

Secondo Terzaghi, la larghezza b ideale è determinata ipotizzando che il piano di rottura del cono si estende in diagonale verso l'alto dal tubo con un angolo di $\pi/4 + \phi/2$. Il Regno Unito PJA e l'ATVA 161 assumono un'altra geometria di piani di rottura utilizzando la formula di Terzaghi/ Houska [Fig. 26].

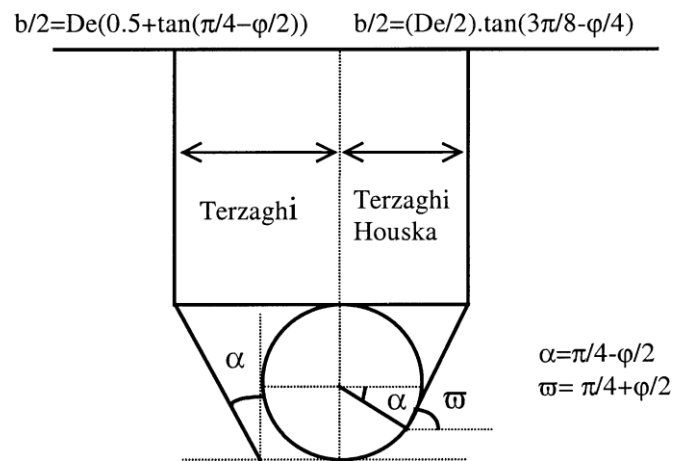


Fig. 27 Cunei di rottura modelli di Terzaghi e Terzaghi/Houska

Il secondo approccio si usa quando il sovrataglio è stabile e quindi le forze d'attrito siano causate dal solo peso della condotta:

$$F_s = \mu W \tag{4.8}$$

Dove W è il peso della condotta.

Nel caso la coesione del terreno sia sufficiente ad opporsi alla pressione litostatica allora lo spazio anulare è stabile.

Lo scarico elastico del terreno potrebbe chiudere lo spazio anulare attorno alla condotta a causa della diminuzione del diametro-tunnel, quindi il sovrataglio deve essere abbastanza grande.

Entrambi i metodi prevedono che la resistenza d'attrito F_s dipenda da un coefficiente d'attrito efficace che varia in funzione della natura del terreno, della rugosità superficiale esterna del tubo, e da fattori operativi come la lubrificazione. Può essere definito come:

$$\mu = \tan \delta \quad (4.9)$$

Dove δ è l'angolo d'attrito terreno-struttura, che è assunto compreso tra l'angolo d'attrito interno del terreno Φ e tra $\Phi/2$ e $\Phi/3$, a seconda delle asperità dell'interfaccia e dell'ampiezza del movimento. Stein differenzia le diverse nature dell'attrito (dinamico e statico) e delle interazioni e valuta il coefficiente di attrito dinamico tra 0,3 e 0,4 per sabbie e ghiaia, e tra 0,2 e 0,3 per le argille [Stein et al., 1989].

	Coefficiente d'attrito
<i>Attrito statico</i>	
Concrete on gravel or sand	0.5-0.6
Concrete on clay	0.3-0.4
Asbestos or centrifuged concrete on gravel	0.3-0.4
Asbestos or centrifuged concrete on gravel	0.2-0.3
<i>Attrito dinamico</i>	
Concrete on gravel or sand	0.3-0.4
Concrete on clay	0.2-0.3
Asbestos or centrifuged concrete on gravel	0.2-0.3
Asbestos or centrifuged concrete on gravel	0.1-0.2
For fluid friction (with lubrication)	0.1-0.3

Tab. 8 Valori standard per i coefficienti d'attrito Stein , 1989

Questi intervalli di valori corrispondono ad un angolo d'attrito terreno-tubo pari a metà dell'angolo d'attrito interno del terreno. Inoltre, il coefficiente di attrito statico può ritenersi pari a 1,5 volte quello dinamico.

Con l'uso di un fluido lubrificante, il coefficiente d'attrito non dipende più dalla natura del terreno ma principalmente dal limite liquido del lubrificante.

Stein suggerisce, nel caso dell'impiego del lubrificante, di prendere un coefficiente d'attrito terreno-tubo che va da 0.1 ($\Phi=6^\circ$) a 0.3 ($\Phi=17^\circ$).

Per il calcolo delle forze d'attrito lungo il tubo è necessario conoscere le tensioni normali che agiscono sulla condotta. Lo sforzo normale che agisce sul tubo è il risultato dell'azione congiunta del peso del terreno circostante e della condotta.

4.1.3. Metodo Herrenknecht.

Un altro metodo per determinare la forza di spinta usata nel caso particolare del Direct Pipe [J.P. Puiksma, D. Pfeff & H.M.G. Kruse] considera nell'analisi la resistenza del fronte i seguenti meccanismi d'attrito:

1. Tra la tubazione con i rulli dietro il propulsore;
2. Tra la tubazione e il fluido lubrificante;
3. Tra la tubazione e la parete foro;
4. Dovuto alla deformazione del tubo.

Il primo meccanismo è indipendente dagli altri perché la condotta si trova dietro il propulsore, invece gli altri meccanismi interagiscono uno con l'altro.

4.1.3.1. *L'attrito della tubazione dietro il propulsore sui rulli.*

La teoria sviluppata per il metodo del Direct Pipe fornisce la seguente formula generale per l'attrito del tratto di condotto che si trova sui rulli all'esterno del foro:

$$F_r = L_{out} g_p f_1 \quad (4.10)$$

Dove

F_r : la forza di attrito del rullo;

L_{out} : la lunghezza della tubazione di fuori dal foro;

g_p : il peso della tubazione per unità di lunghezza;

f_1 : il coefficiente d'attrito.

I diversi segmenti della tubazione sono saldati in fase d'installazione, quindi la lunghezza della tubazione esterna aumenta la forza di spinta se viene aggiunto un nuovo segmento e diminuisce quando il segmento entra nel pozzo.

E' possibile con un valore elevato dell'angolo d'entrata e segmenti di tubo corti ottenere un valore negativo della forza d'attrito.

4.1.3.2. L'attrito tra tubazione e il fluido lubrificante.

La formula sviluppata per il metodo di Direct Pipe:

$$F_{lb} = L_b \pi D_0 f_2 \quad (4.11)$$

Dove

F_{lb} : la forza di attrito dovuto al lubrificante;

L_b : la lunghezza della tubazione all'interno del foro;

D_0 : il diametro esterno della tubazione;

f_2 : il coefficiente d'attrito e dipende dal tipo di lubrificante usato.

4.1.3.3. Resistenza del fronte.

Lo scavo modifica lo stato di sollecitazione originale nel terreno, a seconda della dimensione del taglio dall'alto e la pressione di sostegno del fronte. Piccole variazioni sono accettabili per la stabilità del terreno, ma una relativamente bassa pressione può comportare a cedimenti della superficie o degli strati di terreno. Un'alta pressione può portare a una dispersione del fluido di perforazione o un sollevamento della superficie.

Il supporto minimo richiesto è spesso un poco superiore alla pressione dell'acqua, il valore per stabilizzare il terreno sul fronte [fig. 28] è determinato dal tipo di terreno davanti alla macchina di scavo.

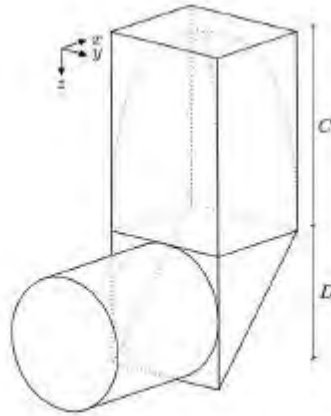


Fig. 28 Il cuneo di terreno davanti alla macchina del microtunneling.

$$\sigma_{sup} = E_0 + \sigma'_{h,min} + u \quad (4.12)$$

Dove

σ_{sup} : pressione di supporto richiesto;

$\sigma'_{h,min}$: minimo sforzo richiesto suolo orizzontale;

u : pressione neutrale;

E_0 : pressione applicata sopra il sostegno minimo.

Oltre alla pressione di supporto sul fronte è necessaria una piccola forza meccanica relativa per facilitare la penetrazione del disco di taglio. La forza anteriore totale è:

$$F_f = \sigma_{sup} \frac{\pi}{4} D_{0,m}^2 + F_{mec} \quad (4.13)$$

Dove

σ_{sup} : pressione di supporto richiesto;

$D_{0,m}$:diametro esterno scudo della macchina microtunneling;

F_{mec} : forza meccanica necessaria;

F_r : forza sul fronte.

Questa forza anteriore dipende dalla posizione della macchina microtunneling sulla linea di perforazione e può essere calcolato per varie posizioni lungo la linea di perforazione.

4.1.3.4. L'attrito tra tubazione e la parete foro.

Nel punto d'ingresso, la tubazione è spinta all'interno del foro. Assumendo che il tubo è centrato nel foro, c'è una distanza oltre la quale la tubazione non entra in contatto con la parete del foro [fig. 29].

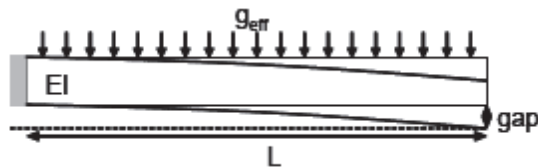


Fig. 29: la zona di non contatto al punto d'entrata.

La lunghezza di contatto con la parete dipende dalla rigidità e dal peso efficace della tubazione:

$$L_t = \begin{cases} \sqrt[4]{\frac{8EIw_{gap}}{|g_{eff}|}}, & g_{eff} \neq 0 \\ 0, & g_{eff} = 0 \end{cases} \quad (4.14)$$

Dove

$$g_{eff} = g - g_{opw} \quad (4.15)$$

$$g_{opw} = \pi r_e^2 \gamma_{fl} \quad (4.16)$$

r_e : raggio esterno della tubazione;

g_{opw} : forza di galleggiamento del gasdotto;

g : peso del gasdotto zavorrato;

γ_{fl} : peso specifico del lubrificante;

EI : rigidezza flessionale del tubo;

w_{gap} : differenza tra il raggio del foro e il raggio del tubo.

L'attrito tra la tubazione e la parete foro è, in generale, modellato moltiplicando la forza che la tubazione esercita sul terreno per un coefficiente di attrito.

L'attrito può essere espresso come:

$$\Delta F_w = f_3 \int_0^{L_b} |q(s)| ds \quad (4.17)$$

Dove

q : la reazione del terreno perpendicolare alla tubazione;

s : la distanza lungo la linea di perforazione;

f_3 : coefficiente d'attrito;

L_b : lunghezza totale del foro.

Un valore comune del coefficiente d'attrito f_3 è 0,2. La reazione del suolo q , può essere positivo o negativo a seconda se la condotta entra in contatto con la parete del foro superiore o inferiore.

Nella sezione curva la reazione del terreno a causa della flessione della tubatura può essere calcolata:

$$q_{max} = \frac{EI\lambda^2}{R} e^{-\frac{\pi}{4}} \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,3224 \frac{EI\lambda^2}{R} \quad (4.18)$$

Dove

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (4.19)$$

q_{max} : reazione massima suolo vicino alla fine della curva;

k : rigidità del suolo per lunghezza di tubazione;

EI : rigidezza flessionale del tubo;

R : raggio della curvatura.

La reazione massima del terreno è utilizzata per determinare il fattore a :

$$a = \left| \frac{g_{eff}}{q_{max}} \right| \text{ se } a > 1 \text{ oppure } a = 1 \quad (4.20)$$

Il fattore a è usato per calcolare il contributo della reazione del terreno nelle sezioni inflesse. La formula successiva permette di calcolare l'attrito all'inizio o alla fine della curva:

$$\Delta F_w^{bend} = \frac{f_3 EI \lambda}{R} (0,85a - 1,0903)(a - 1) \quad (4.21)$$

Come già spiegato le forze descritte precedentemente hanno una forte interazione.

La forza di attrito totale nella sezione finale F_p^{end} può essere calcolato a partire della forza d'attrito totale all'inizio della sezione curva F_p^0 .

Se $g_{eff}R \leq F_p^0$, la forza d'attrito totale può essere calcolato utilizzando la seguente equazioni:

$$F_p^{end} = \frac{c_1}{f_3} + (F_p^0 - \frac{c_1}{f_3})e^{-f_3\alpha} \quad (4.22)$$

$$c_1 = \pi D_0 f_2 R + f_3 R g_{eff} \quad (4.23)$$

Dove

α angolo all'inizio della curva.

Se $g_{eff}R > F_p^0$, cioè nel g_{eff} è negativo, o se il risultato finale è $g_{eff}R < F_p^{end}$, si utilizzare la seguente equazione per calcolare la forza di attrito totale:

$$F_p^{end} = \frac{-c_1}{\mu} + (F_p^0 + \frac{c_1}{\mu})e^{f_3\alpha} \quad (4.24)$$

$$c_1 = \pi D_0 f_2 R - \mu R g_{eff} \quad (4.25)$$

4.1.3.5. Attrito dovuto alla deformazione del tubo.

La forza di spinta necessaria può arrivare ad un livello tale che la condotta diventa instabile. Il processo di deformazione, che è mostrato in figura 30, dipende dalla rigidezza del tubo, dal materiale, dal diametro esterno e dallo spessore della tubazione.

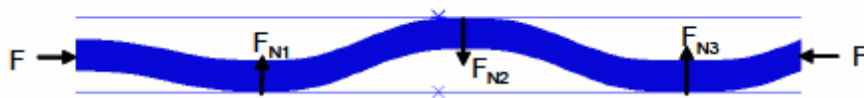


Fig. 30 il processo di deformazione.

Nel caso in cui siano noti il numero di modi d'instabilità possibili e la forza di spinta F , allora la forza di contatto totale può essere calcolata. Per la determinazione del numero di nodi d'instabilità è necessario decidere una schematizzazione della deformazione tubazione nel foro [fig. 31].

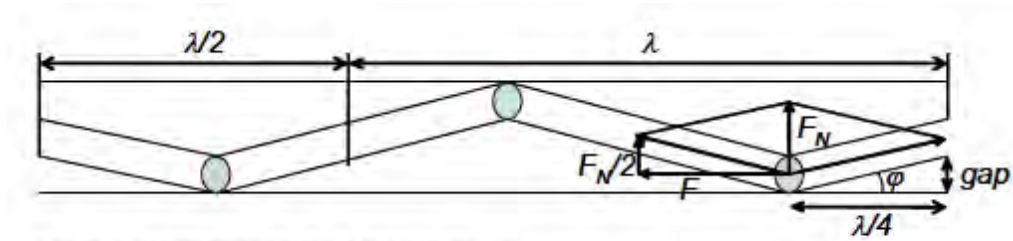


Fig. 31: la schematizzazione del processo di deformazione.

La lunghezza d'onda per il N modi d'instabilità è:

$$\lambda = \frac{2}{N}L \quad (4.26)$$

Dove

L: è la lunghezza della tubazione nel foro.

La forza d'attrito dovuta alla deformazione del tubo può essere calcolata:

$$F_{buckle} = f_3 \frac{4}{3} \frac{LF^2}{\pi^2 EI} w_{gap} \quad (4.27)$$

Dove

F la forza di spinta, senza il verificarsi di instabilità;

w_{gap} differenza tra il raggio del foro e il raggio del tubo;

F_{buckle} la forza di attrito supplementare a causa d'instabilità.

4.1.4. Metodo Shimada & Matsui

Un altro metodo stima la forza di spinta come la sommatoria delle forze necessarie per superare la resistenza d'attrito attorno al tubo e sul fronte. Sono stati sviluppati due casi: sezione in rettilineo e in curva.

La forma generale dell'equazione comprende la spinta iniziale e la resistenza di attrito tra il terreno e le tubazioni come segue [Shimada e Matsui, 2002]:

$$F = F_0 + u\tau_0 L \quad (4.28)$$

Dove

F: spinta totale;

F_0 : spinta iniziale;

u: lunghezza di contatto tra il terreno e il tubo;

τ_0 : attrito resistenza tra il suolo e il tubo;

L: distanza di spinta.

Quando viene usato uno slurry system l'equazione [4.28] può essere scritta come:

$$F = F_0 + (\tau_1 u_1 + \tau_2 u_2)L \quad (4.29)$$

Dove

τ_1 e τ_2 sono rispettivamente resistenza di attrito tra terreno-tubo e tra slurry-tubo;

u_1 e u_2 sono la lunghezza di contatto tra terreno-tubo e tra slurry-tubo.

Il terreno del fronte è mantenuto stabile tramite l'iniezione e si può assumere che la spinta iniziale può dipendere dalla pressione del lubrificante:

$$F_0 = P_w A \quad (4.30)$$

Dove

P_w : pressione dello slurry;

A: area del fronte di scavo.

4.1.4.1. Determinazione della forza di spinta in rettilineo.

La resistenza di attrito attorno al tubo dipende dalla dimensione del sovrataglio e può essere modificata secondo alle condizioni del terreno e la pressione dello strato di copertura.

Il fluido viene iniettato sul fronte e nella zona del sovrataglio, e si può considerare come carico uniforme che agisce su tutta la superficie della condotta; per il calcolo della resistenza di attrito deve essere considerato l'attrito sia tra slurry-pipe sia terreno-pipe.

L'equazione di previsione [Shimada e Matsui, 1998]:

$$F = P_w \left(\frac{D_e}{2} \right)^2 \pi + \pi D_e (P_w \mu + c) L \quad (4.31)$$

Dove

D_e : diametro esterno del tubo,

μ : coefficiente di attrito tra lo slurry e il tubo

c : coesione tra lo slurry e il tubo.

Si può vedere che effetto del peso del tubo non è stato inserito nell'equazione [4.31]. Ma se la pressione dello slurry non è tale da portare alla galleggiabilità dei tubi, questo scivola sul lato inferiore fino al terreno.

La resistenza di attrito tra le interfacce suolo-tubo, in questo caso, può essere calcolato dalla soluzione elastica di un solido elastico appoggiato in una cavità cilindrica [Milligan

e Norris, 1996]. In questo metodo la larghezza del contatto tra il suolo e il tubo, $u_1 = b$ è dato da:

$$b = 1,6 (P_u k_d C_e)^{\frac{1}{2}} \quad (4.32)$$

dove P_u è la forza di contatto per unità di lunghezza, k_d e C_e sono espressi:

$$k_d = \frac{D_1 D_2}{(D_1 - D_2)} \quad (4.33)$$

$$C_e = \frac{(1-n_1^2)}{E_1} + \frac{(1-n_2^2)}{E_2} \quad (4.34)$$

Dove

D_1 : il diametro interno della cavità;

D_2 : il diametro esterno del tubo;

E_1 : il modulo elastico del terreno;

E_2 : il modulo elastico del tubo di calcestruzzo;

n : il rapporto Poisson.

La distribuzione delle tensioni normali è data da:

$$p = \frac{2P_u}{\pi a} \left(1 - \frac{x^2}{a^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.35)$$

Dove $a = b/2$ e x è la distanza da ciascun lato della linea centrale della superficie di contatto.

Di conseguenza, τ_1 nell'equazione [4.36] può essere calcolato come segue:

$$\tau_1 = P \mu_1 + c_1 \quad (4.36)$$

Dove

μ_1 : il coefficiente di attrito cinematico tra tubo e terreno;

c_1 : la coesione tra tubo e del suolo.

Nel caso dell'uso di lubrificante il coefficiente d'attrito non dipende più dalla natura del terreno, ma dal limite liquido della miscela iniettata. I coefficienti d'attrito che si possono usare sono quelli di Stein.

La resistenza d'attrito tra condotta e lubrificante può essere scritta:

$$\tau_2 = P_w \mu_2 + c_2 \quad (4.37)$$

Dove

μ_2 : coefficiente di attrito cinematica tra tubo e slurry;

c_2 : coesione tra tubo e il fluido.

Il termine di c_2 può essere ignorato a causa della qualità del lubrificante.

Varie ricerche hanno dimostrato che la pressione della miscela non influisce su tutta la lunghezza del tubo. La lunghezza di contatto tra il lubrificante e la condotta è data da:

$$u_2 = \pi D_2 - b \quad (4.38)$$

Quindi l'equazione di previsione della forza di spinta in caso di tubazione di sezione trasversale circolare è:

$$F = \frac{P_w \pi D_1^2}{4} + [P \mu_1 b + P_w \mu_2 (\pi D_2 - b)] L \quad (4.39)$$

4.1.4.2. Determinazione della forza di spinta in curva.

La differenza della spinta in caso di andamento rettilineo o curvo è dovuto alla forza d'attrito delle componenti al di fuori della zona curva di spinta.

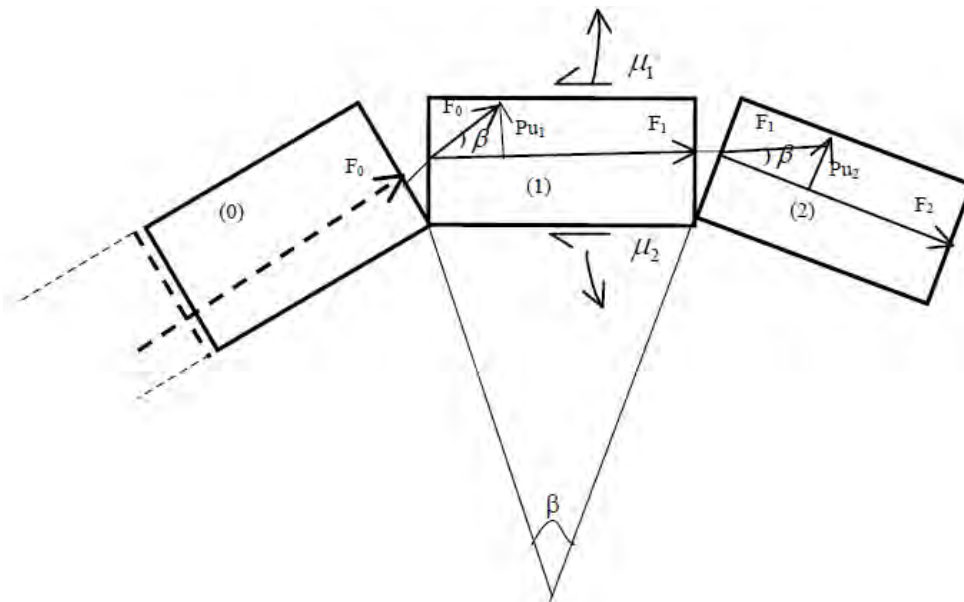


Fig. 32 una zona curva di un condotto.

