

POLITECNICO DI TORINO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELL'AMBIENTE, DEL TERRITORIO E DELLE

INFRASTRUTTURE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

GEOINGEGNERIA



INTERFERENZE E REALIZZAZIONE DI SCAVI URBANI MEDIANTE LA TECNICA DEL

MICROTUNNELLING: IL CANTIERE DI CORSO GROSSETO NELLA VARIANTE

FERROVIARIA TORINO – CERES

RELATORE: PROF. CLAUDIO OGGERI

CORRELATORE: PROF. PIERPAOLO ORESTE

CANDIDATO

ANDREA FANOTTOLI

A.A. 2018/2019

RINGRAZIAMENTI

Vorrei ringraziare in primis il Professore Claudio Oggeri in qualità di relatore. Senza il suo impegno e senza i suoi consigli questo lavoro non avrebbe preso vita.

Vorrei inoltre ringraziare il Professore Pierpaolo Oreste, correlatore e insegnante dalla quale ho avuto modo di apprendere molto durante il corso di studi.

Un ringraziamento speciale va a S.C.R. Piemonte S.p.A. ed in particolare all'Architetto Sergio Manto che, in qualità di tutor, ha reso possibile il mio inserimento all'interno del team operante nel cantiere di Corso Grosseto.

Ringrazio inoltre la Direzione Lavori, la società consortile CERVIT e l'impresa esecutrice della tratta fognaria oggetto del lavoro di tesi CO.GE.AT S.R.L. per avermi reso partecipe e avermi dato accesso a numerose informazioni utili allo svolgimento del presente elaborato.

Ringrazio la mia famiglia: mamma, papà, Alessia e Arianna, sempre unita e sempre sostenitrice delle mie scelte.

Ringrazio la mia fidanzata Federica per credere sempre in me e per spronarmi a fare sempre meglio.

Dico infine grazie a tutti i professori e compagni di studio che ho incontrato in questi anni di Politecnico poiché mi hanno formato e insegnato a non mollare mai.

INDICE

INDICE TABELLE	i
INDICE FIGURE.....	iv
Introduzione	1
1 – Differenze metodo di scavo meccanizzato e convenzionale.....	9
1.1 – Considerazioni generali.....	10
1.2 – Considerazioni sull’obiettivo dello scavo	13
1.3 – Considerazioni sulla salute, sicurezza e salubrità dell’ambiente di lavoro	14
1.4 – Considerazioni sulla velocità di avanzamento, sulla flessibilità, sul rischio, stabilità e qualità del profilo dello scavo	16
1.5 – Considerazioni sui costi di realizzazione	19
2 – Tecnologia Trenchless	21
2.1 – Displacement Techniques	26
2.1.1 – Pipe Ramming.....	26
2.1.2 – Compaction Method.....	28
2.2 – Pipe Jacking Techniques	31
2.2.1 – Auger Boring	33
2.2.2 – Microtunnelling.....	35
2.2.2.1 – Macchine Slurry	47
2.2.2.2 – Macchine Earth Pressure Balance (EPB).....	52
2.2.2.3 – Tubazioni e giunti	55
2.2.2.4 – Forza di spinta e stazioni intermedie.....	58

2.2.2.5 – Forza trasversali alla tubazione.....	72
2.2.2.5.1 – Peso del terreno e carichi distribuiti.....	73
2.2.2.6 – Verifica stato tensionale della tubazione	78
2.2.2.7 – Deformabilità tubazione.....	80
2.2.2.8 – Sistemi di guida.....	82
2.2.2.8.1 – Electronic Laser System (ELS).....	84
2.2.2.8.2 – Gyro Navigation System (GNS)	86
2.2.3 – Pipe Jacking	88
2.3 – Drilling Techniques.....	89
2.3.1 – Horizontal Directional Drilling (HDD)	92
3 – Nuovo collegamento ferroviario Torino - Ceres	95
3.1 – Il progetto.....	95
3.2 – Inquadramento geologico.....	101
3.3 – Inquadramento idrogeologico	106
3.4 – Inquadramento sismico	108
3.4.1 – Azione sismica.....	109
3.5 – Tecnologie di scavo adottate per la realizzazione dell’opera	111
3.6 – Dorsale n° 15 - Microtunnelling	116
3.6.1 – Opere preliminari	120
3.6.2 – Telaio di spinta.....	126
3.6.3 – Macchina di scavo.....	127
3.6.3.1 – Utensili di scavo.....	132