La spinta nella prima parte della curva può essere ricavata:

$$F_1 = F_0 + (F_0 \mu_1 \sin \beta) + (P_w u L \mu_2) \quad (4.40)$$

Dove

F_0 : spinta in rettilineo;

μ_1 : coefficiente di attrito tra terreno-pipe;

μ_2 : coefficiente d'attrito tra tubo-slurry;

β : l'angolo di disallineamento;

P_w : pressione del fluido;

L : lunghezza di ogni concio;

u : lunghezza della superficie effettiva per la pressione dello slurry attorno al tubo.

Per il secondo tratto di condotta l'equazione può essere scritta come segue:

$$F_2 = F_1 + (F_1 \sin \beta \mu_1) + (P_w u L \mu_2) \quad (4.41)$$

O

$$F_2 = [F_0 \mu_1 (1 + \sin \beta) + (P_w u L) \mu_2] + [F_0 (1 + \mu_1 \sin \beta) + (P_w u L) \mu_2] \mu_1 \sin \beta + (P_w u L) \mu_2 = F_0 (1 + \mu_1 \sin \beta)^2 + 2(P_w u L) \mu_2 \quad (4.42)$$

in questo modo:

$$F_3 = F_0 (1 + \mu_1 \sin \beta)^3 + 3 (P_w u L) \mu_2 \quad (4.43)$$

in questo modo si può concludere per n tratti di tubi:

$$F_n = F_0(1 + \mu_1 \sin \beta)^n + n(P_w u L)\mu_2 \quad (4.44)$$

4.1.5. Caso di curvatura del condotto.

Un altro modo per derivare teoricamente la spinta in curva divide la tubatura in tre zone: iniziale, intermedio e terminale. Inoltre s'ipotizza che il terreno sia omogeneo, isotropo e di materiale incoerente, e si assume che la distribuzione della pressione del terreno laterale adiacente al pipe sia discontinua.

La resistenza a taglio del fronte è usata per calcolare la forza di spinta in un calcolo diretto.

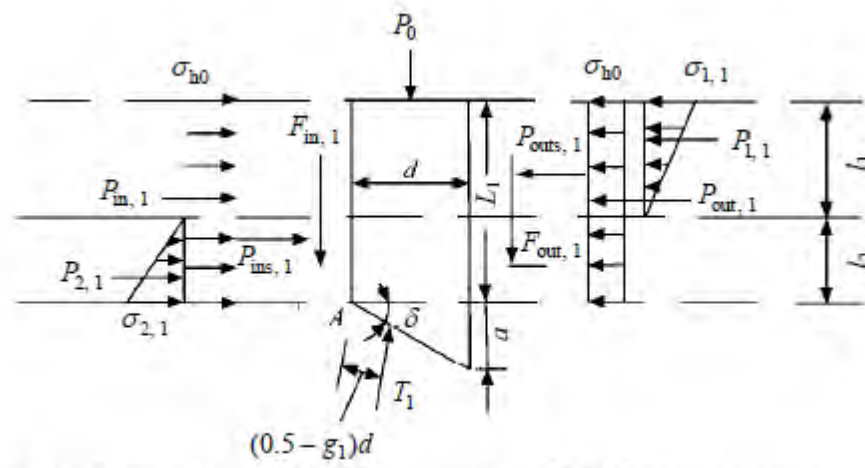


Fig. 33 sistema di forze del primo concio.

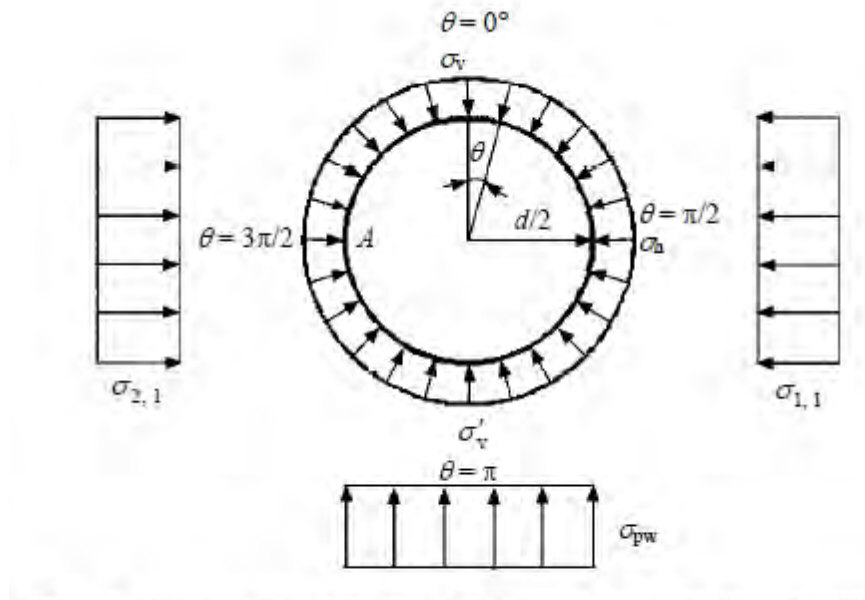


Fig. 34 sezione del sistema di forze del primo segmento del Pipe.

4.1.5.1. Analisi del segmento iniziale.

Le figure 33 e 34 illustrano le forze agenti sul primo segmento di tubo. Le principali variabili sono la jacking force T_1 , le pressioni del terreno, $\sigma_{1,1}$ e $\sigma_{2,1}$ e le lunghezze l_1 e l_2 definite:

$$l_1 = \frac{\sigma_{1,1} L_1}{(\sigma_{1,1} + \sigma_{2,1})} \quad (4.45)$$

$$l_2 = \frac{\sigma_{2,1} L_1}{(\sigma_{1,1} + \sigma_{2,1})} \quad (4.46)$$

Dove L_1 è la lunghezza del primo segmento di tubo.

La forza di spinta del tubo è stata studiata solo in la direzione orizzontale. Il metodo d'integrazione è utilizzato per determinare i carichi di superficie totale in diverse

posizioni. Per semplicità, si presuppone che la direzione superiore del tubo sia 0° e l'angolo aumenti in senso orario.

Le forze esterne principali che agiscono su ogni tratto del tubo sono: la forza di spinta; la resistenza del fronte; la pressione statica del terreno laterale; la pressione per mantenere l'equilibrio; e la resistenza di attrito terreno-tubo.

La resistenza nel primo segmento si riferisce alla resistenza al taglio del fronte, per tutti gli altri segmenti si riferisce alla forza di spinta del primo segmento. La pressione statica del terreno non varia tra i segmenti del tubo e quindi la risultante agisce simmetricamente e non ha influenza sull'equilibrio statico. Tuttavia la pressione laterale provoca anche una forza d'attrito che ha un impatto sull'equilibrio, quindi è necessario calcolare la forza risultante.

Le pressioni totali statiche del terreno comprende quella verticale nella parte superiore del tubo, $\sigma_{v,sup}$ (kPa), quella nella parte inferiore, $\sigma_{v,inf}$ (kPa), e la pressione orizzontale su entrambi i lati, σ_h (kPa).

$$\sigma_{v,sup} = \gamma H \quad (4.47)$$

$$\sigma_{v,inf} = \gamma(H + d) \quad (4.48)$$

$$\sigma_h = \gamma \left(H + \frac{d}{2} \right) K_0 \quad (4.49)$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (4.50)$$

Dove

γ : il peso specifico del terreno;

H: la profondità dalla superficie del terreno all'inizio del tubo;

d: il diametro del tubo;

K_0 : il coefficiente di pressione laterale della terra;

Φ' : il angolo interno di attrito.

La forza risultante della pressione statica del terreno è sottoposta a forze derivanti dalle pressioni sulle superfici dei tubi.

Le forze esterne nell'equilibrio delle forze in direzione x comprendono le componenti: della forza di spinta, la forza risultante delle pressioni statiche del terreno e quella indotta per mantenere l'equilibrio. Le forze nell'equilibrio in direzione y comprendono anche l'attrito prodotto dal peso del tubo.

1) Equilibrio delle forze in direzione x.

La formula è derivata eseguendo analisi di equilibrio statico in figura 33:

$$\sum F_x = T_{1,x} + P_{in} - P_{out} = 0 \quad (4.51)$$

Dove

$T_{1,x}$: componente x-direzione della forza di reazione T_1 ;

P_{in} forza risultante della spinta sul lato interno;

P_{out} : forza risultante sul lato esterno.

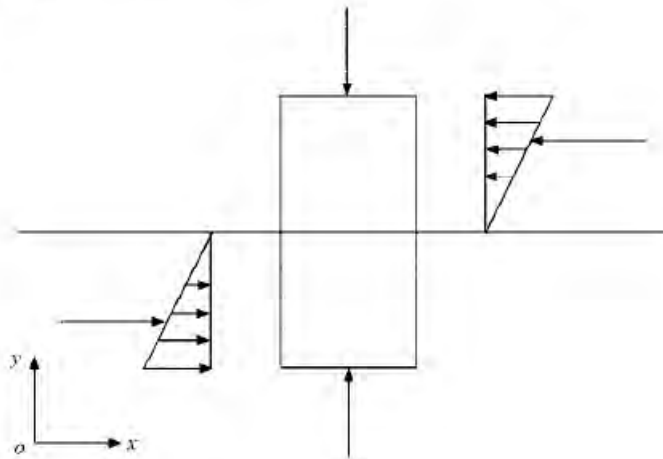


Fig. 35 La distribuzione delle pressioni del terreno.

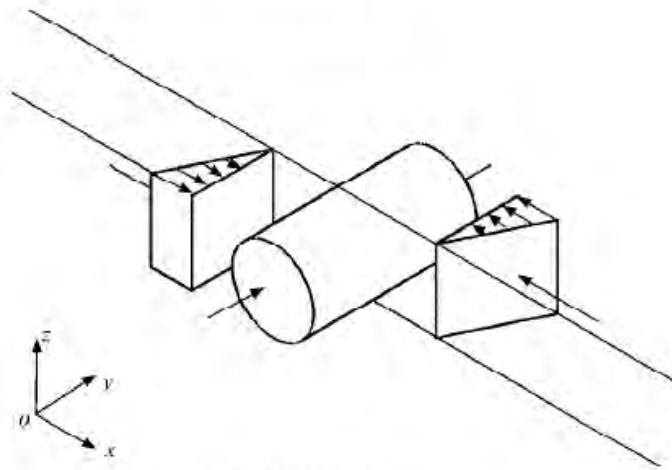


Fig. 36 Le pressioni laterali del terreno indotte per mantenere l'equilibrio.

La forza risultante delle pressioni sui lati interni ed esterni può essere ottenuti integrando la pressione statica del terreno e la reazione laterale.

2) *Equilibrio delle forze in direzione y.*

$$\sum F_y = P_0 + F_{in} + F_{out} + P_{pw} + T_{1,y} = 0 \quad (4.52)$$

P_0 : risultante;

F_{in} : risultante delle forze d'attrito sul lato interno;

F_{out} : risultante delle forze d'attrito sul lato esterno;

P_{pw} : attrito prodotto dal peso del tubo;

$T_{1,y}$: componente y-direzione della forza risultante T_1 .

Pertanto, le forze risultanti della pressione di terreno sulla superficie interna ed esterna, si ottengono integrando la pressione statica e quella laterale. La formula finale può anche essere espressa come funzione delle componenti delle pressioni $\sigma_{v,sup}$, $\sigma_{v,inf}$, σ_h , la forza di reazione sconosciuta T_1 e le componenti della reazione sconosciuta della terra laterale $\sigma_{1,1}$ e $\sigma_{2,1}$.

3) *Momento preso in direzione z al punto A.*

Se il tubo non ruota, il momento in qualsiasi punto del tubo dovrebbe essere zero. Per semplicità, si ritiene che il momento in direzione z nel punto A situato all'angolo inferiore del tubo sia:

$$\sum M_{zA} = \sum M_{antiorario} - \sum M_{orario} = 0 \quad (4.52)$$

$$\sum M_{antiorario} = M_{T_1} + M_{P_{1,1}} \quad (4.53)$$

$$\sum M_{orario} = M_{P_0} + M_{P_{2,1}} + Ma_{P_1} + Ma_{P_{2,1}} + Ma_{P_{1,1}} + Ma_{P_t} \quad (4.54)$$

4.1.5.2. Analisi del segmento intermedio.

La figura 37 mostra il sistema di forze del segmento di tubo intermedio ($m=2,3,\dots,n-1$).

Analogamente, le formule di equilibrio statico possono essere derivata come segue.

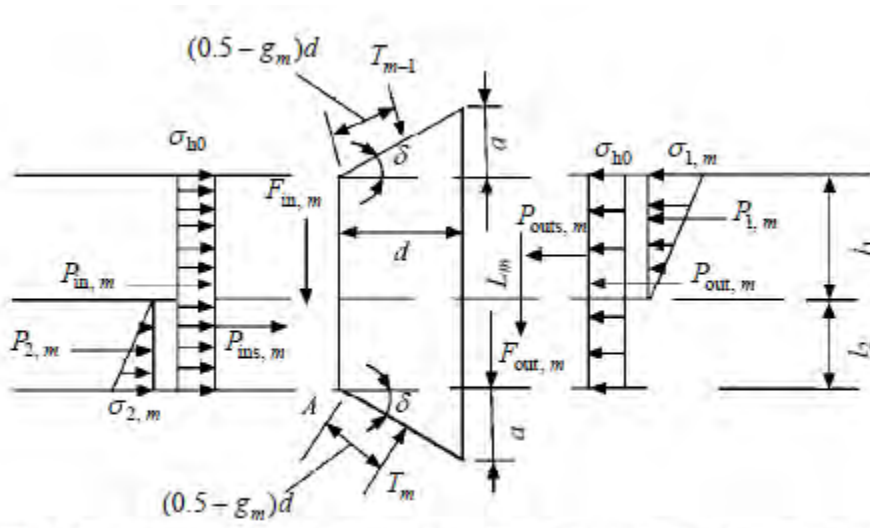


Fig. 37 Sistema di forze del segmento intermedio della condotta

1) Forza di equilibrio in direzione x

$$\sum F_x = T_{m-1,x} + P_{in} - P_{out} = 0 \quad (4.55)$$

2) Forza di equilibrio in direzione y

$$\sum F_y = T_{m-1,y} + F_{in} + F_{est} + P_{pw} - T_{m,y} = 0 \quad (4.56)$$

3) Momento preso in direzione z nel punto A

$$\sum M_{zA} = \sum M_{antiorario} - \sum M_{orario} = 0 \quad (4.57)$$

$$\sum M_{antiorario} = M_{T_m} + M_{P_{1,m}} \quad (4.58)$$

$$\sum M_{orario} = M_{T_{m-1}} + M_{P_{2,m}} + M_{P_{in,m}} + M_{P_{2,m}} + M_{P_{m,out}} + M_{P_{1,m}} + F_{pw,m} \quad (4.59)$$

Analogamente, le equazioni [4,55; 4,56 ;4,57] possono essere utilizzate per calcolare le tre variabili: la forza di reazione, la forza di sollevamento T_m , e le pressioni indotta terra per mantenere l'equilibrio, $\sigma_{1,m}$ e $\sigma_{2,m}$. Le soluzioni del primo segmento del condotto T_{m-1} , T_1 (per T_{m-1} e $m = 2$) si utilizzano per ricavare la soluzione per il secondo segmento, perché la forza è trasmessa da un concio al seguente. Analogamente, i sistemi degli altri segmenti di tubo intermedio ($m = 2, 3, \dots, n-1$) possono essere successivamente risolti, e le forze possono essere trasmesse al segmento di tubo seguente.

4.1.5.3. Analisi del segmento terminale del pipe.

La Figura 38 mostra la vista dall'alto dettagliata della forza sistema del segmento di tubo terminale (tubo n-esimo), e le formule di equilibrio statico sono:

1) Forza di equilibrio in direzione x:

$$\sum F_x = T_{n-1,x} + P_{in} - P_{out} = 0 \quad (4.60)$$

2) Forza di equilibrio in direzione y:

$$\sum F_y = T_{n-1,y} + F_{in} + F_{est} - T_n = 0 \quad (4.61)$$

3) Momento in direzione z nel punto A

$$\sum M_{zA} = \sum M_{antiorario} - \sum M_{orario} = 0 \quad (4.62)$$

$$\sum M_{antiorario} = M_{T_n} + M_{P_{1,n}} \quad (4.63)$$

$$\sum M_{orario} = M_{T_n} + M_{P_{2,n}} + M_{P_{1,n}} + M_{P_{2,n}} + M_{P_{out,n}} + M_{P_{1,n}} + M_{p_{w,n}} = 0 \quad (4.64)$$

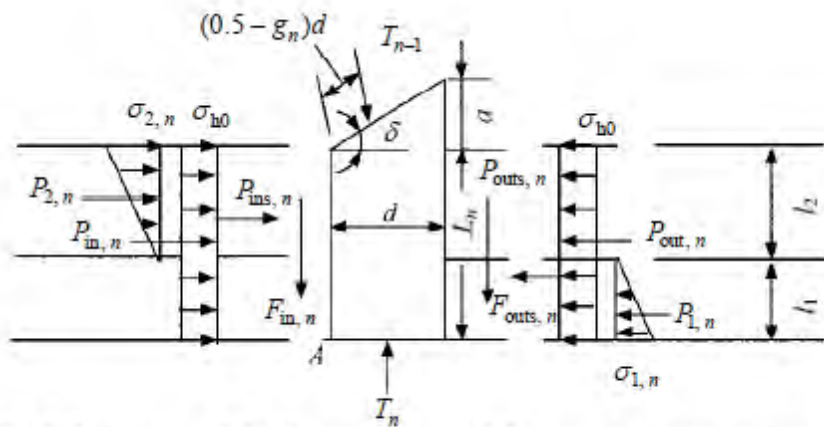


Fig. 38 Sistema di forze nel segmento terminale del tubo.

Analogamente, le tre equazioni possono essere utilizzate per trovare le tre variabili di reazione: il sollevamento forza T_n e le pressioni indotte per l'equilibrio $\sigma_{1,n}$ e $\sigma_{2,n}$. La

soluzione per il segmento (n-1) del tubo può essere introdotto per trovare la soluzione del segmento n-esimo.

4.2. Stabilità del fronte.

Il controllo della filtrazione e la formazione di un sottile pannello, filter cake, sono essenziali per mantenere lo scavo aperto. Tali aspetti devono essere tenuti in considerazione soprattutto per terreni granulari sottofalda. In queste particolari condizioni l'applicazione di una sola pressione per controbilanciare il terreno non è sufficiente, lo slurry deve garantire la formazione del filter cake per assicurare l'impermeabilità e la stabilità del terreno circostante. Nei terreni incoerenti la qualità del pannello è molto importante perché sigilla le pareti del tunnel e mantiene l'integrità dello scavo. Ciò non può essere ottenuto senza una perdita d'acqua. Nel caso dell'argilla è importante prevenire l'idratazione, cioè l'assorbimento dell'acqua del terreno attorno al foro e il conseguente rigonfiamento.

In condizioni geotecniche e idrogeologiche sfavorevoli può verificarsi l'instabilità del fronte.

La costruzione di gallerie in terreni saturi è sempre più frequente usando scudi chiusi, che consentono il controllo della composizione e limitare la rischio di crollo del fronte attraverso il supporto continuo durante lo scavo. La mancanza di un adeguato sostegno conduce un'instabilità che in casi estremi, si propaga fino alla superficie del terreno creando una depressione. Il flusso di filtrazioni verso il fronte può causare cedimenti superficiali inammissibili in quanto il carico idraulico diminuisce nel terreno e le tensioni efficaci aumentano.

La resistenza al taglio, le forze peso nel terreno, e le trazioni di confine sul fronte e sulla superficie del suolo dipendono anche dalla scelta dell'analisi di stabilità: drenata o non drenata.

Il tipo di analisi più appropriato dipende dalle condizioni del terreno e dalla velocità di avanzamento.

Secondo i risultati di studi parametrici sulla velocità d'avanzamento (Anagnostou 1993,1995) si considerano le condizioni drenate quando la permeabilità è superiore a 10^{-7} a 10^{-4} m/s e la velocità è di circa 0,1-1 m/h. In un terreno prevalentemente sabbioso, quindi, devono essere considerate delle condizioni di stabilità drenate. In terreni argillosi, a bassa permeabilità, si applica l'analisi non drenata per la valutazione della stabilità del fronte durante lo scavo, considerando le condizioni drenate nel caso d'interruzione dei lavori.

In seguito saranno considerate le condizioni drenate. Di conseguenza si distinguono la pressione dell'acqua e la pressione della camera, che riduce il gradiente idraulico sul fronte e la forza di filtrazione. La stabilità del fronte di scavo è controllata attraverso l'effetto combinato di queste due entità.

Il fronte è quindi stabilizzato sia dal sostegno diretto della pressione dello slurry sia dalla riduzione delle forze di filtrazione nel terreno. Maggiore è la differenza tra terreno e camera, maggiore dovrà essere la pressione efficace di supporto.

Il gradiente idraulico sul fronte agisce come una forza di filtrazione diretta verso il fronte ed è, quindi, sfavorevole rispetto alla sua stabilità.

Il problema della stabilità del fronte di gallerie è già stata affrontato da diversi altri autori (vedi Krause 1987 Balthaus 1988 Leca e Panet 1988 e Leca e Dormieux 1991).

Durante l'interruzione dello scavo, la distanza di filtrazione aumenta nel tempo, e la forza di sostegno e il fattore di sicurezza diminuiscono gradualmente.