3.6.4 – Stabilità dello scavo	134
3.6.4.1 – Stabilità fronte di scavo.....	134
3.6.4.2 – Stabilità del cavo	141
3.6.5 – Unità di controllo e container di guida.....	143
3.6.6 – Sistema di lubrificazione dell’anulus	146
3.6.7 – Tubazioni e giunti	149
3.6.8 – Forza di spinta e stazioni intermedie	154
3.6.8.1 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura infinito	157
3.6.8.2 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura 480 m.....	164
3.6.8.3 – Calcolo della forza di spinta massima per la stazione intermedia	166
3.6.9 – Impianto trattamento fanghi.....	167
3.6.10 – Sistema di ventilazione	173
3.6.11 – Recupero MTBM	174
3.6.12 – Piano gestione terre e rocce da scavo.....	182
3.6.12.1 – Modalità di gestione dei materiali di scavo	185
3.6.13 – Monitoraggio.....	190
3.6.13.1 – Piano Controllo Qualità (PCQ)	190
3.6.13.1.1 – Controlli in corso d’opera	191
3.6.13.1.2 – Verifica caratteristiche dei fanghi bentonitici	192
3.6.13.1.2.1 – Peso specifico.....	193
3.6.13.1.2.2 – Viscosità Marsh.....	194
3.6.13.1.2.3 – Contenuto in sabbia.....	195

3.6.13.1.3 – Verifica geometria dello scavo e corretta posa in opera dei tubi.....	196
3.6.13.2 – Cedimenti superficiali attesi.....	197
4 – Analisi produzione di scavo.....	200
Considerazioni conclusive	211
Allegato A	217
BIBLIOGRAFIA.....	220

INDICE TABELLE

Tabella 1 – Tipologie di utilizzo degli ambienti sotterranei nel mondo	3
Tabella 2 – Motivazioni all'utilizzo degli spazi sotterranei	5
Tabella 3 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni generali di progetto (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).....	12
Tabella 4 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sul risultato finale ottenibile (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).....	13
Tabella 5 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni su salute, sicurezza e salubrità dell'ambiente di lavoro; considerazioni sul disturbo ambientale connesso alle attività di scavo; considerazioni sull'organizzazione del lavoro (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).....	15
Tabella 6 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sulla velocità di avanzamento dello scavo; considerazioni sulla flessibilità del metodo di scavo; considerazioni sul rischio geologico connesso all'attività di scavo; considerazioni sulla stabilità dello scavo; considerazioni sulla qualità del profilo dello scavo (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).....	18
Tabella 7 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sui costi di costruzione (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).....	20
Tabella 8 – Grado di compressibilità di alcuni tipi di terreni (Stein, Mollers, Bielecki, 1989).....	29
Tabella 9 – Dimensioni indicative dei pozzi di spinta e di estrazione al variare delle dimensioni del tubo adottate	36
Tabella 10 – Scelta del tipo di macchina da impiegare al variare dei parametri geotecnici del terreno, in condizioni sature e asciutte e indicazione sugli utensili di scavo da impiegare (Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen - DAUB).....	44