La figura 40 mostra il fattore di sicurezza in funzione del tempo dell'esempio di figura 39. A $t = 0$ la profondità di filtrazione è zero, e il fattore di sicurezza ottiene il proprio valore massimo. Il margine di sicurezza iniziale svanisce dopo un periodo critico o di stand up T_{CR} , cioè quando all'equilibrio limite è raggiunto.

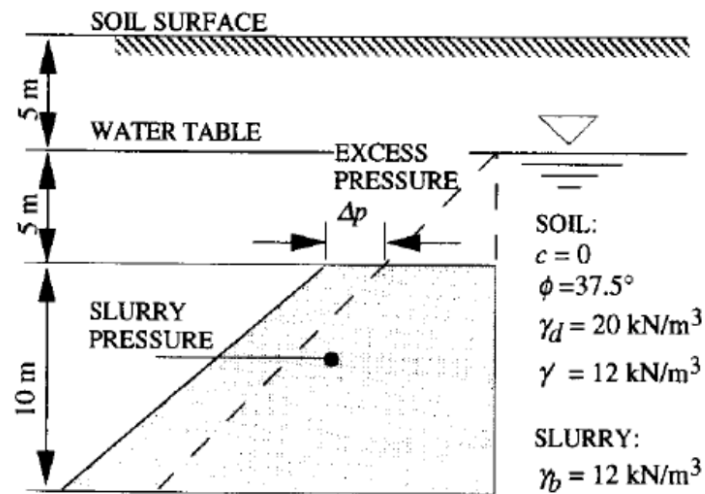


Fig. 39 Esempio.

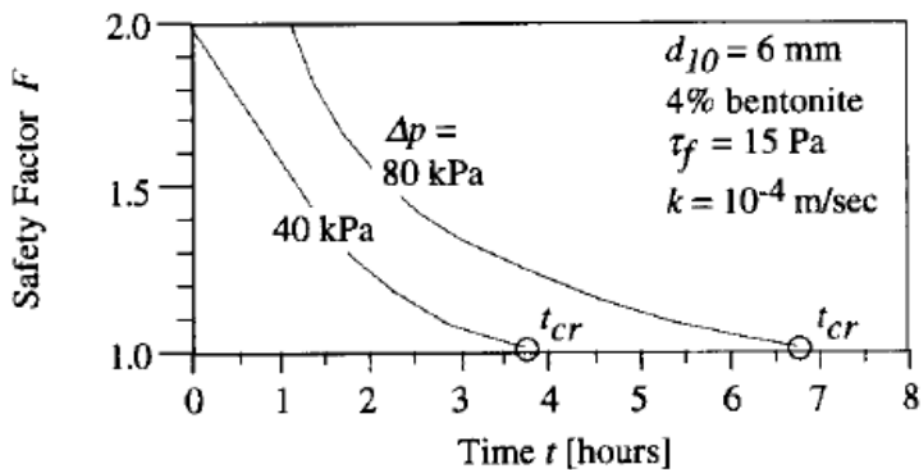


Fig. 40 Variazione del fattore di sicurezza nel tempo

La permeabilità ha un'influenza determinante sul tempo di stand-up: minore è la permeabilità e più lenta è la filtrazione. Da un'analisi dimensionale, si può verificare che il tempo critico è inversamente proporzionale della permeabilità; questa relazione è rappresentata nel grafico logaritmico [fig. 41].

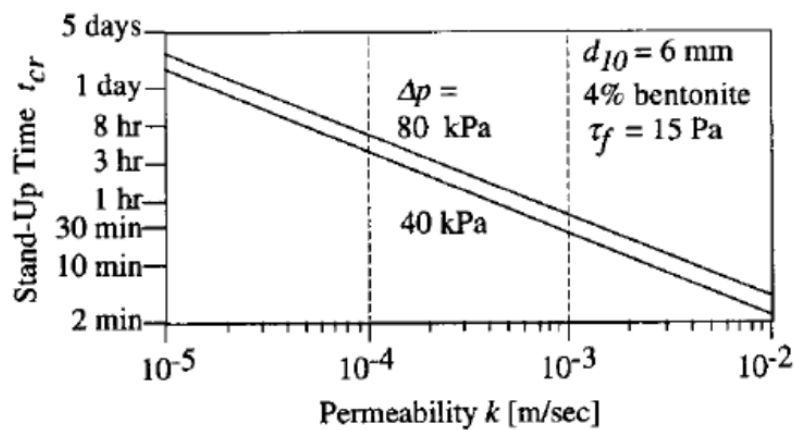


Fig. 41 il tempo di Stand-up in funzione della permeabilità.

Nell'esempio proposto, il fronte di scavo si mantiene stabile durante un fermo di scavo fino a diverse ore, se la permeabilità è inferiore a 10^{-4} m/s.

Il fronte si mantiene stabile, se la resistenza resta superiore a un valore minimo, e, di conseguenza, se la distanza di filtrazione non supera un valore massimo critico e_{cr} .

Durante un fermo scavo in un terreno incoerente a grana grossa, la distanza di filtrazione può raggiungere il valore critico rapidamente [fig.40].

In fase di scavo, invece, l'iniezione del lubrificante avviene simultaneamente con la rimozione del terreno al fronte, cioè la filtrazione è parzialmente compensata dallo scavo, ed è la condizione più favorevole.

I dettagli sulla determinazione analitica dell'effetto della velocità d'avanzamento della filtrazione dello slurry sono stati studiati da Anagnostou & Kovari (1994).

Nei paragrafi seguenti verranno illustrati alcuni degli studi sulla stabilità del fronte considerando il fenomeno della filtrazione.

4.2.1. Analisi di Anagnostou & Kovari

Anagnostou & Kovari hanno applicato il metodo dell'equilibrio limite compreso l'effetto delle forze di filtrazione, sono state calcolate numericamente mediante un'analisi 3D in flusso stazionario tridimensionale. Sono stati presentati nomogrammi per la valutazione della pressione efficace di supporto necessario in diverse condizioni al contorno idrauliche.

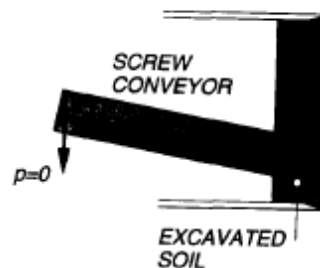


Fig. 42 Principio del sistema EPB.

Può essere utilizzato uno schema di collasso tridimensionale del fronte di scavo. Le ipotesi alla base comprendono il terreno omogeneo e isotropo, la deformazione del terreno non è presa in considerazione, il terreno è idealizzato come un materiale rigido-plastico ed è assunta la condizione di rottura di Mohr-Coulomb. La stabilità del fronte sarà valutata con l'equilibrio limite di un cuneo e un corpo prismatico.

Come mostrato in figura 43, la sezione circolare del tunnel è approssimata da un quadrato avente la stessa area. Questo modello è stato proposto originariamente da Horn (1961) e si basa sulla teoria di Janssen (1895) ed è stato anche applicato per la stabilità del fronte con uso dello slurry-system (Anagnostou e Kovari 1992, 1994).

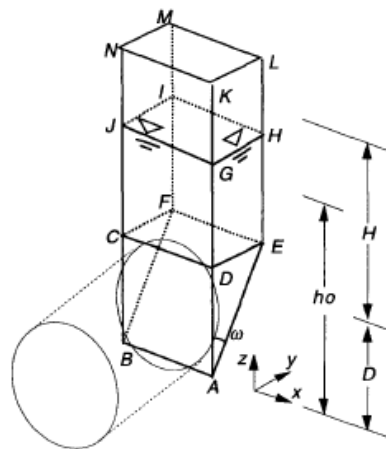


Fig. 43 Modello di collasso proposto da Horn.

Nell'analisi drenata, è fatta una distinzione tra lo sforzo totale e quello efficace che agisce sul fronte, poiché la camera di lavoro è piena di suolo scavato sotto pressione.

Se il carico idraulico h_F è inferiore alla piezometrica h_0 , le acque sotterranee filtreranno attraverso il fronte di scavo, e le forze agiranno verso il fronte di scavo [Fig. 44]. In condizioni drenate, la resistenza di taglio mobilitato in ogni punto delle superfici di scorrimento è data da:

$$\tau = \frac{c}{f} + \sigma' \tan \frac{\phi}{f} \quad (4.65)$$

Dove

c: la coesione drenata;

Φ : angolo interno d'attrito;

f: fattore di sicurezza;

σ' : tensione normale efficace.

La figura 44 illustra le forze che agiscono sul fronte:

1. Il peso sommerso G' ;
2. La forza verticale V' che deriva dalle sollecitazioni efficaci normali σ_v' all'interfaccia prisma-cuneo CDEF;
3. La forza risultante della filtrazione (F_x, F_y, F_z), la componente F_y è uguale a zero per simmetria;
4. La forza normale S' che deriva dalla pressione efficace di supporto s' ;
5. La forza normale N' che deriva dalla sforzo normale efficace sulla superficie di scorrimento inclinata;
6. Due forze orizzontali risultanti di stress efficace agenti sullo scivolamento verticale superfici ADE e BCF del cuneo;

Le forze di taglio T sulla superficie di scorrimento. Nessuna forza di taglio sarà considerata agente all'interno di DEFC superficie di scorrimento.

La resistenza al taglio dipende essenzialmente dalle corrispondenti sollecitazioni efficaci orizzontali (σ_x', σ_y'). È stato assunto, un rapporto costante λ delle sollecitazioni orizzontali sulle verticali lungo le superfici di scorrimento del prisma e del cuneo. Il valore di λ può essere assunto indicativamente pari a 0,80 per il prisma e 0,40 per il cuneo (Anagnostou e Kovari 1994b). È stata adottata l'approssimazione lineare per la distribuzione delle sollecitazioni verticali $\sigma_z'(z)$ lungo le superfici di scorrimento ADE e BCF del cuneo.

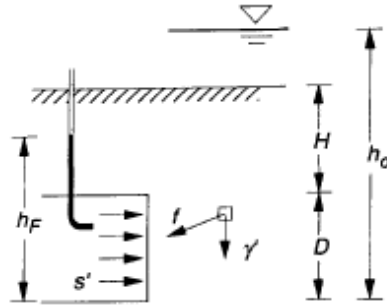


Fig. 44: Sistema di forze agenti sul fronte.

Le forze di filtrazione (F_x , F_z) richiedono un'Analisi Numerica di flusso, il calcolo del campo potenziale in stato stazionario tridimensionale. Le condizioni al contorno sono:

- Al fronte del tunnel è assegnato un carico idraulico h_F . Nel caso estremo, il fronte rappresenta una superficie di filtrazione, cioè, la pressione atmosferica e il carico piezometrico sono uguali all'elevazione in ogni punto ($h_F = z$).
- A una distanza sufficiente dal fronte della galleria la piezometrica corrisponde all'elevazione di falda.
- Assumendo un rivestimento impermeabile lungo il tunnel, una condizione di confine no-flow si applica alle pareti del tunnel. Non si considerano variazioni della falda, nonostante il drenaggio attraverso il fronte. Ciò comporta una ricarica della falda dalle precipitazioni o un fiume adiacente, lago.

La figura 45 rappresenta un esempio del reticolato di flusso nel piano verticale di simmetria. Il caso considera la pressione nella camera uguale a quella atmosferica. La crescente densità delle linee potenziali vicino al fronte di scavo indica un valore crescente

delle forze di filtrazione. Questo è anche dimostrato dal grafico la pressione dell'acqua interstiziale lungo l'asse della galleria [Fig. 46].

Mentre le forze di filtrazione sono perpendicolare alle linee potenziali, la risultante delle forze agenti sul cuneo è leggermente inclinata verso il basso, mentre quella nel prisma sopra è praticamente verticale. L'effetto destabilizzante che agisce sul cuneo è così evidente. Un carico quasi orizzontale è esercitato sul cuneo, mentre il carico verticale del prisma è aumentato.

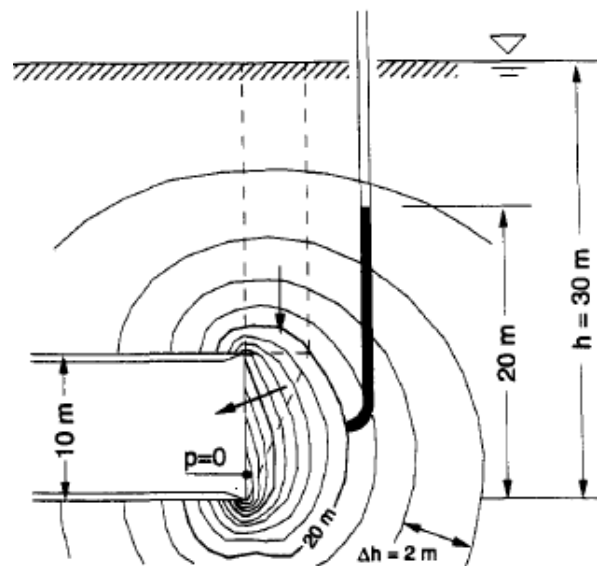


Fig. 45 Esempio dell'andamento del carico piezometrico.

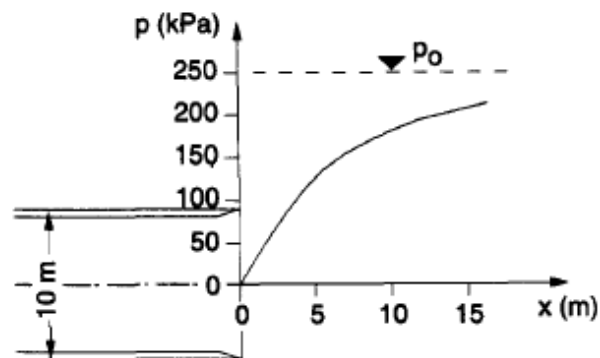


Fig. 46 Distribuzione delle pressioni lungo l'asse del tunnel.

4.2.1.1. La pressione di supporto necessaria.

Nell'analisi di equilibrio limite, la pressione sostegno efficace s' dipende dal diametro del tunnel D , dallo spessore del terreno di copertura H , del carico piezometrico nella camera h_f , dall'elevazione della falda h_0 , dai parametri di resistenza al taglio c' e Φ' , dal peso specifico γ' e peso specifico secco γ_d , vale a dire:

$$s' = f(D, H, h_f, h_0, c', \phi, \gamma', \gamma_d) \quad (4.66)$$

Secondo le equazioni di equilibrio, la pressione efficace di supporto dipende linearmente dalle grandezze agenti sul cono. Inoltre, le forze di filtrazione sono proporzionali ai gradienti idraulici e, a causa della linearità di Darcy legge, alla differenza di carico idraulico ($h_0 - h_f$). Per queste ragioni, è stata proposta una relazione lineare tra il sostegno s' , la differenza di pressione $\Delta h = h_0 - h_f$, e la coesione c :

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta H - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \quad (4.67)$$

Dove da F_0 a F_3 sono coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo d'attrito Φ , da parametri geometrici H/D e $(h_0 - D)/D$, e da γ_d/γ' . Nonostante la relazione lineare tra s' e Δh , il carico piezometrico indisturbato h_0 è un parametro indipendente perché riguarda la dimensione del dominio di flusso. Il termine $F_0 \gamma' D$ in equazione (4.67) è uguale alla pressione necessaria di supporto in terreni incoerenti in assenza di filtrazione ($\Delta h = 0$), cioè, quando la pressione dell'acquifero è completamente compensata dalla pressione nella camera. In questo caso, la pressione di supporto aumenta linearmente con il diametro del tunnel.

Gli altri tre termini esprimono, per un dato valore di Φ , la dipendenza lineare generale s' su coesione c e la differenza di carico Δh .

La figura 47 mostra i coefficienti F_0 - F_3 in funzione dell'angolo di attrito Φ . I diagrammi sono stati calcolati numericamente con il modello appena descritto. Le curve coprono gli intervalli dei parametri geometrici H/D e $(h_0-D)/D$. Ai fini pratici una buona approssimazione del rapporto γ_d/γ' è 1,60.

La figura 47 mostra che il terreno di copertura non ha alcun effetto sulla pressione di supporto normalizzato F_0 quando $H/D > 2$ o $\Phi > 25^\circ$. Il coefficiente F_1 , cioè, l'effetto della coesione in assenza delle forze di filtrazione, non dipende elevazione della falda freatica e l'influenza del terreno di copertura è piccolo. Il coefficiente F_2 esprime l'effetto della differenza di pressione in terreni incoerenti, e dipende esclusivamente dalle dimensioni del dominio di flusso sopra la condotta, cioè, da $(h_0-D)/D$ o, quando il livello dell'acqua supera la superficie del suolo su H/D . Il coefficiente F_3 , l'effetto trasversale della coesione e la differenza di carico idraulico, dipende sia dallo spessore di copertura H/D sia dall'elevazione della falda $(h_0-D)/D$.

Poiché l'influenza di H/D F_3 ammonta a meno di 5%, non è stato incluso nel diagramma. La formula (4.67), unitamente ai diagrammi di figura 47, è un semplice strumento per caratterizzare quantitativamente la stabilità del fronte.

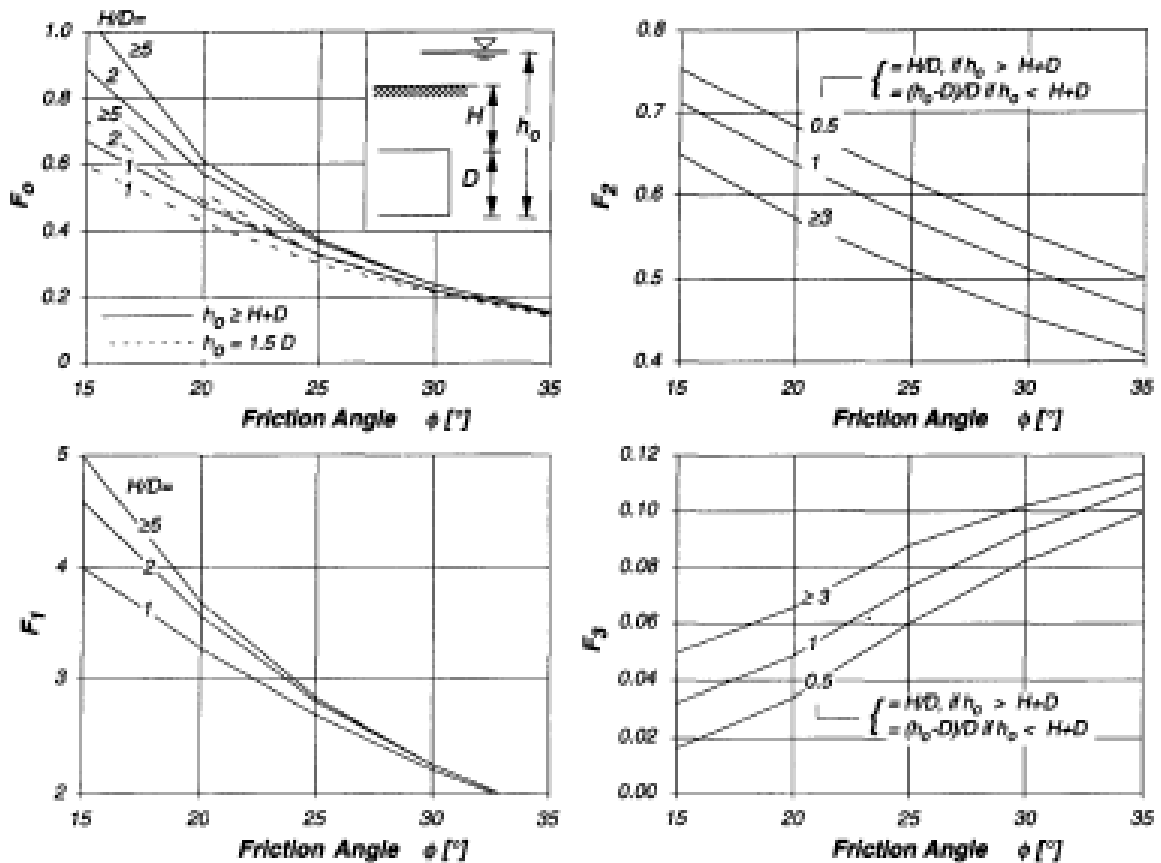


Figure 7. Nomograms for the dimensionless coefficients F_0 to F_3 .

Fig. 47 Monogrammi per determinare i coefficienti F.

4.2.1.2. Il confronto con i risultati sperimentali.

Chambon e Corti (1994) hanno condotto prove per testare la stabilità del fronte in materiali incoerenti e le previsioni basate sul modello proposto da Anagnostou & Kovari sono state confrontate con i valori misurati dai test.

La figura 48 mostra la pressione di supporto empiricamente determinata al collasso in funzione del diametro del tunnel. I valori della pressione di supporto sono molto bassi a causa dell'elevato angolo di attrito del materiale modello (circa 40°). Nel test del modello, lo strato di copertura era pari a $4D$, il peso specifico a $16,1 \text{ kN/m}^3$, e il terreno

aveva una coesione di 0-5 kPa e un angolo di attrito dell'ordine di 40°. La pressione di supporto minima teorica in terreno asciutto è data dalla seguente equazione:

$$s = F_0 \gamma_d D - F_1 c \quad (4.68)$$

Questa equazione è simile a (4.67), con l'unica differenza che il peso specifico secco γ_d è usato al posto di γ' . Le due linee con i marcatori neri in figura 48 mostrano la pressione di supporto secondo (4.68) per $c = 0$ e $c = 5$ kPa, per un angolo di attrito medio di $\Phi = 40^\circ$. Le linee con indici bianchi sono state ottenute usando il modello di Leca e Dormieux (1990). Entrambi i modelli producono stime soddisfacenti dei valori sperimentali.