Tabella 11 – Calcolo del coefficiente di attrito secondo diversi autori (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	63
Tabella 12 – Valori del coefficiente di attrito efficace μ (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	64
Tabella 13 – Carichi agenti nella direzione trasversale dell’asse del tracciato secondo le norme DWA A 161 (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	72
Tabella 14 – Valore dell’angolo di attrito tra terreno e tubo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	75
Tabella 15 – Determinazione dello stato tensionale nell’intorno del tubo al variare dei carichi agenti secondo norma DWA A 161 (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	78
Tabella 16 – Valore dello sforzo normale N e del momento flettente M a seguito della deformazione della tubazione	81
Tabella 17 – Valori di deviazione massima da garantire secondo normativa ATV A 125	83
Tabella 18 – Classificazione generale delle tecniche di perforazione rispetto al tipo di terreno	90
Tabella 19 – Classificazione dei perforatori impiegati nelle trivellazioni orizzontali controllate	94
Tabella 20 – Successione stratigrafica di riferimento (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	103
Tabella 21 – Parametri geotecnici di progetto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	104
Tabella 22 – Nodi della maglia che circonda il cantiere di corso Grosseto (INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)	108
Tabella 23 – Valori di probabilità associati ai diversi stati limite per vita di riferimento pari a 50 anni	109
Tabella 24 – Parametri sismici del sito	110
Tabella 25 – Numero e caratteristiche dei micropali installati per la realizzazione del pozzo di spinta e dei pozzi di estrazione	120
Tabella 26 – Dimensioni effettive dei pozzi di spinta e di estrazione adottate	122
Tabella 27 – Dimensioni tipiche dei pozzi di spinta e di estrazione riferite a pozzi aventi profondità pari a 15 metri (Herrenknecht.com)	122

Tabella 28 – Scheda tecnica della macchina Slurry AVN1500TB adottato per lo scavo (Herrenknecht.com)	127
Tabella 29 – Dimensioni della macchina Slurry AVN1500TB (Herrenknecht.com).....	128
Tabella 30 – Caratteristiche tipiche della bentonite concentrazione al 5% (Laviosa.com)	168
Tabella 31 – Caratteristiche tecniche dell’impianto di separazione adottato (Herrenknecht.com) .	170
Tabella 32 – Volumi tipici gestiti dall’impianto di separazione	171
Tabella 33 – Ipotesi ripartizione volumetrica di scavo in funzione delle caratteristiche ambientali (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	183
Tabella 34 – Siti di destinazione dei materiali di scavo (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	187
Tabella 35 – Valore della coordinata x del punto di flesso.....	199
Tabella 36 – Cedimento massimo atteso.....	199

INDICE FIGURE

Figura 1 – Confronto tra il consumo pro capite di carburante con la densità urbana (P. Newman, J. Kenworthy, 1989).	1
Figura 2 – Grafico riportante l'incidenza del tempo di montaggio (t_M) sul tempo complessivo di costruzione della galleria (t_T) al variare della sua lunghezza (L).....	12
Figura 3 – Suddivisione in macro-famiglie con cui viene ripartita la tecnologia di scavo “Trenchless” (Italian Association for Trenchless Technology, IATT).....	24
Figura 4 – Suddivisione dei metodi di scavo che adoperano la tecnologia “Trenchless”	24
Figura 5 – Schema qualitativo di un cantiere in cui si adopera la tecnica di scavo secondo Pipe Ramming (tracto-technik.co.uk)	27
Figura 6 – Compressione del terreno derivante dall'utilizzo della “Compaction Method” (Stein, Mollers, Bielecki, 1989).....	29
Figura 7 – Schema qualitativo di un cantiere in cui si adopera il metodo di scavo “impact moling” (tracto-technik.co.uk)	30
Figura 8 – Rappresentazione qualitativa della tecnica di scavo con pressotrivella (cognigni.net)....	34
Figura 9 – Dispositivo frenante installato nel pozzo di lancio. Lato sinistro: il dispositivo frenante è aperto, questa configurazione è adottata in fase di spinta dei tubi. Lato destro: il dispositivo frenante è chiuso, questa configurazione è adottata quando i martinetti idraulici di spinta vengono ritratti per l'installazione di un nuovo tubo	38
Figura 10 – Rappresentazione 3D di un pozzo di spinta.....	38
Figura 11 – Volume iniettato nel pozzo di lancio e nel pozzo di arrivo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	39
Figura 12 – Vista schematica di un cantiere urbano con utilizzo di Microtunnelling in cui si osservano i pozzi di lancio e di ricezione della macchina, la linea di alimentazione con fango	

bentonitico ed il telaio di spinta rappresentato da martinetti idraulici (Pipe Jacking) (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)	40
Figura 13 – Schema delle pressioni agenti al fronte di scavo (Herrenknecht.com).....	41
Figura 14 – Schema qualitativo delle differenti configurazioni della tecnica del Microtunnelling e del Minitunnelling (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)	42
Figura 15 – Distinzione delle TBM impiegato nello scavo di grande diametro (Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen - DAUB)	43
Figura 16 – Scelta della macchina da impiegare nel Microtunnelling al variare delle curve granulometriche del mezzo (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems).....	45
Figura 17 – Scelta della macchina da impiegare nel Microtunnelling al variare del valore di permeabilità del mezzo (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems).....	46
Figura 18 – Vista laterale di una macchina Slurry (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems).....	49
Figura 19 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina Slurry (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems).....	49
Figura 20 – Comparazione dell’andamento delle pressioni all’interno della camera di scavo utilizzando le macchine Slurry Shield e le macchine Hydroshield (Herrenknecht.com)	50
Figura 21 – Vista laterale di una macchina Hydroshield (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems).....	51

Figura 22 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina Hydroschild (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems).....	51
Figura 23 – Abaco di Theve, noto l'indice di plasticità e l'indice di consistenza è possibile una valutazione di massime sul rischio di intasamento e di ricostituzione dell'argilla nella camera in pressione	53
Figura 24 – Vista laterale di una macchina EPB (Earth Pressure Balance) (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems).....	54
Figura 25 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina EPB (Earth Pressure Balance) (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems)	54
Figura 26 – Giunto a tenuta tra due sezioni contigue di tubo	57
Figura 27 – Vista laterale del sistema di sollevamento con ganci DEHA	57
Figura 28 – Sistema automatico di iniezione con fango bentonitico dell'anulus (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems).....	59
Figura 29 – Schema delle forze di attrito presenti durante le fasi di spinta	59
Figura 30 – Effetto delle stazioni intermedie di spinta (Herrenknecht.com).....	65
Figura 31 – Rappresentazione delle stazioni di spinta intermedie (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems).....	66
Figura 32 – Closed Joint con tolleranze: Andamento delle tensioni in un giunto interamente a contatto con le due sezioni di tubo contigue (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	68
Figura 33 – Open Joint: Andamento delle tensioni in un giunto in cui non vi è interamente il contatto tra le due sezioni di tubo contigue (Stein, Mollers, Bielecki, 1989).....	69
Figura 34 – Rappresentazioni delle tensioni sulle tubazioni e andamento della risultante delle forze trasmesse	69

Figura 35 – Abaco norme DWA A 161 per la determinazione del massimo valore di tensione ammissibile, nota la posizione dell'asse neutro z, il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno della tubazione ($d_{i, \max}$ e $d_{a, \min}$) (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	70
Figura 36 – Prisma di carico del modello di Terzaghi (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	73
Figura 37 – Confronto tra vari autori della semiampiezza del solido di carico e cunei di rottura (Stein, Mollers, Bielecki, 1989).....	75
Figura 38 – Tensioni agenti nell'intorno del tubo derivanti dal carico del terreno (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	76
Figura 39 – Deformabilità tubazione a seguito del carico del terreno	80
Figura 40 – Sistema di martinetti idraulici, azionabili singolarmente, che agiscono sulla testa fresante per la correzione dell'andamento planoaltimetrico del tracciato di scavo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	82
Figura 41 – Rappresentazione schematica del sistema di guida ELS (Herrenknecht.com).....	84
Figura 42 – Deviazione del raggio laser in funzione del gradiente di temperatura e della distanza (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)).....	85
Figura 43 – Sistema di guida laser con sistema idraulico di livellamento dell'acqua, ELS-HWL (Herrenknecht.com)	85
Figura 44 – Rappresentazione schematica del sistema di guida GNS (Herrenknecht.com).....	87
Figura 45 – Realizzazione del foro pilota (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)	92
Figura 46 – Fase di alesatura del foro pilota fino al raggiungimento del diametro di progetto (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)	93
Figura 47 – Fase finale di tiro delle tubazioni (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)	93