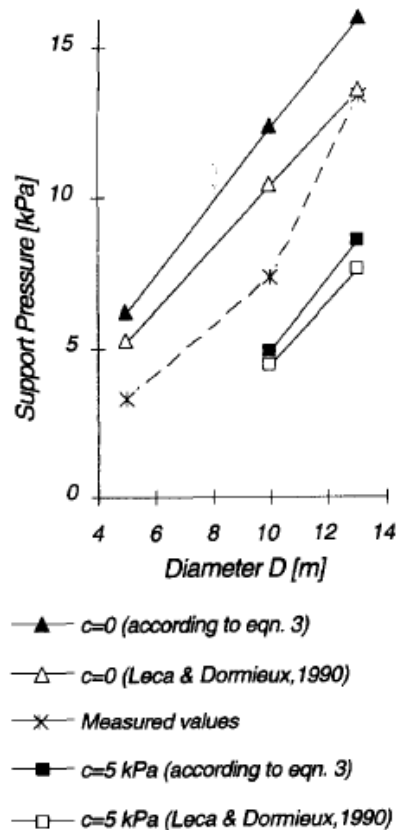


Fig. 48 valori della pressione di supporto determinati sperimentalmente e analiticamente.

4.2.1.3 Calcolo della distanza di filtrazione.

Se la pressione dello slurry supera le pressioni neutrali, come è necessario per sostenere il fronte in terreni non coesivi, lo slurry si infiltra formando un filter cake.

La penetrazione massima e_{max} studiata da Müller-Kirchenbauer (1977) e Kilchert & Karstedt (1984) dipende principalmente dalla differenza tra la pressione del supporto e quella dei pori.

$$e_{max} = \frac{\Delta p_s d_{10}}{\alpha \tau_F} \quad (4.69)$$

Dove

d_{10} è il diametro caratteristico del grano in cui il 10% del peso passa al setaccio;

τ_F la resistenza a taglio dello slurry;

α descrive la relazione tra la granulometria e il raggio del canale di flusso, normalmente è compreso compresi tra 2 e 4.

Durante lo scavo il filter cake è rimosso completamente dal fronte, quindi lo slurry inizierà a infiltrarsi e si costruirà un nuovo filter cake. Durante questo processo di build-up, non possiamo più supporre che la pressione di supporto sia trasferirà sullo scheletro solido.

La distanza di filtrazione e_t può essere descritta nel tempo da Krause (1987):

$$\frac{e_t}{e_{max}} = \frac{t}{a+t} \quad (4.70)$$

Dove a è il tempo in cui è raggiunta la metà della distanza massima di penetrazione. Questo valore può essere determinato da un test della colonna di filtrazione. La distanza di penetrazione e_t e la caduta di pressione sul filter cake Δp_{fc} sono legati da una dipendenza lineare:

$$\Delta p_{fc} = e_t \frac{\alpha \tau_F}{d_{10}} \quad (4.71)$$

In pratica la distanza di filtrazione varia con il tempo dal momento nel quale è stato tolto il filter-cake. Per questo modello è assunta una caduta di pressione media, che può essere trovata selezionando una distanza di filtrazione media e_t , cioè un valore adeguato del tempo t per la rimozione del pannello. Osservazioni sul campo suggeriscono t approssimativamente uguale alla metà del tempo tra due passaggi successivi delle armi da taglio. Assumiamo che la caduta di pressione pari alla forza di filtrazione esercitate dallo slurry filtrante sullo scheletro solito e la restante sovrappressione:

$$\Delta p_p = \Delta p_s - \Delta p_{fc} \quad (4.72)$$

viene utilizzato per calcolare il carico idraulico che sarà utilizzati come input per il modello di flusso delle acque sotterranee.

4.3. Metodo dei conci.

Questo metodo similmente ad Anagnostou & Kovari (1992, 1996) analizza la stabilità del fronte in condizioni drenate e considera il meccanismo cuneo e prisma illustrato in figura 49, ma le analisi di equilibrio del cuneo è basata sulla suddivisione in conci.

Si assume la proporzionalità tra la spinta σ'_y orizzontale e lo stress σ'_z verticale:

$$\sigma'_y = \lambda \sigma'_z \quad (4.73)$$

Dove il coefficiente di stress λ laterale è ipotizzata costante.

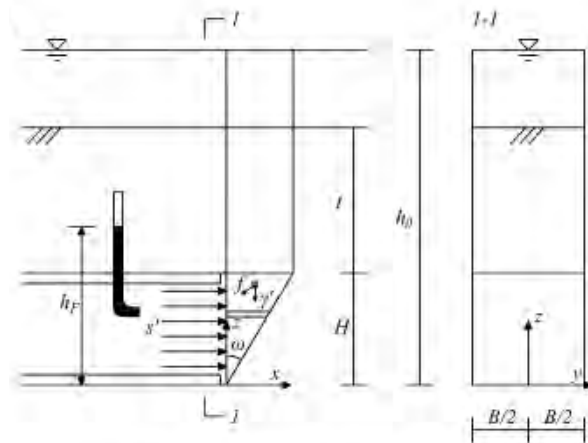


Fig. 49 Meccanismo di collasso.

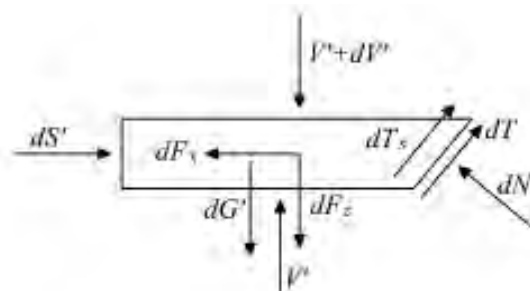


Fig. 50 Forze agenti su un concio.

Il metodo dei conci elimina così la necessità di un'ipotesi a priori circa la distribuzione delle sollecitazioni σ'_z verticale nel cono. Le predizioni computazionali concordano molto bene con i risultati pubblicati di prove sperimentali in terreno asciutto quando λ è preso pari a 1,0 (Anagnostou 2012).

Per calcolare la distribuzione delle sollecitazioni verticali σ'_z all'interno del cono, l'equilibrio di conci infinitamente sottile è considerato [Fig. 50]. In questo modo è possibile analizzare casi con pressione sul fronte non uniforme, terreno eterogeneo, costituito strati orizzontali, o distribuzione non uniforme delle forze di filtrazione lungo l'altezza del fronte.

Ma per semplificazione si ipotizza un terreno omogeneo che obbedisce al criterio di Mohr- Coulomb, una pressione di sostegno uniforme, una distribuzione del carico idraulico ottenuta con una analisi di flusso, la falda superiore alla superficie del suolo ($h_0 \geq t + H$) e il tunnel di sezione quadrata.

4.3.1. Analisi del flusso di filtrazione.

Bisogna determinare il carico idraulico attorno al fronte di scavo in regime permanente assumendo valida la legge di Darcy con permeabilità del terreno uniforme.

Il coefficiente di permeabilità non influenza il campo di carico idraulico applicato in un terreno omogeneo. Le condizioni al contorno sono l'assenza di flusso attraverso la superficie laterale del tunnel, il carico piezometrico h_F nel fronte di scavo e lontano dalla struttura; il carico piezometrico è preso pari alla elevazione iniziale di falda h_0 ed, inoltre, si assume una sufficiente ricarica delle acque sotterranee, cosicché l'effetto di drenaggio del tunnel non causa abbassamenti della falda freatica.

La distribuzione del carico idraulico dipende solo leggermente dal sovraccarico normalizzato t : più piccolo è lo strato di copertura, maggiori saranno gradienti idraulici.

La distribuzione rimane praticamente costante per t / H maggiori 2 [Zingg & Anagnostou, 2012].

Il carico idraulico a monte del fronte, all'interno del cuneo, e sopra la galleria, all'interno del prisma, può essere approssimata da:

$$h(x, y, z) = h_F + \left(1 - e^{-b\frac{x}{H}}\right) \quad (4.74)$$

E

$$h(x, y, z) = h_F + \left(1 - e^{-b\frac{x}{H} + a\left(1 - \frac{z}{H}\right)}\right) \Delta h \quad (4.75)$$

Dove

h_F : carico piezometrico applicata sul fronte;

Δh : la differenza tra l'elevazione della falda h_0 e h_F .

Se il fronte del tunnel è a pressione atmosferica, h_F può essere assunto pari alla media carica idraulica ($h_F=H/2$). Le costanti a e b sono determinate dalla curva di equazione [4.74] e [4.75] i risultati numerici sono stati trovati per tentativi. Va notato il campo di flusso a monte del fronte è uniforme in direzione verticale, cioè l'equazione [4.74] trascura il gradiente verticale.

Ciò rappresenta una semplificazione ragionevole in vista della dominanza della componente orizzontale del flusso filtrazioni.

4.3.2. *Equilibrio limite.*

Il meccanismo in esame arriva a rottura, se il carico esercitato dal prisma sul cuneo supera la capacità portante del cuneo. Il carico del prisma è calcolato sulla base della teoria del silo, mentre la capacità portante del cuneo è calcolata considerando l'equilibrio di un concio infinitesimale.

Entrambi dipendono dall'inclinazione del piano di scorrimento ω . Il suo valore critico, cioè quello che massimizza il sostegno richiesto, è determinato iterativamente.

1) Il carico del prisma.

Il carico del prisma è calcolato basata sulla teoria silo considerando anche le forze di filtrazione verticali che agiscono all'interno del prisma.

Per le condizioni considerate l'equazione di equilibrio verticale per un infinitesimo concio del prisma (Anagnostou e Kovari, 1996):

$$\frac{d\sigma'_z}{dx} - \frac{\lambda\sigma'_z \tan\phi'}{R} = \gamma' - \gamma_w i_{av} + \frac{c'}{R} \quad (4.76)$$

Dove

$$R = \frac{D \tan\omega}{2(1+\tan\omega)}$$

i_{av} descrive il gradiente idraulico verticale medio nel prisma alla z elevazione.

Per la distribuzione del carico idraulico:

$$i_{av}(z) = \frac{1}{BH \tan \omega} \int_0^{H \tan \omega} \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial h(x,y,z)}{\partial x} dx dy = \frac{\Delta h}{H} \frac{a(1-e^{-b \tan \omega})}{b \tan \omega} e^{a(1-\frac{z}{H})} \quad (4.77)$$

Il carico del cuneo è ottenuto integrando l'equazione [4.76] dallo $z = H + t$ a $z = H$ tenendo conto che $\sigma'_z(H + t) = 0$ e che σ'_z deve essere positivo. La seconda condizione può essere violata, se la coesione è alta e il carico idraulico basso. L'equilibrio di un concio si può verificare controllando equazione [4.76] che:

$$i_{av}(H + t) = \frac{\Delta h}{H} \frac{a(1-e^{-b \tan \omega})}{b \tan \omega} e^{a\frac{t}{H}} < i_{av}^* = \frac{c' - \gamma'R}{\gamma_w R} \quad (4.78)$$

Quindi il gradiente della tensione verticale efficace è negativo, ossia la σ'_z tensioni efficaci diminuiscono risalendo in superficie. Quindi la resistenza al taglio del terreno è sufficiente per l'equilibrio del concio considerato e che quest'ultimo non esercita alcun carico sul terreno sottostante. In generale, questo può verificarsi nella parte superiore del prisma, dove i gradienti idraulici sono più bassi. Ovviamente, la condizione $c' > \gamma'R$ è necessario, ma non sufficiente, perché ciò avvenga.

L'elevazione limite z^* , oltre il quale il prisma è stabile e, di conseguenza, $\sigma'_z = 0$, si ottiene modificando il gradiente idraulico i_{av} [eq. 4.77] uguale al gradiente limite i_{av}^* [eq. 4.78]:

$$\frac{z^*}{H} = 1 + \frac{1}{a} \ln \left(\frac{a(1-e^{-b \tan \omega})}{b \tan \omega} \frac{\gamma_w \Delta h}{c' - \gamma'R} \frac{R}{H} \right) \quad (c' > \gamma'R) \quad (4.79)$$

Considerando che $\sigma'_z = 0$ nella parte superiore del prisma (cioè, per $H + t \geq z^*$) il carico del cuneo è ottenuto eseguendo l'integrazione dell'equazione [4.76] soltanto sulla parte inferiore del prisma, cioè da $z = z^*$ a $z = H$, con la condizione al contorno $\sigma'_z(z^*) = 0$.

Se $z^* > H + t$ o $c \leq \gamma' R$, quindi l'integrazione dovrebbe iniziare e a $z = H + t$, mentre se $z^* \leq H$ il carico del prisma è pari a zero. L'integrazione dell'equazione [4.77] porta alla seguente espressione del carico verticale efficace esercitato dal prisma sul cuneo:

$$V'_{silo} = BH \tan \omega \left(\frac{\gamma' R - c'}{\lambda \tan \phi'} \left(1 - e^{-\lambda \tan \phi' \frac{t^*}{R}} \right) + \gamma_w \Delta h \bar{\alpha} \right) \quad (4.80)$$

L'ultimo termine di questa equazione rappresenta l'aumento del carico verticale efficace dovuto al flusso di filtrazione, cioè:

$$\bar{\alpha} = \frac{a(1 - e^{-b \tan \omega})}{b \tan \omega} \frac{R}{H \lambda \tan \phi' + Ra} \left(1 - e^{-\frac{t^*}{H} \frac{H \lambda \tan \phi' + Ra}{R}} \right) \quad (4.81)$$

Dove

$$t^* = \begin{cases} t, & \text{se } c' \leq \gamma' R \text{ o } z^* \geq H + t \\ z^* - H, & \text{se } c' > \gamma' R \text{ o } H + t > z^* > H \\ 0, & \text{se } c' > \gamma' R \text{ e } H > z^* \end{cases} \quad (4.82)$$

2) La capacità portante del cuneo.

Per determinare la capacità portante del cuneo consideriamo l'equilibrio di un concio infinitesimale [Fig. 50]. Le forze che agiscono sul concio sono: il suo peso sommerso dG' ; il sostegno derivante dalla tensione normale efficace esercitato dal suolo sottostante $V'(z)$; il carico derivante dalla tensione normale efficace esercitata dalla sovrastante terra $V'(z) + dV'$; la risultante delle forze normali efficaci dN' ottenute dallo sforzo normale sulla superficie di scorrimento, la forza di taglio sulla superficie di scorrimento inclinato dT ; dT_s la forza di taglio su due superfici di scivolamento verticale; le forze di filtrazione

dF_x e dF_y (dF_y è pari a zero a causa della simmetria); e la forza di sostegno dS' risultante della pressione efficace s' di supporto sul fronte della galleria.

L'equilibrio di equazioni allo scorrimento direzione parallela e perpendicolare sono:

$$dT_s + dT + (dS' - dF_x) \sin\omega = (dV' + dG' + dF_z) \cos\omega \quad (4.83)$$

$$dN' = (dV' + dG' + dF_z) \sin\omega + (dS' - dF_x) \cos\omega \quad (4.84)$$

Dove

$$dF_x = \left(\int_0^z \tan\omega \int_{-B/2}^{B/2} \gamma_w \frac{\partial h(x,y,z)}{\partial x} dx dy \right) dz \quad (4.85)$$

$$dF_z = \left(\int_0^z \tan\omega \int_{-B/2}^{B/2} \gamma_w \frac{\partial h(x,y,z)}{\partial z} dx dy \right) dz \quad (4.86)$$

$$dT_s = 2 c' \tan\omega + 2\lambda \tan\phi' \frac{V'}{B} dz \quad (4.87)$$

$$dT = \frac{B dz}{\cos\omega} c' + dN' \tan\phi' \quad (4.88)$$

$$dS' = s' B dz \quad (4.89)$$

$$dG' = \gamma' B z \tan\omega dz \quad (4.90)$$

Queste condizioni di equilibrio portano alla seguente equazione differenziale per la forza verticale efficace $V'(z)$:

$$B \frac{dV'}{dz} - \Lambda V' = M \frac{z}{B} + P - B \frac{dF_z}{dz} - B P_s \frac{dF_x}{dz} \quad (4.91)$$

I coefficienti:

$$\Lambda = \frac{2\lambda \tan\phi'}{\cos\omega - \sin\omega \tan\phi'} \quad (4.92)$$

$$M = M_c B^2 c' - M_\gamma B^3 \gamma' \quad (4.93)$$

$$P = P_c B^2 c' + P_s B^2 s' \quad (4.94)$$

$$P_s = \tan(\phi' + \omega) \quad (4.95)$$

Dove

$$M_\gamma = \tan\omega \quad (4.96)$$

$$M_c = \frac{\Lambda \tan\omega}{\lambda \tan\phi'} \quad (4.97)$$

$$P_c = \frac{\Lambda}{2 \lambda \tan\phi' \cos\omega} \quad (4.98)$$

La forza verticale efficace $V'(z)$ può essere calcolata risolvendo il differenziale dell'equazione. (4.91) per la condizione al contorno $V'(0) = 0$.

$$V'(z) = C_s(\xi) B^2 s' + C_c(\xi) B^2 c' - C_\gamma(\xi) B^3 \gamma' - C_{\Delta h}(\xi) B^2 \gamma_w \Delta h \quad (4.99)$$

dove ξ è pari a z/H .

$$C_{\Delta h}(\xi) = P_s \left(\left(\frac{1}{\Lambda} - \frac{1}{\Lambda \frac{H}{B} + b \tan\omega} \frac{H}{B} \right) e^{\frac{\Lambda H}{B}} - \frac{1}{\Lambda \frac{H}{B} + b \tan\omega} \frac{H}{B} e^{-b \xi \tan\omega} - \frac{1}{\Lambda} \right) \quad (4.100)$$

La capacità portante del cuneo è uguale alla forza verticale efficace a $z = H$ ($\xi = 1$).

Dall'equilibrio equazione [4.84] si può avere la seguente espressione della distribuzione delle tensioni normali efficaci σ'_n sulla superficie di scorrimento:

$$\sigma'_n(z) = \frac{dN'(z)}{B dz} = \left(\frac{dV'(z)}{dz} \frac{1}{B} + \gamma' H \xi \tan\omega \right) \sin\omega + [s' - \gamma_w \Delta h (1 - e^{-b \xi \tan\omega})] \cos\omega \quad (4.101)$$

Si può facilmente verificare che, se la differenza del carico idraulico Δh è sufficientemente alta, allora σ'_n diventa negativo, una tensione di trazione.

Nel caso di rocce deboli, tensioni di trazione superiore a $c'/\tan\Phi'$ porterebbero, in combinazione con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, a valori di resistenza al taglio negativo. In questo caso, può accadere che valori elevati di Δh portino a una soluzione sbagliata.

La pressione di sostegno s'_1 efficace minima, che assicura che la tensione efficace di trazione non superi $c'/\tan\Phi'$ in ogni punto della superficie di scorrimento può essere calcolata:

$$s'_1 = P_1 \gamma_w \Delta h + P_2 \gamma' H - P_3 c' \quad (4.102)$$

Dove

$$P_1 = \frac{1 - e^{-b \tan\omega}}{\left(1 + \frac{\Lambda C_S(1)}{P_S + \cot\omega}\right)} + \frac{\Lambda C_{\Delta h}(1)}{P_S + \cot\omega + \Lambda C_S(1)} \quad (4.103)$$

$$P_2 = \frac{\Lambda C_\gamma(1) B}{(P_S + \cot\omega + \Lambda C_S(1)) H} \quad (4.104)$$

$$P_3 = \frac{\frac{M c H}{B} + P_C + \Lambda C_C(1)}{P_S + \cot\omega + \Lambda C_S(1)} + \frac{P_S + \cot\omega}{(P_S \sin\omega + \cos\omega)(P_S + \cot\omega + \Lambda C_S(1)) \tan\phi} \quad (4.105)$$

Dove:

$$C_s(1) = \frac{C_v(1)-1}{\Lambda} P_s \quad (4.106)$$

$$C_\gamma(1) = \frac{F(1)}{\Lambda^2} M_\gamma \quad (4.107)$$

$$C_c(1) = \frac{C_v(1)-1}{\Lambda} P_c + \frac{F(1)}{\Lambda^2} M_c \quad (4.108)$$

Dove

$$C_v(1) = e^{\left(\frac{\Lambda H}{B}\right)} \quad (4.109)$$

$$F(1) = C_v(1) - 1 - \frac{\Lambda H}{B} \quad (4.110)$$

Nel caso di terreno senza resistenza alla trazione, la tensione normale efficace σ'_n deve essere maggiore di zero. La pressione di supporto minimo efficace, necessaria per soddisfare tale condizione, è data dalla seguente equazione:

$$s'_2 = P_1 \gamma_w \Delta h + P_2 \gamma' H - P_4 c' \quad (4.111)$$

Dove

$$P_4 = \frac{\frac{M_c H}{B} + P_c + \Lambda C_c(1)}{P_s + \cot \omega + \Lambda C_s(1)} \quad (4.112)$$

Affinché il fronte rimanga stabile, la capacità portante del cuneo deve essere superiore al carico verticale esercitato dal prisma; la pressione efficace di supporto deve essere superiore a un valore di s'_3 minimo, che può essere determinato dalla condizione $V'(H) = V'_{\text{silò}}$.

$$s'_3 = F_1 \gamma_w \Delta h + F_2 \gamma' H - F_3 c' \quad (4.113)$$

Dove

$$F_1 = \frac{1}{c_s(1)} \left(C_{\Delta h}(1) + \bar{\alpha} \frac{H \tan \omega}{B} \right) \quad (4.114)$$

$$F_2 = \frac{1}{c_s(1)} \left(\frac{C_\gamma(1)B}{H} + \frac{\tan \omega R \left(1 - e^{-\lambda \tan \phi' \frac{t^*}{R}} \right)}{B \lambda \tan \phi'} \right) \quad (4.115)$$

$$F_3 = \frac{1}{c_s(1)} \left(C_c(1) + \frac{\tan \omega H \left(1 - e^{-\lambda \tan \phi' \frac{t^*}{R}} \right)}{B \lambda \tan \phi'} \right) \quad (4.116)$$

Si noti che la necessaria pressione di supporto efficace deve garantire tutti i criteri di cui sopra, vale a dire:

$$s' = \max\{(s'_1 \text{ o } s'_2), s'_3\} \quad (4.117)$$

Il meccanismo di rottura decisiva dipende dalla grandezza delle forze di filtrazione e dalla coesione del terreno.

4.3.3. Confronto con il metodo di Anagnostou & Kovari.

Le figure 51 e 52 mostrano la pressione efficace di supporto $s'/\gamma'H$ in funzione della differenza del carico idraulico $\Delta h/H$ (per $c=0$) e della coesione $c'/\gamma'H$ (per $\Delta h/H = 5$). Le linee continue rappresentano i risultati del metodo dei conci, invece le linee tratteggiate rappresentano il metodo di Anagnostou & Kovari (1996). il coefficiente λ è stato considerato pari a 1 per il prisma e 0 per il cuneo.

La pressione di supporto, calcolata con il metodo dei conci è minore rispetto al metodo di Anagnostou e Kovari. La principale ragione è la differenza nella distribuzione della spinta orizzontale sulle superfici di scorrimento laterali del cuneo.

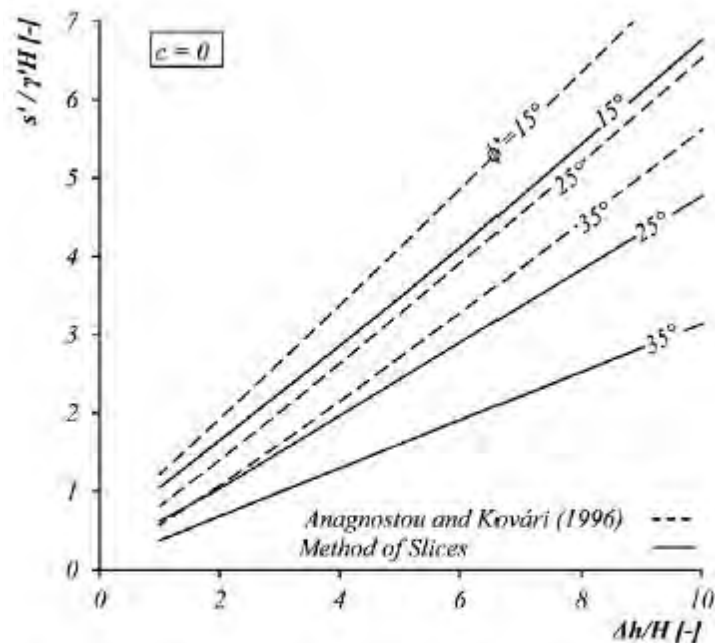


Fig. 51 Confronto tra il metodo di Anagnostou & Kovari e il metodo dei conci.

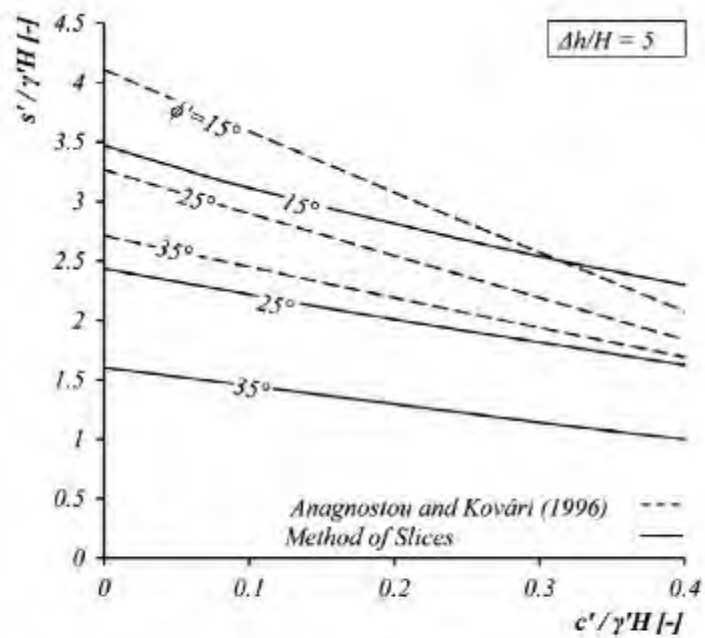


Fig. 52 Confronto tra il metodo di Anagnostou & Kovari e il metodo dei conci.

CAPITOLO 5

STUDI PARAMETRICI E ANALISI.

L'implementazione del modello sviluppato ha permesso di eseguire delle analisi riguardanti alcuni aspetti ritenuti significativi:

- Lo stato di sollecitazione nel terreno;
- La pressione di supporto nel fronte di scavo;
- I cedimenti negli strati del terreno: fenomeni di subsidenza o sollevamento del piano campagna.
- Stabilità del cavo e perdita di volume;

Si sono prese in considerazione principalmente tre sezioni: la prima nella parte iniziale del tratto analizzato precedentemente al passaggio di strato, una nella parte centrale composta dai due materiali e la terza nella zona finale ad attraversamento avvenuto.

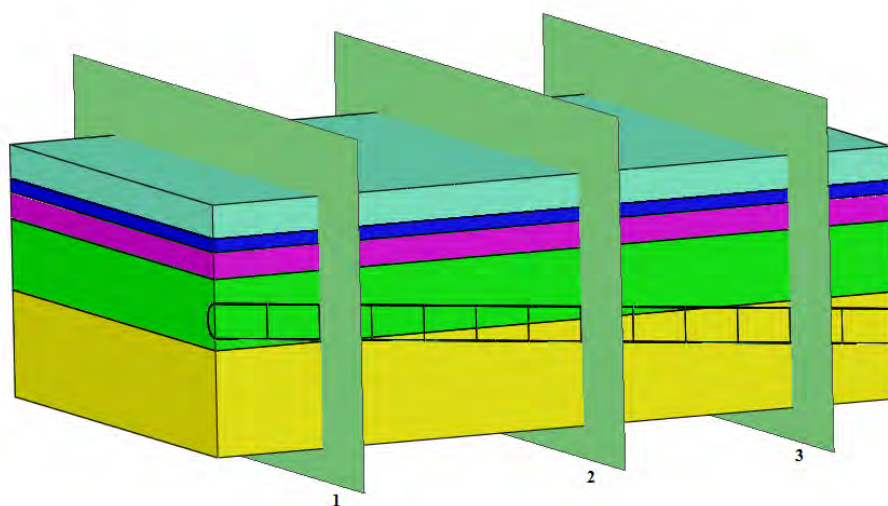


Fig. 53 Le sezioni significative.

5.1. Pressione di supporto nel fronte di scavo.

Durante l'avanzamento della condotta, la pressione della miscela è continuamente monitorata e regolata in base al bilanciamento tra la pressione orizzontale litostatica in sito e la pressione interna alla camera.

E' ragionevole imporre una pressione che aumenta linearmente con la profondità, per impedire il collasso del fronte di scavo. Il minimo valore per la stabilità deve essere maggiore o uguale alle tensioni litostatiche orizzontali. Quindi all'approfondirsi della condotta è necessario aumentare adeguatamente il sostegno di contro bilanciamento interna alla pressure chamber dell'unità fresatrice.

In quest'analisi, per ognuno di questi step del modello si sono linearizzati i valori della pressione nell'intorno, registrati in loco e poi calcolata la media da applicare al modello.

Nel grafico [54], i marcatori neri rappresentano i valori registrati in cantiere, invece gli indicatori rossi rappresentano i valori usati nel modello.

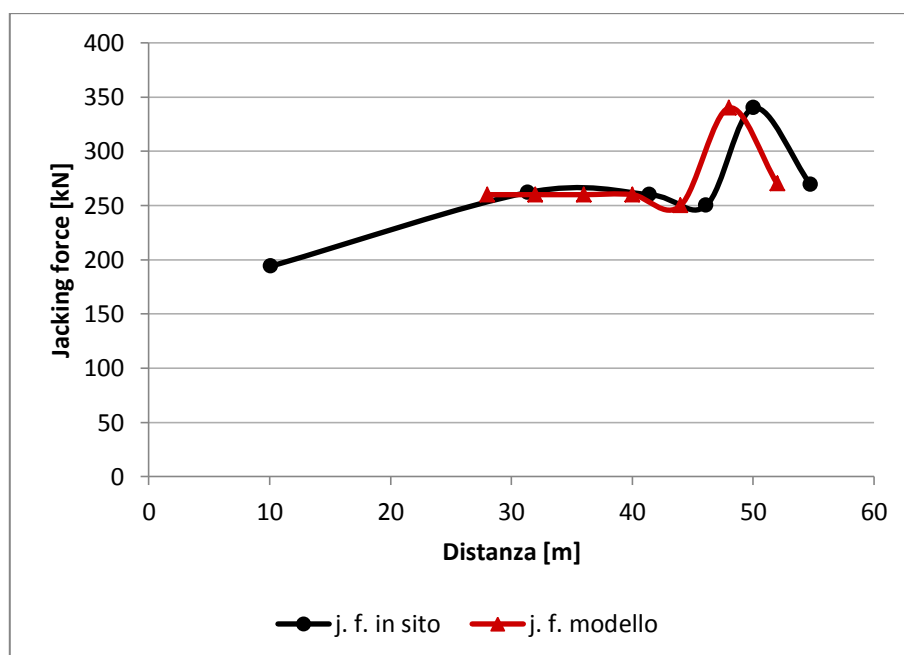


Fig. 54 Confronto forza di spinta in sito e in cantiere.

Di seguito sono riportati gli spostamenti lungo l'asse della condotta del fronte di scavo nelle tre sezioni. La pressione imposta è costante sulla superficie, e i valori della jacking force applicata sono rispettivamente 110, 111 e 103KPa.

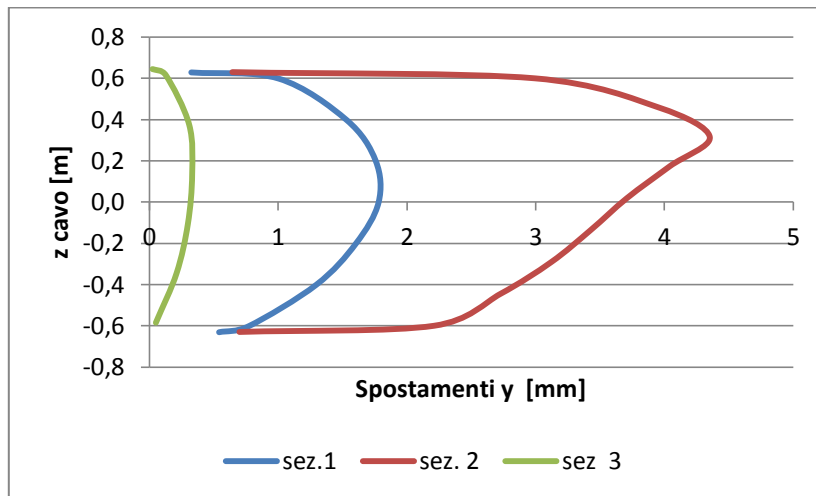


Fig. 55 Spostamenti orizzontali del fronte di scavo.

Gli spostamenti rappresentati nel grafico 55, mostrano come al variare della pressione e dei materiali variano i movimenti del fronte. La sezione tre che presenta la pressione minore, riporta cedimenti inferiori al millimetro. Gli altri due casi hanno valori della jacking force molto simili, ma nel caso di attraversamento dello strato ci sono spostamenti superiori, fino ai 4 mm, e non simmetrici.

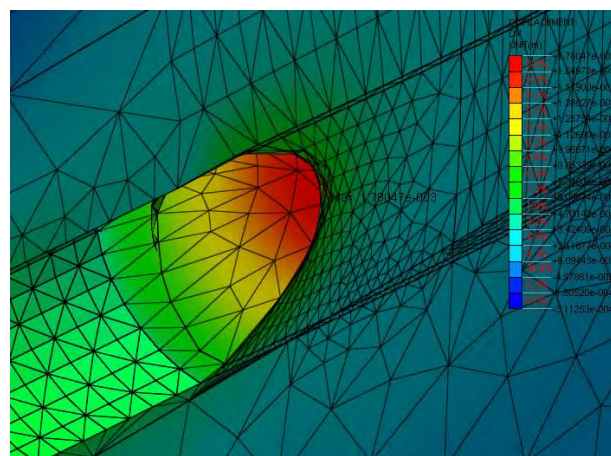


Fig. 56 Contour deformato degli spostamenti orizzontali della sez. 2.

Successivamente si sono usati i metodi illustrati nel capitolo precedente per determinare i valori di pressione sul fronte e confrontarli con quelli usati in cantiere.

Alcuni dati della condotta usati nei calcoli sono: il diametro del tubo di 0,61 m, lo spessore di 0,02 m, il peso specifico di 77 kN/m³, modulo elastico di 210 kN/mm² e il numero di Poisson di 0,2. Per la macchina fresatrice, invece, si è usato un diametro di 1,3 m. Infine le caratteristiche rilevanti del fluido lubrificante sono il peso specifico di 12 kN/m³ e lo spessore dello slurry di 3 cm.

I calcoli sono stati eseguiti nelle tre sezioni illustrate in figura 53. Le ipotesi dei metodi usati comprendono la condizione di terreno omogeneo e isotropo, quindi nel caso due si sono immaginate due condizioni limite: 2⁺, la sezione appartiene solo allo strato superiore o il caso 2⁻ in cui appartenga al quinto strato.

Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3
262 kN	270 kN	280 kN

Tab. 9 Valori della jacking force nelle tre sezioni.

5.1.1. Metodo classico.

5.1.1.1. Sollecitazioni.

La spinta è sintetizzata come la somma di due contributi: la resistenza del fronte e la forza d'attrito. La determinazione di quest'ultima componente dipende dalle pressione normale dovuta al terreno agente sulla condotta, essendo:

$$P_{friction} = \mu N \quad (5.1)$$

Dove

μ : coefficiente d'attrito terreno-pipe;

N : pressione normale dovuta al terreno agente sulla condotta.

Il programma di calcolo consegna come risposta le tensioni principali: σ_1 , σ_2 , σ_3 . E' possibile ricavare i valori di sollecitazione in altre direzione, ad esempio quella parallela e normale allo scavo:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (5.2)$$

$$\tau_{\theta} = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (5.3)$$

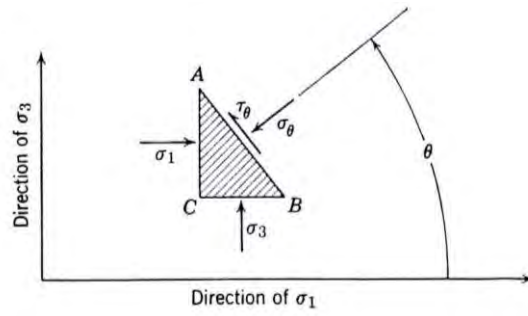


Fig. 57 Stato di sollecitazione.

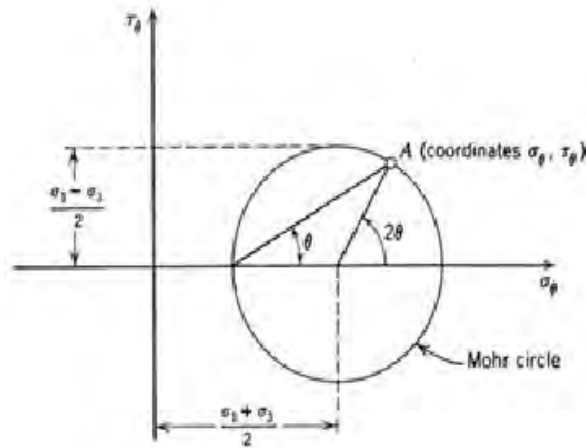


Fig. 58 Diagramma di Mohr Coulomb

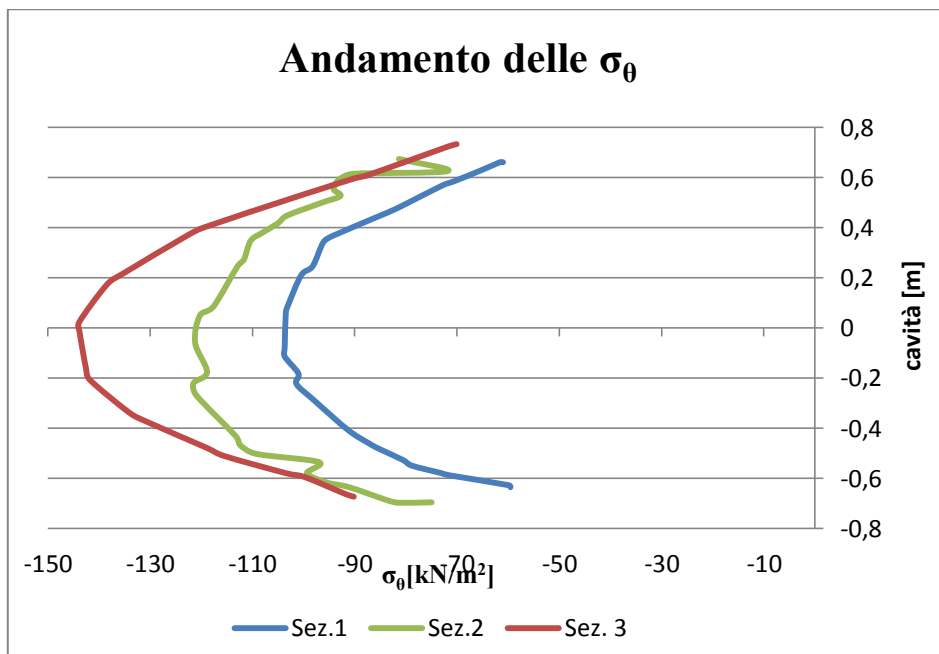


Fig. 59 Andamento delle tensioni normali al foro.

Le tensioni normali assumono il valore massimo nella zona centrale del cavo e il valore minimo nella zona superiore e inferiore dello scavo, invece per le tensioni radiali il massimo si ottiene il contrario.

La sezione 1 è quella sollecitata in misura minore rispetto alle altre, e la sezione 3 quella in modo maggiore. La sezione 2 ha un andamento più irregolare probabilmente per il passaggio di strato.

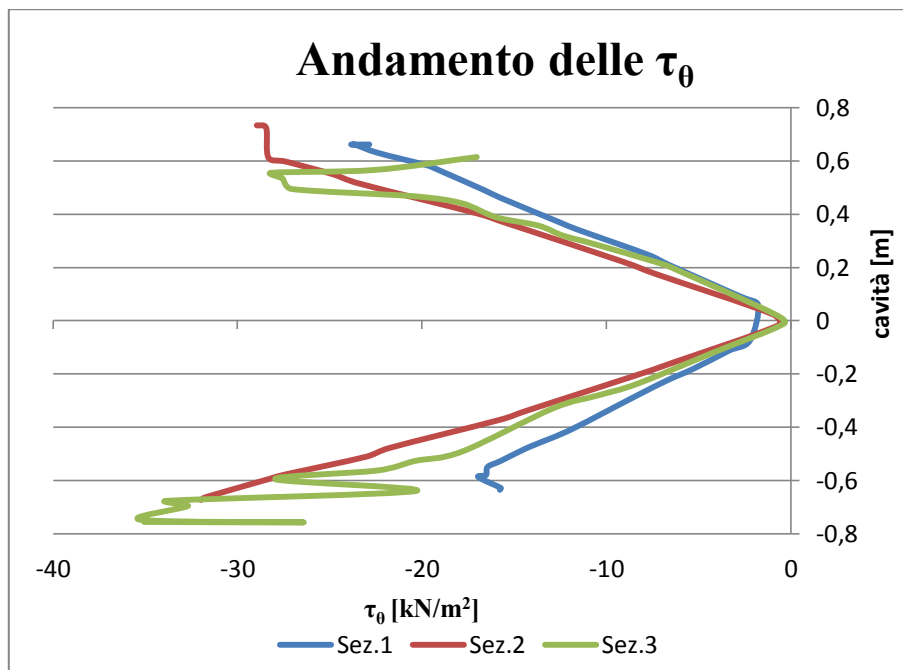


Fig. 60 Andamento delle tensioni tangenziali al foro.

5.1.1.2. Resistenza del fronte.

Per determinare la pressione necessaria per garantire la stabilità del fronte è usata una formula empirica [Japan micro Tunneling Association 2000] è:

$$P_{\text{head}}=10*1.32\pi*D_s*N' \quad (5.4)$$

Dove

D_s : diametro esterno della macchina perforatrice;

N' : un fattore empirico che deriva dalla SPT stimata pari a 1 per terreni argillosi, 2.5 per terreni sabbiosi, 3 per terreni ghiaiosi.

Il valore ricavato da questa formula non varia con la sezione considerata, perché i parametri che la influenzano non cambiano con la posizione.

P_{head}	134,77	kN/m ²
-------------------	--------	-------------------

Tab. 10 Resistenza del fronte.

5.1.1.3. Forza d'attrito.

Come si vedrà dall'analisi dei cedimenti nel paragrafo 5.3 il cavo è stabile e la condotta galleggiante, essendo lo spessore dello slurry maggiore degli spostamenti di compressione e quindi il tubo risulta non toccare il terreno. Quindi è stato usato il secondo approccio che ipotizza che l'attrito sia dipendente solo dal peso del tubo:

$$P_{\text{friction}}=\mu W \quad (5.5)$$

Dove W è il peso della condotta.

Successivamente si riportano i coefficienti d'attrito dei due terreni attraversati dallo scavo e usati in questo e, anche nei successivi, metodi di calcoli.

Strato 4			Strato 5		
φ_4	33	°	φ_5	38	°
$\varphi_4/3$	11	°	$\varphi_5/3$	12,67	°
μ_4	0,19	-	μ_5	0,22	-

Tab. 11 coefficienti d'attrito.

Le sezioni esaminate si trovano rispettivamente a una distanza di 36, 46 e 60 m dal pozzo di partenza, e i valori dell'attrito aumentano all'approfondirsi del tunnel, avendo una lunghezza maggiore per svilupparsi.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
Volume	2,41	3,46	3,46	4,37	m ³
Peso	185,78	267,06	267,06	336,73	kN
$P_{friction}$	62,70	66,77	80,12	104,50	kN
P_{tot}	197,48	239,28	201,54	214,89	kN

Tab. 12 Forza d'attrito e spinta totale.