Figura 48 – Rappresentazione schematica del nuovo collegamento ferroviario da realizzare lungo la direttrice di corso Grosseto, con indicazione delle stazioni contemplate nel progetto (S.C.R. Piemonte S.p.A., Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres).....	96
Figura 49 – Individuazione delle macrofasi su corso Grosseto con cui verrà realizzata l’opera di collegamento ferroviario della linea Torino – Ceres con il Passante ferroviario di Torino (S.C.R. Piemonte S.p.A., Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres).....	99
Figura 50 – Sezione tipo del sottosuolo in corrispondenza del tracciato di riferimento all’altezza del Parco Sempione (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	105
Figura 51 – Carta delle isopiezometriche della falda superficiale nell’area del Progetto, relativa al periodo di giugno 2010 (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	107
Figura 52 – Sezione tipo di scavo della galleria ferroviaria lungo la direttrice di Corso Grosseto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	112
Figura 53 – Schema rappresentativo delle tratte di rete fognaria da realizzare lungo la tratta di corso Grosseto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	112
Figura 54 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 0 m – 180 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	118
Figura 55 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 160 m – 410 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	118
Figura 56 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 340 m – 580 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	119
Figura 57 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 560 m – 765 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	119
Figura 58 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 0 – 300 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	124
Figura 59 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 255 – 540 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	125

Figura 60 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 495 – 765 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	125
Figura 61 – Particolare anello di ripartizione della spinta, carrelli di spinta e sullo sfondo la piastra di contrasto in acciaio.....	126
Figura 62 – Fase di sollevamento e movimentazione del microtunneller con l’impiego di una gru mobile autocarrata e semovente. Particolare condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico. A fondo pozzo, posto ad una quota di -13,60 metri dal p.c., si osserva la presenza dei carrelli di spinta con martinetti idraulici laterali, del sistema frenante e dell’anello di tenuta.....	129
Figura 63 – Fase di sollevamento e movimentazione del microtunneller con testa fresante in rosso. A fondo pozzo vi è la presenza dei carrelli di spinta compatti con martinetti idraulici laterali e piastra di ripartizione del carico	130
Figura 64 – Fase di installazione del microtunneller a fondo pozzo, collegamento dei cavi elettrici e condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico.....	130
Figura 65 – Fase di installazione del microtunneller a fondo pozzo, anello di tenuta idraulica intestato sulla testa di perforazione.....	131
Figura 66 – Fase di installazione del back-up del microtunneller una volta completata la fase di installazione e spinta della sezione frontale della macchina, particolare condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico e cavi elettrici.....	131
Figura 67 – Testa fresante di scavo installata sul microtunneller	133
Figura 68 – Particolare degli utensili di scavo installati: utensili striscianti e utensili rotolanti in grado di assicurare la copertura della sezione di scavo. Si nota la presenza del frantoio rotante di forma conica posto a ridosso della testa fresante	133
Figura 69 – Meccanismo di collasso del fronte di scavo (Anagnostou e Kovari, 1996)	134
Figura 70 – Parametri geometrici e forze agenti sul cuneo di spinta e sull’elemento prismatico (Anagnostou e Kovari, 1996).....	135

Figura 71 – Schema di carico (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).....	138
Figura 72 – Valore della spinta S per garantire la stabilità del fronte di scavo	140
Figura 73 – Abaco per la determinazione del coefficiente di stabilità T_c per terreni coesivi	141
Figura 74 – Container di guida posizionato immediatamente a ridosso del pozzo di spinta P2-15	143
Figura 75 – Unità di controllo computerizzata ubicata all'interno del container di guida posizionato immediatamente a ridosso del pozzo di spinta P2-15	144
Figura 76 – Principio di funzionamento del sistema di lubrificazione dell'anulus con fango bentonitico (Herrenknecht.com)	146
Figura 77 – Vista interna dei tubi dotati di tre valvole per effettuare la retroiniezione di bentonite	147
Figura 78 – Dettaglio valvola di lubrificazione, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	147
Figura 79 – Impianto di miscelazione del fango bentonitico.....	148
Figura 80 – Tubazioni ILCEV S.R.L. impiegate per la realizzazione della tratta n°15 di fognatura nera, diametro interno 1500 mm, diametro esterno 1790 mm e lunghezza utile 3000 mm	149
Figura 81 – Sezione longitudinale e sezione trasversale delle tubazioni impiegate, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	150
Figura 82 – Dettaglio gancio DEHA per sollevamento tubi per tiro superiore, portata 4 tonnellate, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	151
Figura 83 – Profilo della guarnizione, GAP in esercizio di 16 mm e compressione al 43%, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	151
Figura 84 – Schema delle forze agenti su anello ripartitore della spinta in legno	152
Figura 85 – Vista sistema di giunzione maschio femmina di due tubi contigui	153
Figura 86 – Movimentazione ed installazione per mezzo di gru mobile semovente della stazione di spinta intermedia	155