I risultati in questo metodo sottostimano la soluzione anche di un 25%, probabilmente perché considera un solo tipo di attrito, trascurando altri fenomeni che producono una resistenza allo scavo.

Nel caso due, se si considera il foro tutto nello strato 4 la soluzione si avvicina maggiormente al dato reale, anche se mantiene una differenza di una ventina di kN.

5.1.2. Metodo Herrenknecht.

Questa metodologia tiene presente dei possibili fenomeni di attrito che si possono verificare nel caso specifico della tecnica del Direct Pipe.

5.1.2.1. L'attrito della tubazione dietro il propulsore sui rulli.

Questo tipo di fenomeno è calcolato come invariante della posizione del tubo nel percorso, ma varia secondo la lunghezza della condotta presente fuori dal foro che progressivamente è spinta all'interno dello scavo. Nel calcolo seguente è considerata la condizione più sfavorevole, cioè con la massima lunghezza del tubo all'esterno.

Inoltre è importante ricordare che questo rappresenta l'unico elemento indipendente dagli altri.

A_b	0,075	m^2
g_p	5,806	kN/m
f_l	0,10	-
F_r	8,708	kN

Tab. 13 attrito condotta-rulli.

5.1.2.2. Attrito tra tubazione e il fluido lubrificante.

Anche in questo metodo l'attrito sviluppatosi tra condotta e fluido aumenta all'aumentare della superficie nella quale può svilupparsi.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 3	
f_2	0,1	0,1	0,1	kN/m ²
F_{lb}	13,80	17,63	23,00	kN

Tab. 14 attrito condotta-lubrificante.

Il coefficiente d'attrito f_2 dipende dal tipo di lubrificante, si è deciso di usare il valore limite inferiore di quelli consigliati da Stein [Tab.8]

Pur dipendendo dagli stessi parametri, in questo caso si ottengono dei valori inferiori rispetto al metodo classico, probabilmente perché nel primo calcolo si sovrastima questo tipo di attrito non tenendo conto degli altri fenomeni che possono verificarsi.

In questa situazione, però, non è fatta nessuna distinzione sullo stato della condotta: se risulta galleggiante oppure appoggiata nel terreno, ma prima s'immagina tutto il tubo in contatto con il lubrificante e poi successivamente si considerano fenomeni di inflessione e instabilità che possono portare la condotta ad attraversare lo strato di slurry toccando il terreno.

Dipendendo dai parametri del lubrificante e non del terreno per la sezione due è eseguito un solo calcolo.

5.1.2.2. Resistenza del fronte.

La forza applicata nel fronte è considerata formata da due componenti: la forza meccanica F_{mec} per facilitare la penetrazione del disco di taglio e il supporto minimo poco superiore alla pressione dell'acqua.

	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3	
$\sigma'_{h,\min}$	-56	-83	-103	kN/m ²
u	-36	-35	-30	kN/m ²
E_0	110	111	103	kN/m ²
σ_{sup}	18	-7	-30	kN/m ²
F_{mec}	100	100	100	kN
F_f	123,89	90,71	60,18	kN

Tab. 15 Resistenza del fronte.

In questo caso la resistenza del fronte maggiore si ottiene nel primo caso.

Anche in questo calcolo per la sezione due si ha un solo valore perché non incidono le caratteristiche del terreno.

5.1.2.3. L'attrito tra tubazione e la parete foro.

Si ipotizza che il tubo a livello d'ingresso sia perfettamente centrato ma che ci sia una distanza nella quale non tocca la parete del foro.

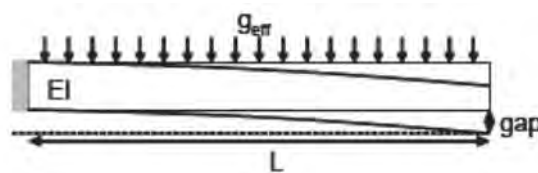


Fig. 61 Inflessione condotta.

g	5,81				kN/m
g_{opw}	14,03				kN/m
W_{gap}	0,03				mm
g_{eff}	-8,22				kN/m
L_t	1,57				m
λ	0,068				-
k	18210				kN/m ²
R	1300				m
q_{max}	315,24				kN/m ²
a	0,026				rad
f_3	0,19		0,22		-
ΔF_w^{bend}	2981,28				kN
	Sez 1	Sez. 2 ⁺	Sez.2 ⁻	Sez. 3	
F_{p0}	119	117,05	117,05	91,89	kN
c_1	2192,15	2562,15	2562,15	2644,37	kN
α	0,105				rad
F_{end}	110,64	150,86	151,04	183,96	kN

Tab. 16 Attrito condotta-terreno.

Questo fenomeno è quello che crea il maggior contributo perché che il tubo interagisce con il terreno. Dipendendo i risultati dalle caratteristiche del terreno allora si hanno due risultati per il caso due che però si differenziano minimamente uno dall'altro

5.1.2.4. Attrito dovuto alla deformazione del tubo.

L'ultimo fenomeno che contribuisce all'aumento dell'attrito è l'instabilità della condotta all'interno del foro.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
N	2				-
λ	32	46		60	-
w_{gap}	0,03				m
f_3	0,19		0,22		-
F_{buckle}	$1,60 \cdot 10^{-6}$	$2,08 \cdot 10^{-6}$	$2,41 \cdot 10^{-6}$	$2,70 \cdot 10^{-6}$	kN

Tab. 17 Attrito dovuto alla deformazione della condotta.

Questo fenomeno potrebbe essere trascurato essendo di diversi ordini di grandezza inferiore degli altri contributi.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
F_{tot}	257,04	268,09	267,90	275,85	kN

Tab. 18 Forza di spinta totale.

Anche questo caso i risultati sottostimano il valore in sito ma si avvicinano al caso reale.

5.1.3. Metodo di Shimada & Matsui.

Quest'ultimo metodo considera due componenti d'attrito: condotta-lubrificante e quella slurry-terreno.

$$F = F_0 + (\tau_1 u_1 + \tau_2 u_2)L \quad (5.6)$$

Dove

F: spinta totale;

F₀: spinta iniziale;

τ₁ e τ₂ sono rispettivamente resistenza di attrito tra terreno-tubo e tra slurry-tubo;

u₁ e u₂ sono la lunghezza di contatto tra terreno-tubo e tra slurry-tubo.

L: distanza di spinta.

	Sez 1	Sez 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
P_u	110	111	111	103	kN/m ²
E₁	18210	18210	18780	18780	kN/m ²
K_d	50,83	50,83	50,83	50,83	m
C_e	4,998*10 ⁻⁰⁵	4,998*10 ⁻⁰⁵	4,846*10 ⁻⁵	4,846*10 ⁻⁰⁵	m ² /kN
b	0,846	0,818	0,818	0,837	m ^{1/2}
a	0,423	0,409	0,409	0,418	m ^{1/2}

p	103,56	33,84	19,73	33,54	kN/m ²
μ₁	0,19	0,19	0,22	0,22	-
μ₂	0,12	0,12	0,12	0,12	-
u	2,99	3,01	3,32	2,99	kN/m ²
F	259,95	268,84	261,46	282,47	kN

Tab. 19 Forza di spinta secondo Shimada & Matsui

Si sono rappresentati graficamente i risultati dei tre metodi usati per poterli confrontare:

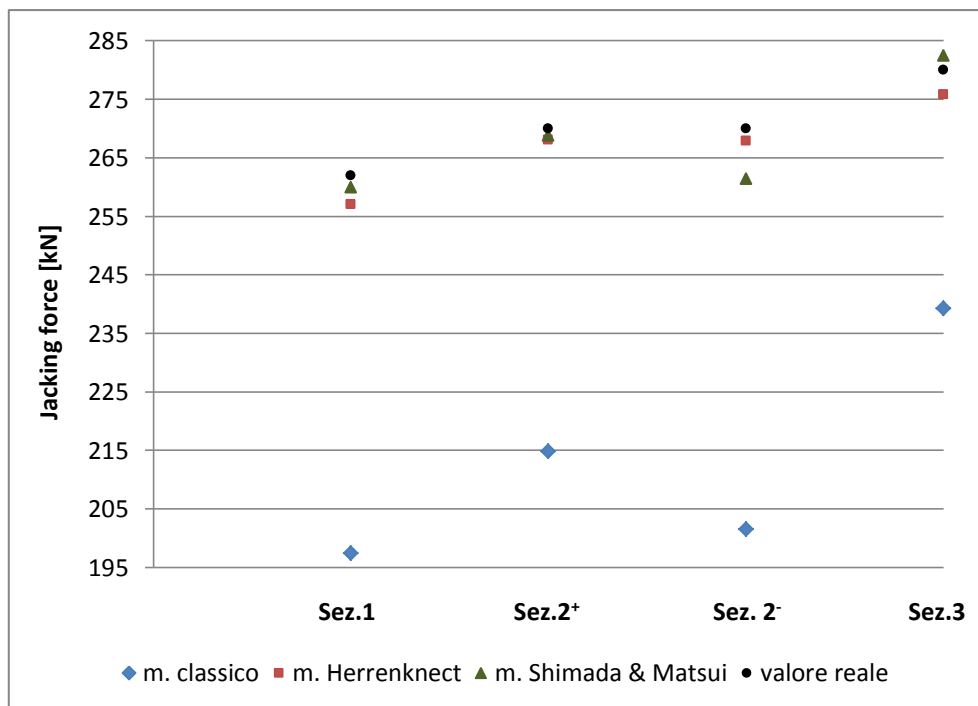


Fig. 62 Confronto tra i vari metodi.

Si può notare evidentemente che il primo metodo sottostima la soluzione. Questo potrebbe dipendere dal fatto che è un metodo generale usato per tutte le tecniche del microtunneling, senza considerare nello specifico i fenomeni che possono succedere nel

caso del Direct Pipe. Però è il metodo usato da alcune normative, giapponese e tedesca, per la previsione della forza di spinta.

Gli altri due metodi approssimano meglio la risposta. Il procedimento proposto dell'Herrenknecht, l'unico concepito appositamente per il Direct Pipe, si avvicina alla soluzione con un errore di pochi kN.

Anche l'ultima metodologia si avvicina molto ai valori rilevati in cantiere. Nell'ultima sezione con questo metodo però si ricava un valore della spinta superiore di pochi kN a quello di riferimento.

Con qualsiasi metodo il risultato della sezione due è meglio approssimato considerando tutto il sistema appartenente al terreno 4, in ogni caso la differenza tra una sezione e l'altra è significativo solo nel primo metodo, perché è il metodo che tiene maggiormente in considerazione le caratteristiche geotecniche.

5.2 Stabilità del fronte.

Nel capitolo 4 si è illustrata l'importanza della formazione del filter-cake per la stabilità dell'intercapedine e i parametri che la influenzano.

Quando si utilizza il supporto del fronte EPS, occorre distinguere tra la tensione efficace s' che agisce sul fronte del tunnel e la pressione neutrale p nella camera di lavoro. La stabilità del fronte è garantita attraverso gli effetti congiunti di s' e p , quindi deve essere controllata e regolata in base alle condizioni geotecniche e idrologiche dei terreni che si attraversano.

Nella pratica possono essere difficili da controllare entrambi i parametri perché dipendono dalle caratteristiche del terreno, dal modo in cui si miscela nella camera di lavoro, dalla velocità di rotazione del disco di taglio, e dalla velocità di avanzamento dello scavo.

Il fronte è quindi stabilizzato sia dal sostegno diretto della pressione dello slurry e dalla riduzione delle forze di filtrazione nel terreno. Maggiore è la differenza tra terreno e camera, maggiore dovrà essere la pressione efficace di supporto.

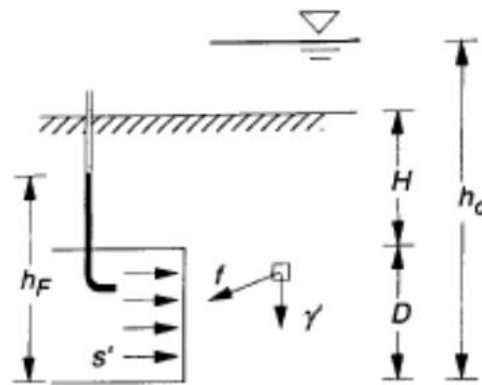


Fig. 63 sollecitazioni agenti sul fronte.

Successivamente si calcolano iterativamente i valore del carico idraulico h_f e della pressione di sostegno efficace s' dal valore noto della pressione totale dello slurry .I risultati sono ottenuti iterativamente, imponendo un valore di h_f ipotizzato vicino alla soluzione.

Le caratteristiche efficaci del terreno usate sono: l'angolo d'attrito efficace pari a 25° per lo strato quattro e 28° per quello più profondo, il peso specifico di 18 kN/m^3 e la coesione di 2 kN/m^2 .

5.2.1. Analisi di Anagnostou & Kovari.

Anagnostou & Kovari hanno applicato il metodo dell'equilibrio limite compreso l'effetto delle forze di filtrazione, calcolate numericamente mediante un'analisi 3D in flusso stazionario tridimensionale. Sono stati presentati nomogrammi per la valutazione della pressione efficace di supporto necessario in diverse condizioni al contorno idrauliche.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
h_0	3,84	4,73	4,73	5,4	m
H	3,8	3,47	3,47	4,2	m
Δh	-1,2	-1,5	-1,55	-0,95	m
H+D	5,02	4,69	4,69	5,42	m
1.5 D	6,6	7,095	7,095	8,1	m
H/D	3,11	2,84	2,84	3,44	-
$(h_0-D)/D$	2,61	2,88	2,88	3,43	-
F_0	0,3	0,3	0,35	0,35	-
F_1	2,9	2,9	2,5	2,5	-
F_2	0,5	0,5	0,45	0,45	-
F_3	0,08	0,09	0,1	0,1	-
s'	25,45	14,93	18,33	10,01	kN/m²
h_f	6,78	6,89	6,95	7	m

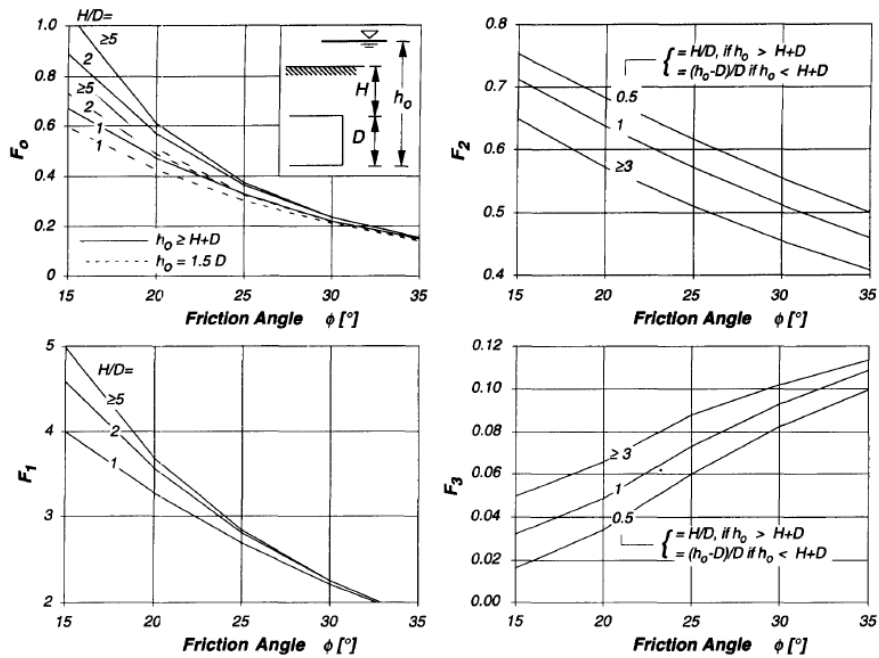


Fig. 64 Monogrammi per i coefficienti F

I risultati ottenuti con questo metodo sono stati riportati nel codice di calcolo Midas per ricavare il diagramma di flusso.

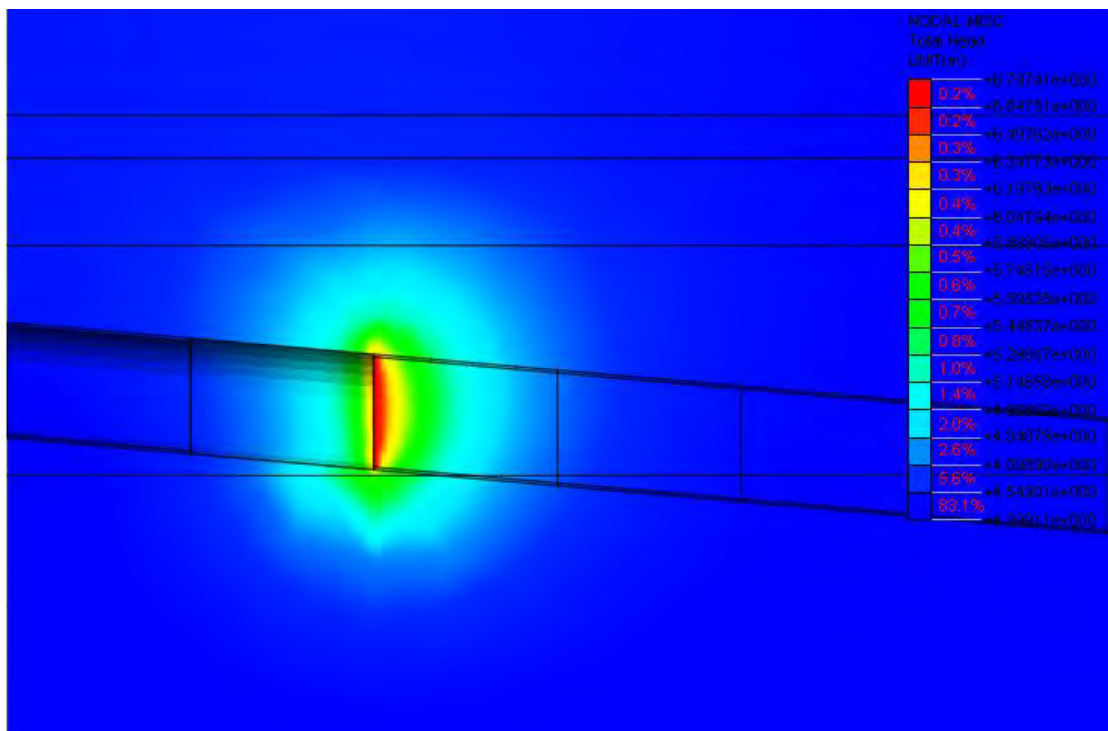


Fig. 65 Contour del carico idraulico nella sezione 1.

5.2.2. Metodo dei conci.

Il meccanismo in esame arriva a rottura, se il carico esercitato dal prisma sul cuneo supera la capacità portante. Il carico del prisma è calcolato sulla base della teoria del silo, mentre la capacità portante del cuneo è calcolata considerando l'equilibrio di un concio infinitesimale.

Il carico del prisma e la capacità portante del cuneo, dipendono dall'inclinazione ω del piano di scorrimento, il valore dell'angolo, che massimizza il sostegno richiesto, è determinato iterativamente.

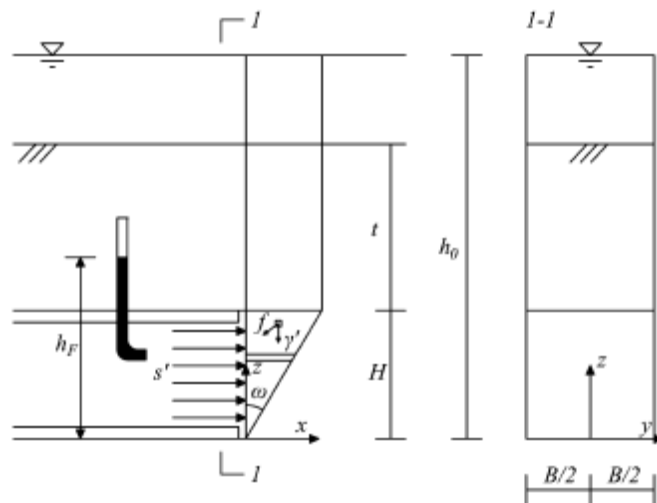


Fig. 66 Meccanismo di collasso.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3
ω	50			0
λ	0,46		0,38	

Λ	1,50		1,72		-
M_γ	1,19				-
M_c	8,35		10,12		-
P_c	5,45		6,62		-
M	23,16	33,10	48,43	49,18	kN
P_s	3,73		4,70		-
P	260,99	219,84	189,66	122,54	kN-
$C_v(1)$	4,49		5,56		-
$F(1)$	1,99		2,85		-
$C_s(1)$	8,67		12,51		-
$C_\gamma(1)$	1,05		1,15		-
$C_c(1)$	20,02		27,35		-
$C_{\Delta h}(1)$	3,67		5,19		-
P_1	0,46		0,45		-
P_2	0,09		0,07		-
P_3	2,67		2,46		-
P_4	2,51		2,37		-
z	3,88				m

α	-29,16		-26,08		-
R	0,33				m
t^*	3,27				m
z^*/H	1,23	1,47	1,50	0,27	-
z^*	1,5	1,79	1,83	1,70	m
F1	-3,58	-3,58	-2,07	1,49	-
F2	0,27	0,273	0,20	1,82	-
F3	2,46	2,46	2,29	2,3	-

Tab. 20 Metodo dei conci.

	Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
Δh	-1,66	-1,51	-1,4	-0,9	m
h_0	3,84	4,73	4,73	5,4	m
s'	28,14	20,25	15,43	16,34	kN/m ²
h_f	6,74	6,86	6,94	6,92	m

Tab. 21 Metodo dei conci.

		Sez. 1	Sez. 2 ⁺	Sez. 2 ⁻	Sez. 3	
Anagnostou & Kovari	h_f	6,8	6,89	6,95	7	kN/m ²
	s'	25,44	18,34	21,43	10,01	m

Metodo dei	hf	6,74	6,86	6,94	6,92	kN/m ²
conci	s'	28,14	20,26	15,43	16,34	m

Tab. 22 Confronto.

I risultati ricavati dai due metodi sono abbastanza simili sia in termini di pressione efficace che di carico idraulico. Il metodo di Anagnostou & Kovari porta ad avere un valore superiore di carico idraulico e inferiore di pressione rispetto al metodo dei conci, tranne nella condizione 2^a.

5.3. Subsidenza/sollevamento del piano campagna

La realizzazione di una cavità sotterranea può causare un cedimento del terreno, perché modifica l'equilibrio in termini di tensioni e deformazioni presenti nella zona interessata dal vuoto.

Si verificano fenomeni deformativi istantanei e altri che dipendono dalla componente reologica presente nei materiali di copertura e di sostegno; questi ultimi aumentano anche ad opera ultimata.

La subsidenza dipende dal diametro del tunnel e dalla profondità del foro. In generale più è grande la sezione della galleria, maggiori dovranno essere le opere di contenimento per limitare gli effetti indesiderati in superficie. I valori massimi di deformazione si registrano entro una distanza dalla galleria che spesso è prossima a circa due volte il diametro della testa di taglio: aumentando questa dimensione, aumentano anche i problemi di controllo delle deformazioni della copertura.

Nel microtunnelling la miscela slurry iniettata sul fronte e nell'intercapedine può creare dei sollevamenti del piano campagna nel caso in cui la pressione applicata superi il valore della tensione del terreno.

Si sono analizzati gli spostamenti verticali, a livello del piano campagna per tutto il tratto della condotta e i cedimenti in direzione normale del tunnel nelle tre sezioni, nel momento in cui la macchina arriva alla sezione 3.



Fig. 67 Cedimenti verticali lungo il tunnel.

I cedimenti in un punto aumentano con l'avanzamento della macchina nello scavo. I massimi cedimenti ottenuti non superano i due millimetri e mezzo. Quindi il disturbo in superficie è minimo. Dal grafico sottostante si deduce la stessa cosa e si vede come dall'allontanarsi dell'asse centrale della galleria i cedimenti diminuiscano.

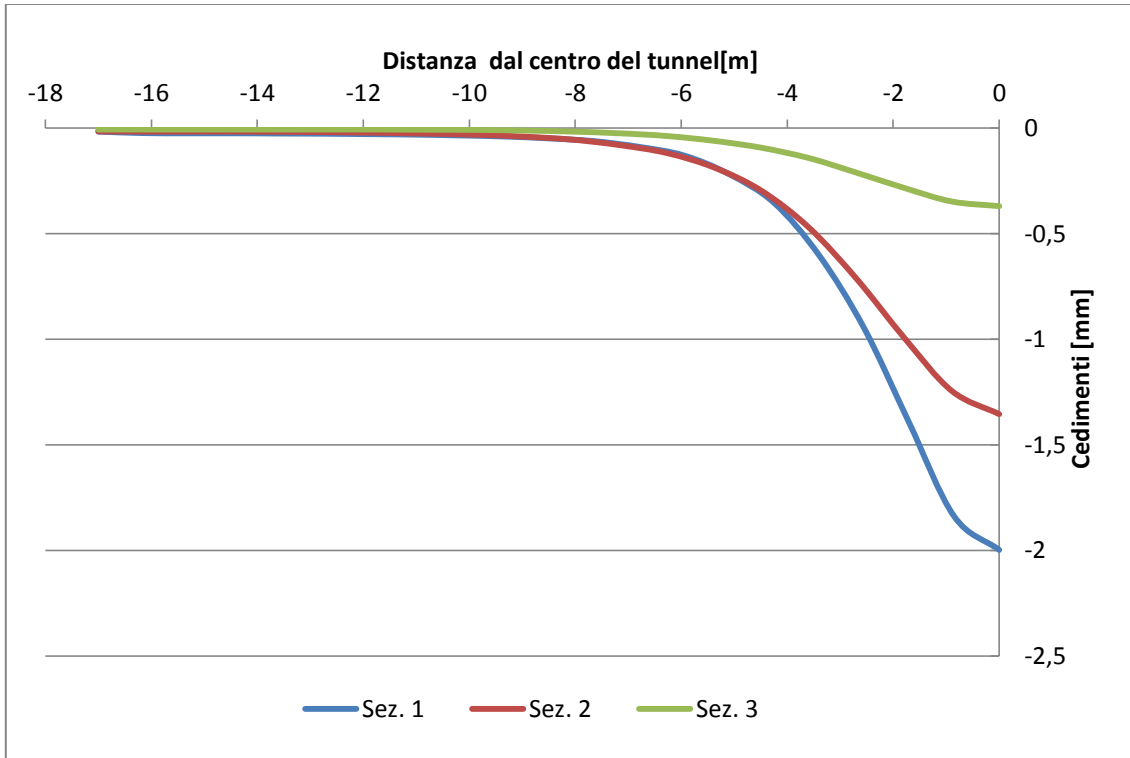


Fig. 68 Cedimenti verticali nelle tre sezioni

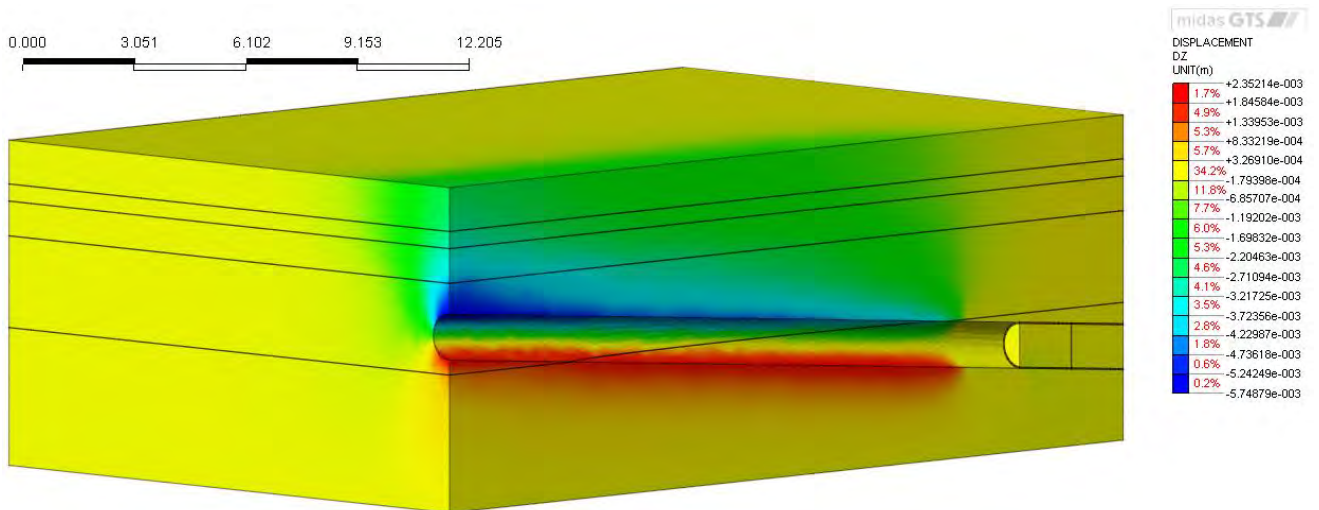


Fig. 69 Contour dei cedimenti verticali.

In seguito si sono analizzati anche gli spostamenti verticali e orizzontali lungo la profondità.

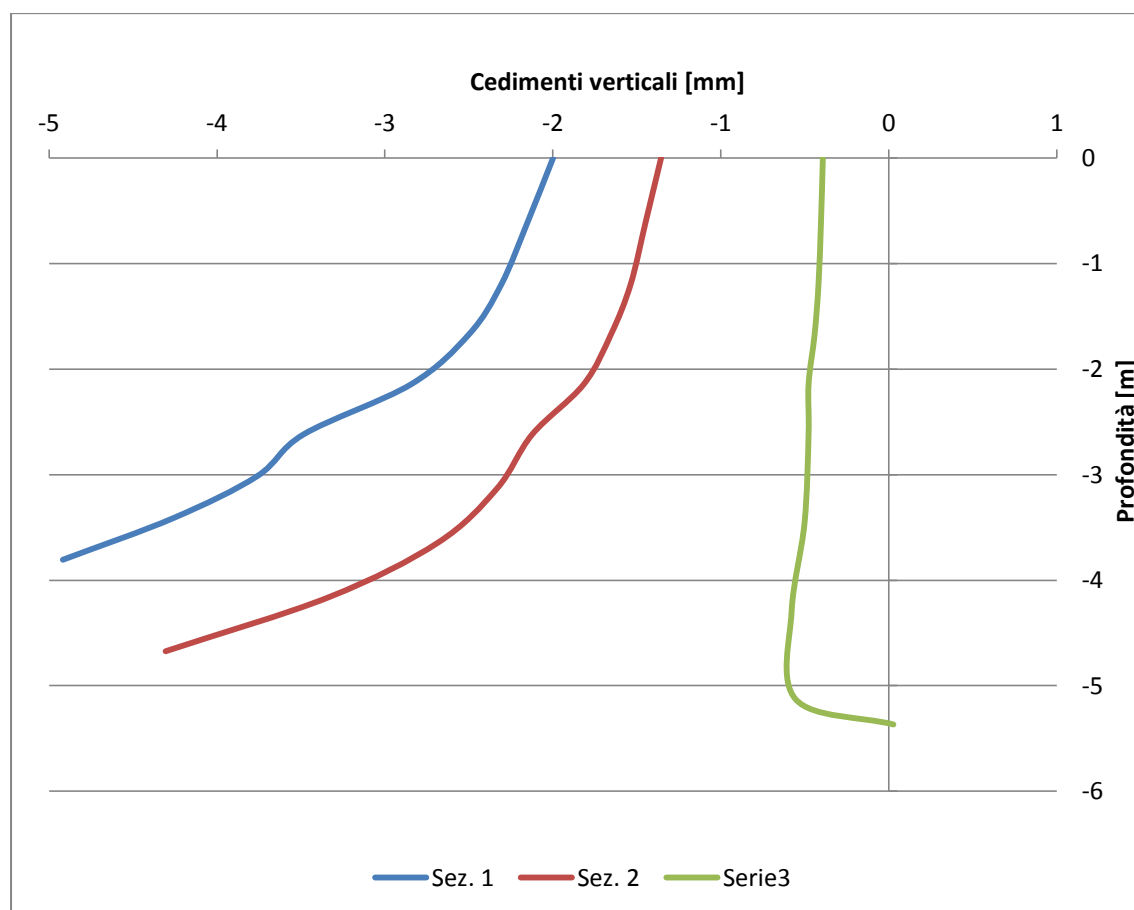


Fig. 70 Cedimenti verticali in relazione con la profondità.

Essendo un'opera superficiale, i cedimenti aumentano con la profondità, invece di presentare un massimo a una distanza circa doppia della testa di taglio. Nel caso della sezione 3 i cedimenti hanno un andamento diverso, aumentano linearmente con la profondità, ma in misura minore, e in prossimità della condotta cambiano verso perché è molto vicino alla macchina e al fronte di scavo.

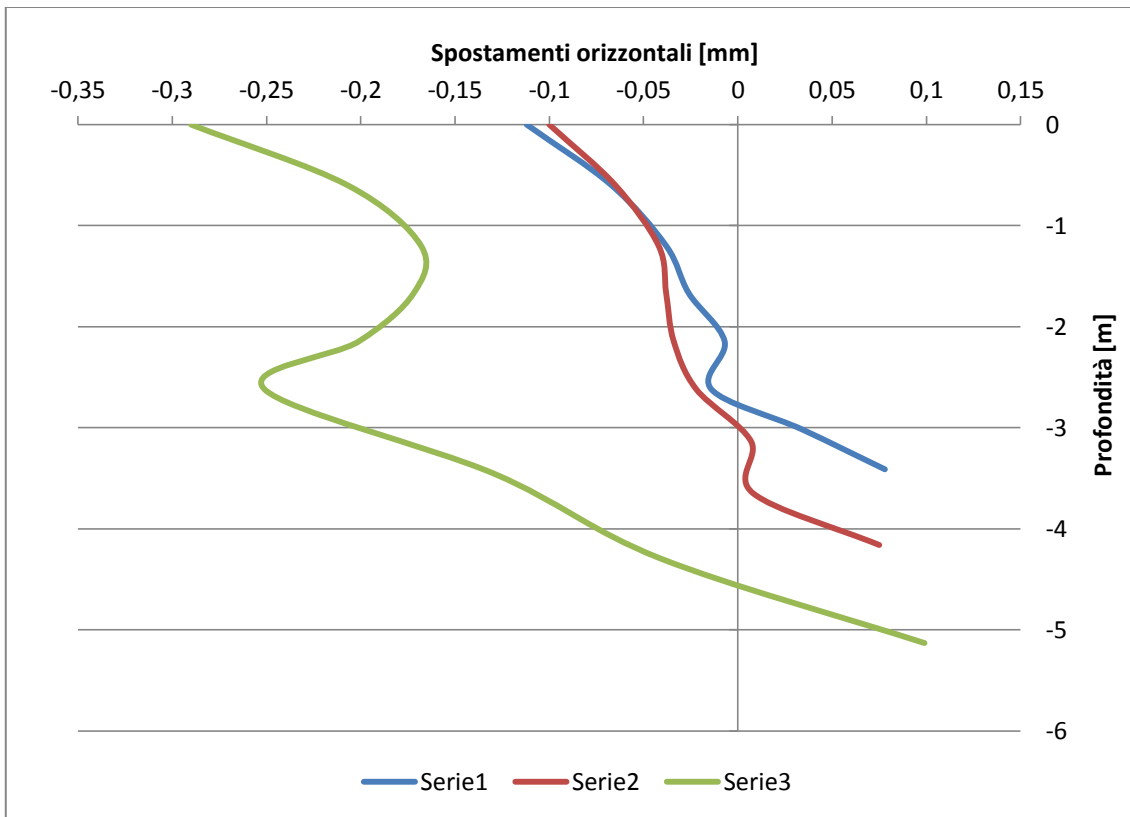


Fig. 71 Cedimenti orizzontali al variare della profondità.

Gli spostamenti orizzontali lungo l'asse del tunnel assumono il valore massimo in superficie, ma comunque sempre inferiore al millimetro. Poi diminuisce con la profondità fino ad assumere un valore contrario in prossimità del tubo. Probabilmente perché vicino alla galleria il terreno si è smosso con la pressione del tunnel che spinge.

5.4. Stabilità dell'anulus e perdita di volume.

Durante lo scavo, il terreno si sposta verso l'interno a causa dello scarico del terreno stesso. Non è possibile creare istantaneamente un vuoto e, contemporaneamente, realizzare un rivestimento infinitamente rigido che lo riempi esattamente. È quindi necessario rimuovere sempre un volume maggiore di quello desiderato, tale procedimento

è chiamato perdita di volume o anulus. Il riempimento di esso da parte di una miscela lubrificante, è fondamentale per garantire la stabilità dell'anulus e ridurre al minimo le resistenze causate dall'attrito.

Le analisi sviluppate sono vincolate all'ipotesi di un corretto funzionamento della miscela lubrificante, assumendo che il volume immesso dagli ugelli, non vada disperso nel terreno e lo spessore dell'intercapedine sia sufficiente per la buona riuscita del lavoro. Però lo slurry è modellato con degli elementi continui elastici che non sono in grado di considerare la diffusione della miscela nel terreno circostante.

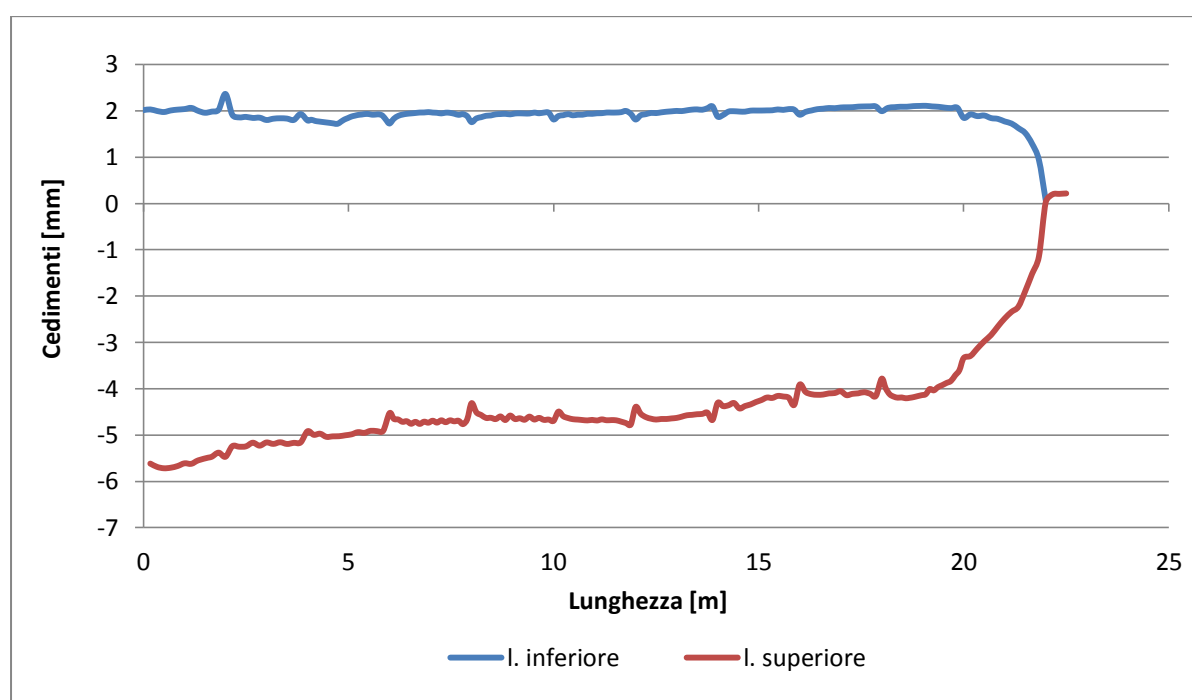


Fig. 72 Spostamenti verticali del bordo del foro.

I cedimenti nell'intercapedine sono nell'ordine dei millimetri, nello strato superiore il terreno si abbassa di oltre 6 mm e nel lato inferiore si alza di due per quasi tutta la lunghezza del tunnel.

In conclusione, essendo lo spessore dello slurry di tre cm, il cavo può essere ritenuto stabile.

Di conseguenza, al fatto che il valore di pressione imposta per la miscela causa una parziale convergenza del cavo, si somma la probabilità che il volume di miscela immesso durante l'avanzamento, per i motivi appena descritti, non sia stato in quantità sufficiente per creare il pannello impermeabile e la formazione dello strato lubrificante.

Nel capitolo 4 si è illustrata l'importanza della formazione del filter-cake per la stabilità dell'intercapedine e i parametri che la influenzano. La formazione di un contorno impermeabile, in un terreno a grana grossa, è si può ottenere aggiungendo in modo opportuno bentonite o polimeri artificiali allo slurry. Le particelle di argilla, bentonite e polimeri formano una soluzione colloidale, cioè una miscela in cui le particelle rimangono sospese per un tempo ragionevole. Lo slurry colloidale penetra nei pori del terreno granulare grazie alla pressione interna dello slurry che è maggiore della pressione neutrale statica dell'acqua presente in sito. La penetrazione dello slurry continua finché le particelle solide non riempiono i pori del terreno circostante formando il filter-cake.

La formazione del filter-cake è funzione della permeabilità e delle dimensioni dei vuoti del terreno circostante. Se i vuoti nel terreno sono molto più larghi delle dimensioni delle particelle colloidali, la formazione del filter-cake non avviene e lo slurry è perso nel terreno. Allo stesso modo l'alta permeabilità del terreno può aver causato una migrazione dell'acqua dalla miscela al terreno facendo sedimentare le particelle solide della miscela con la conseguente diminuzione del volume. Con la dispersione nel terreno della miscela lubrificante l'intercapedine rimane vuota e il cavo, ritrovandosi senza un sostegno fisico, collassa sul tubo.

CONCLUSIONI

Mediante l'analisi numerica tridimensionale che può simulare le fasi di costruzione e di avanzamento è possibile valutare i fenomeni che verificano durante uno scavo meccanizzato quando è usata la tecnica del Direct Pipe.

Il modello numerico riproduce gli aspetti base della costruzione: l'avanzamento dello scudo fresante, la pressione di supporto sul fronte, l'installazione dei conci di tubo, il sovrataglio e la presenza della miscela lubrificante in pressione.

Sono stati tenuti in considerazione gli aspetti geotecnici che si ritengono di maggiore influenza durante il processo di scavo: la presenza della falda, le condizioni del terreno in sito.. I parametri per ogni terreno sono stati ricavati dai dati disponibili delle prove in sito, eseguite nella fase progettuale.

Si sono utilizzati diversi metodi per la stima della forza di spinta e si sono confrontate le diverse risposte. E poi si è analizzata la stabilità del fronte nel caso di filtrazione.

Infine è stata eseguita un'analisi statica dei cedimenti e delle tensioni con l'obiettivo di comprendere la risposta del terreno sia sul fronte di scavo che nell'intercapedine tra cavo e condotta.

È stata sviluppata una mesh della quale è stata possibile analizzare quattordici sezioni lungo la condotta, rappresentanti un passaggio di strato.

Dai diversi metodi per ricavare la jacking force, si è visto che nonostante i tre metodi analizzino il problema in modo differente, tutti riescono a fornire l'ordine di grandezza. Il metodo classico consigliato da alcune normative è quello con l'errore maggiore,

probabilmente perché pensato per tecniche trenchless classiche. Quindi è considerato un solo fenomeno di attrito, pipe-slurry, che dipende, nel caso di condotta galleggiante, solo dal peso proprio del tubo. Nel caso di materiale classico come il calcestruzzo, il valore sarebbe stato significativamente diverso.

Nella due analisi della stabilità del fronte si sono riusciti a ricavare dei valori simili di carico idraulico e di pressione efficace di supporto.

Per quanto riguarda le pressioni nell'intercapedine si è vista una leggera convergenza del terreno che comunque non va a intaccare completamente lo strato di slurry per questo la condotta è stata considerata nei calcoli precedenti come galleggiante.

Infine si sono osservati i valori degli spostamenti orizzontali e verticale nel piano campagna e lungo la profondità, che attestandosi nell'ordine di qualche millimetro non influenzano la presenza delle strutture in superficie.


APPENDICE Prove Geotecniche.

CANTIERE		MATERIALE		PROVA		DATA	
SITO: []		DESCRIZIONE: []		TIPO: []		ORA: []	
OPERAZIONE: []		CANTIERE: []		MATERIALE: []		PROVA: []	
OPERAZIONE: []		MATERIALE: []		PROVA: []		DATA: []	
PROFONDITÀ (m)	DESCRIZIONE	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)
0.00	Terrano di riporto. Calcinacci e laterizi con sabbia.	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
1.00	Limo con sabbia bruno-rossiccia (scuro) con laminazioni calcinee giallastre.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.30	Argilla con tracce di sabbia, mediamente consistente. Colore variegato in bande grigio e nocciolo con laminazioni, livelli e chiazze scure e giallastre di ossidazione. Presenza di punti e frammenti organici diffusi e noduli carbonatici concentrati intorno a 1,40m.	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
1.45	Sabbia medio-fine argillosa, passa a sabbia con argilla verso il basso. Colore non uniforme grigio e giallastro in bande.	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
1.75	Argilla sabbiosa passante ad argilla con sabbia poco consistente. Colore non uniforme grigio-nocciolo in bande a diversa ossidazione.	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
1.80	Sabbia debolmente argillosa giallastre.	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
4.00	Argilla sabbiosa, a tratti con sabbia, con chiazze di ossidazione. Colore non uniforme grigio giallastro in bande a diversa intensità.	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
5.00	Sabbia medio-fine debolmente argillosa con aumento localizzato della frazione coesiva, priva di particolari strutture. Colore non uniforme da grigio a nocciolo.	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
10.00	Sabbia medio-grossolana, mediamente addensata (S-U) debolmente argillosa, a tratti argillosa, con intercalazioni bentonitiche e laminazioni di argilla deb. sabbiosa irregolarmente distribuita. Colore grigio relativamente uniforme.	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	continua pag 2 di 2						

Proiettore: ATG-Tubo Aperto, CSO-Casagrande
 Prove SPT: SA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
 Caricaggio: CONTINUO

[]

Località: VENEZIA ACQUA SAL	Identificativo: 016	Altitudine: 100,2	Indirizzo: 00001	foglio: 2 di 2
Provincia: TREVISO (TS)	Progetto: ROSAI - Tracce II - 01	CANTIERE: DEL MUSEO	Impianto: 20040000	
Autore: P.C. G. Rossi	Integrale: 00001	Permessi: Chiusa 2	Per lavori: 00000000000000000000	

Cota m	Strato	Caratterizzazione	Spessore m	SPT				Pneumatico
				45°	60°	75°	90°	
12.45	-----	Sabbia medio-grossolana debolmente argillosa, a tratti argillosa, con intercalazioni centrometriche e lamiaccio di argilla debolmente irregolarmente distribuita. Colore grigio relativamente uniforme.	12.45	1	1	1	1	
12.00	-----	Argilla con tracce di sabbia, mediamente consistente, con punti carboniosi e lenti e lamiaccio di sostanza organica concentrata verso il basso. Colore poco uniforme, grigio chiaro a grigio scuro, in relazione alla concentrazione di sostanza organica.	12.00	1	1	1	1	
12.30	-----	Sabbia medio-fine argillosa grigio scuro.	12.30	1	1	1	1	
12.15	-----	Argilla debolmente sabbiosa, a tratti organica, con livelli di argilla sottile e vegetali decomposti tra 12.16 e 12.40m. Colore grigio e grigio scuro.	12.15	1	1	1	1	
12.60	-----	Sabbia fine-media debolmente argillosa a struttura laminare per frequenti intercalazioni millimetriche e centrometriche di argilla poco consistente. Colore grigio non uniforme per bande più chiare in corrispondenza dei livelli costati.	12.60	1	1	1	1	
14.60	-----	Sabbia media con tracce di argilla, a tratti debolmente argillosa, con locali livelli centrometrici di argilla sabbiosa. Colore grigio, più scuro verso la base.	14.60	1	1	1	1	
14.94	-----	Sabbia grossolana con argilla con livelli argillosi intercalati con spessore da centometrico a pluricentometrico verso il basso. Colore non uniforme, grigio in bande più chiare e più scure in relazione alla percentuale di frazione coesa.	14.94	1	1	1	1	

Pneumatico: KIT-Tubo Aperto, CGG-Catagrande
 Prova SPT: H4-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
 Carotaggio: CONTINUA

foglio: 00000000000000000000



COMMITTENTE: VENETO ACQUE SpA

Cod. COMMESSA: VenAcq_0309

CANTIERE: MOSAY TRATTE 3 - 18

SONDAGGIO: S1

Ubicazione

X Quota fondo tubo
Y Quota testa tubo

Località: Del Medico

DATI INSTALLAZIONE

PERFORAZIONE

A carotaggio	da m	0.0	a m	15.0
	da m		a m	
A distruzione	da m		a m	
	da m		a m	

PROFONDITÀ FONDO FORO: 15 m

DATA INSTALLAZIONE PIEZOMETRO: 21.04.2009

POSA IN OPERA

TIPOLOGIA TUBO PIEZOMETRICO: NORTON (TUBO APERTO)

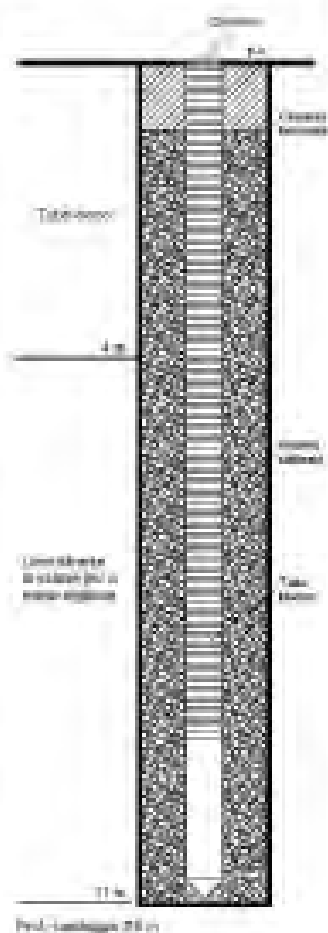
PROFONDITÀ TUBO PIEZOMETRICO: 15 m

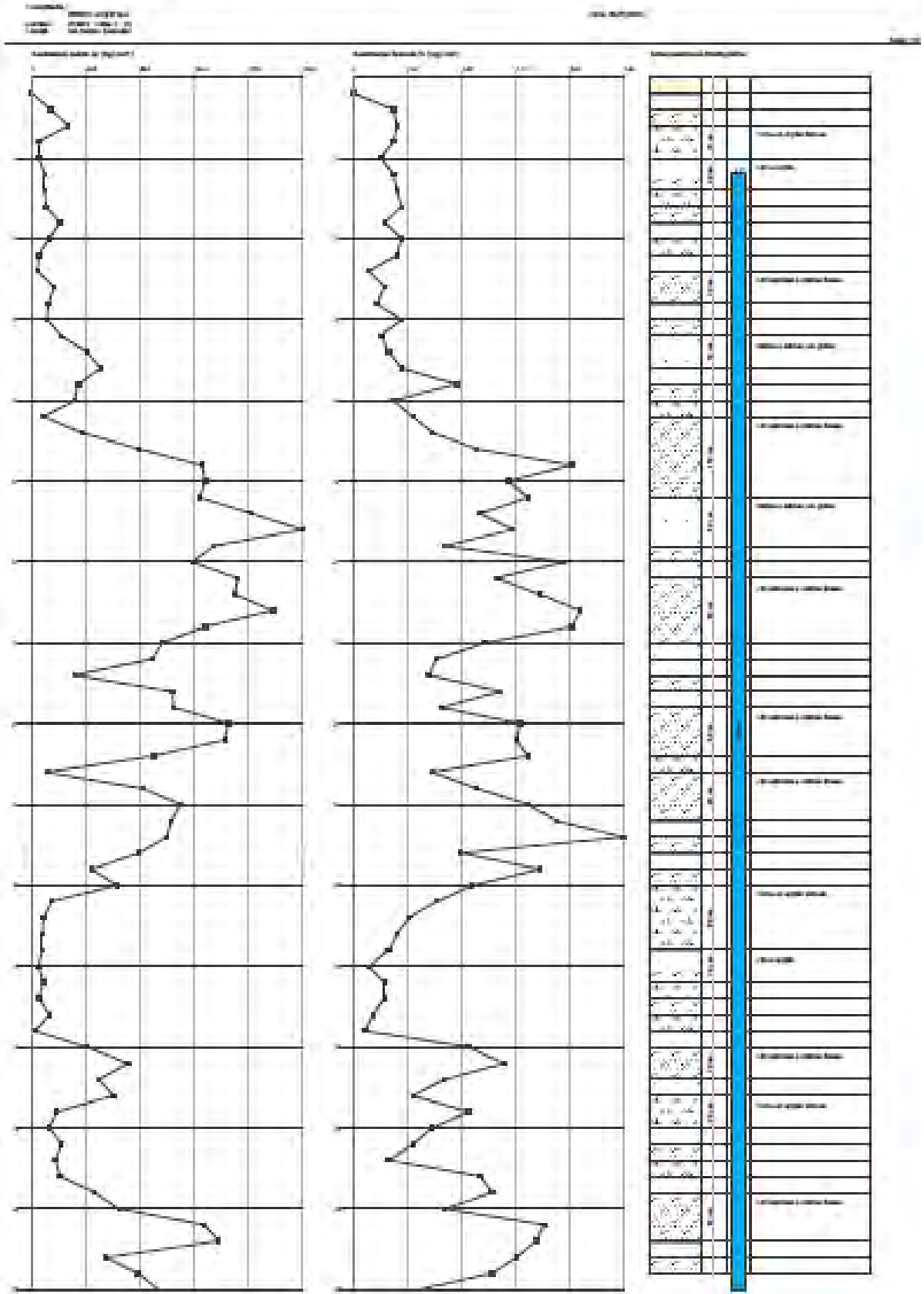
DIAMETRO TUBO PIEZOMETRICO: 3"

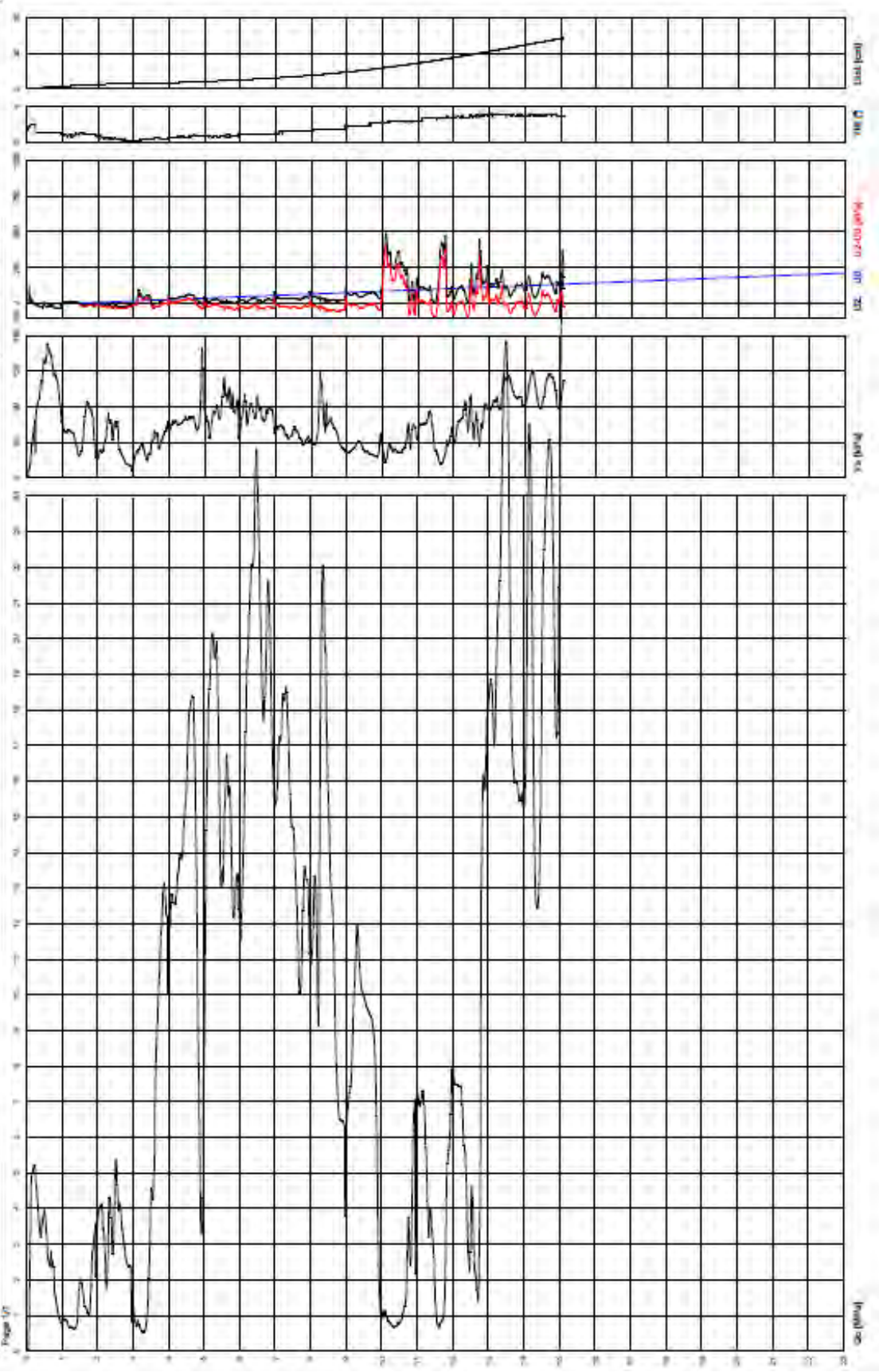
LINER FILTRANTE	da m	4.0	a m	11.0
TUBO CIECO	da m	0.0	a m	4.0

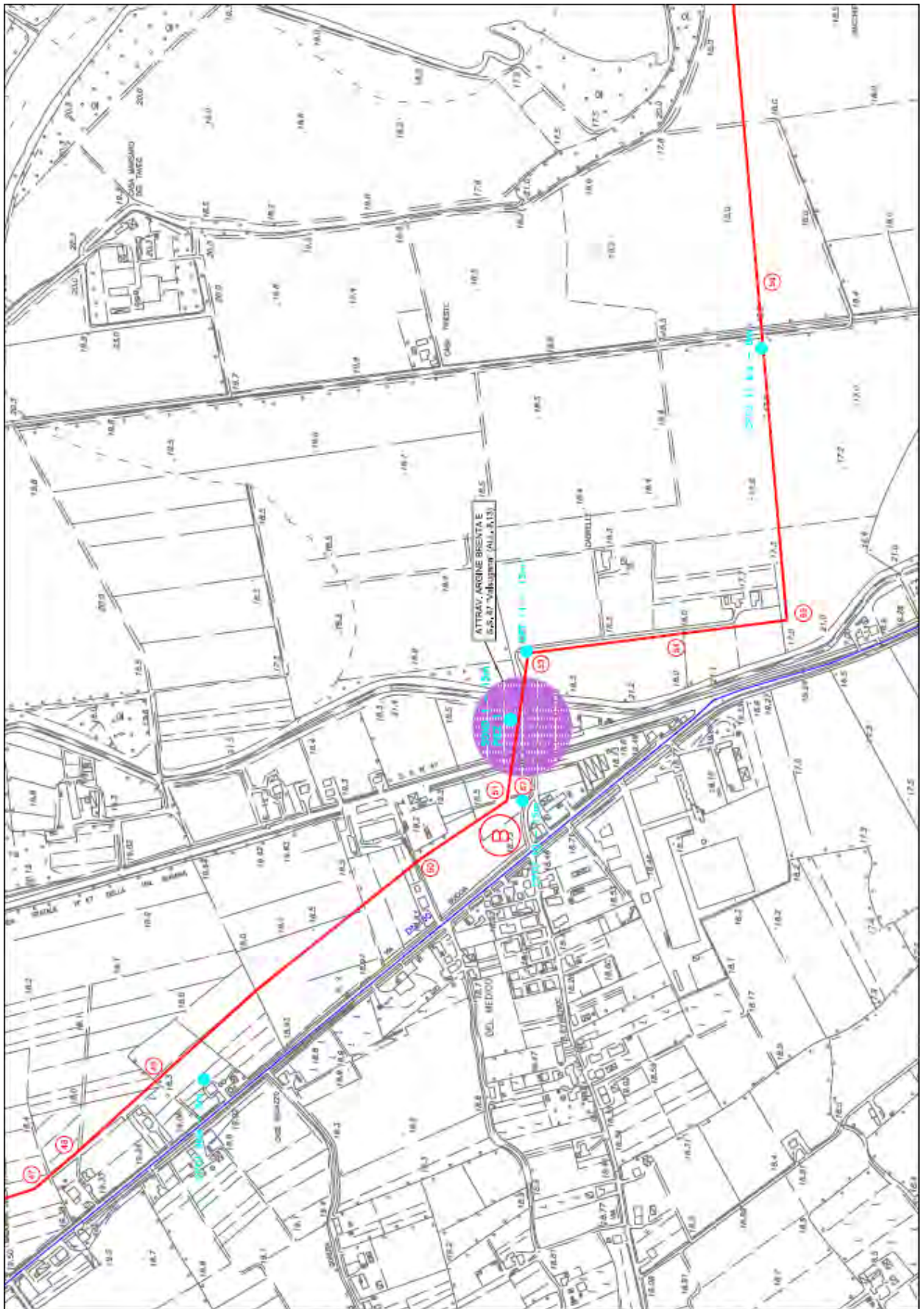
LETTURA LIVELLO PIEZOMETRICO

DATA DI LETTURA	Livello (in m da p.c.)	Note









BIBLIOGRAFIA.

G. Anagnostou, K. Kovari. *Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields*. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 11, Number 2, 1996.

G. Anagnostou, K. Kovari. *Face stability in slurry and EPB shield tunnelling*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 1996, Rotterdam.

M. Barla , M. Camusso , S. Aiassa. *Analysis of jacking forces during microtunnelling in limestone*. Tunnelling and Underground Space Technology 21 (2006) 668–683.

W. Bergeson. *Review of long drive microtunneling technology for use on large scale projects*. Tunnelling and Underground Space Technology 39 (2014) 66–72.

W. Broere, A.F. van Tol. *Influence of Infiltration and Groundwater Flow on Tunnel Face Stability*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, Japan, 2000, pp. 339-344.

R. Castellanza, D. Betti, Angelo Lamborghini. *Three-dimensional numerical models for mechanized excavations in urban areas. Jornada Técnica: Túneles conEPB. Simulación y Control de laTuneladoraBarcelona, 21 de Mayo de 2005*.

D.N. Chapman a & Y. Ichioka. *Prediction of jacking forces for microtunnelling operations*. Trenchless Technology Res., Vol. 14, No. 1, pp. 31-41, 1999.

N. Do, D.l Dias, P. Oreste, I. Djeran-Maigre. *Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnelsin soft ground*. Tunnelling and Underground Space Technology 42 (2014) 40–51.

S. Khazaei , H. Shimada , K. Matsui. *Analysis and Prediction of Thrust in Using Slurry Pipe Jacking Method*. Department of Earth Resources and Mining Engineering, Kyushu University, Fukuoka 812-8581,Japan.

A.-L. Pellet-Beaucour , R. Kastner ,2002. *Experimental and analytical study of friction forces during microtunneling operations*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 17 (2002) 83-97.

P. Perazzelli, T. Leone, G. Anagnostou. *Tunnel face stability under seepage flow conditions*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 43 (2014) 459–469.

J.P. Pruiksmas, D. Pfeff and H.M.G. Kruse. *The calculation of the thrust force for pipeline installation using the Direct Pipe method*. Deltares/ National institute unit geo-engineering and Herrenknecht AG tunnelling systems.

A.C.D. Royal, D.V.L. Hunt, C.D.F. Rogers, D.N. Chapman. *Numerical simulation of the creation and performance of extruded concrete linings in microtunnelling*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 745–753.

K. J. Shou, J. M. Jiang, 2010. *A study of jacking force for a curved pipejacking*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2010, 2 (4):(pag 298–304).

K. Zhao, M. Janutolo, G. Barla. *A Completely 3D Model for the Simulation of Mechanized*

Tunnel Excavation. *Rock Mech Rock Eng* (2012) 45:475–497.

RINGRAZIAMENTI

Scrivere questa tesi di laurea è stato un lavoro lungo ed impegnativo, ma allo stesso tempo gratificante, per cui desidero, innanzitutto, ringraziare il Professor Cortellazzo per i suoi preziosi insegnamenti, per la sua pazienza e l'impegno con il qual si è dedicato alla mia tesi.

Desidero ringraziare la mia mamma e il mio papà che hanno reso possibile il raggiungimento di questo traguardo. Dedico a loro questa laurea perché la mia mamma aveva scritto tutto questo il giorno in cui sono nata ed il mio papà perché mi ha ispirato nelle scelte.

Ringrazio con tutto il mio cuore Riccardo, che in questi anni mi ha sempre incoraggiata e sostenuta con forza.

Lo so che il mio più che un traguardo è l'inizio di un nuovo cammino, per cui con la consapevolezza di chi vuole finalmente mettere in pratica le conoscenze acquisite mi appresto a scrivere un nuovo capitolo