Figura 87 – Sezione longitudinale della stazione intermedia di spinta, quote in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	156
Figura 88 – Grafico per la determinazione della deviazione al parallelismo delle facce di due tubi contigui, L_R rappresenta la lunghezza utile della tubazione pari a 3000 mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	157
Figura 89 – Abaco norme DWA A 161 per la determinazione del massimo valore di tensione ammissibile, nota la posizione dell'asse neutro z , il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno della tubazione ($d_{i, \max}$ e $d_{a, \min}$) (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)	159
Figura 90 – Determinazione del rapporto tensionale di spinta $\sigma_{max}\sigma_0$ (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	162
Figura 91 – Determinazione del rapporto tensionale di spinta $\sigma_{max}\sigma_0$ (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	165
Figura 92 – Bentosund 120E della ditta LAVIOSA S.p.A.	169
Figura 93 – Schema di flusso dell'impianto di separazione (Herrenknecht.com).....	171
Figura 94 – Impianto di separazione e impianto di miscelazione posti a ridosso del container di guida	172
Figura 95 – Vista in pianta del pozzo di estrazione S1-16 e relative quote espresse in metri (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	175
Figura 96 – Dettaglio dell'armatura al contorno dell'apertura in corrispondenza del concio 4 e relative quote espresse in metri (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.).....	176
Figura 97 – Scorcio di vista in pianta del concio 4 con posizione di arrivo effettiva all'interno della camera della MTBM (rosso) rispetto alla posizione di arrivo di progetto (nero)	177
Figura 98 – Vista dal pozzo di estrazione S1-16 della testa di scavo della MTBM e del micropalo da tagliare (ITINERA S.p.A.).....	178
Figura 99 – Fasi di rimozione della testa fresante della MTBM ultimata la prima tratta di dorsale n°15	179

Figura 100 – Micropalo danneggiato in cui si osservano le traiettorie di taglio degli utensili composte da cerchi concentrici, sullo sfondo alcune carote estratte per isolare il blocco di calcestruzzo armato	180
Figura 101 – Frammenti degli utensili di scavo rotolanti danneggiati nel tentativo di penetrare il micropalo.....	181
Figura 102 – Materiale di scavo dorsale n°15 prodotto dall'impianto di trattamento fanghi.....	185
Figura 103 – Diagramma di flusso gestione dei materiali (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)	188
Figura 104 – Scheda di controllo relativa a controlli in corso d'opera della linea fognaria acque nere n° 15	191
Figura 105 – Scheda di controllo relativa alla verifica delle caratteristiche dei fanghi bentonitici impiegati nello scavo con Microtunnelling della linea fognaria acque nere n° 15	192
Figura 106 – Bilancia graduata con livelletta a bolla impiegata per la misurazione del peso specifico del fango bentonitico.....	193
Figura 107 – Viscosimetro ad imbuto di Marsh	194
Figura 108 – Misurazione del contenuto in sabbia del fango bentonitico con provetta graduata in vetro	195
Figura 109 – Scheda di controllo relativa alla verifica della geometria di scavo e corretta posa in opera dei tubi dello scavo con microtunnelling della linea fognaria acque nere n° 15.....	196
Figura 110 – Andamento superficiale dei cedimenti	198
Figura 111 – Avanzamento settimanale dello scavo.....	202
Figura 112 – Velocità di avanzamento netta registrata.....	203
Figura 113 – Andamento della penetrazione netta registrata.....	204
Figura 114 – Valori monitorati della pressione del terreno all'interno della camera di scavo, la linea rossa si riferisce al valore minimo di pressione da garantire pari a 0,0336 bar	205

Figura 115 – Andamento monitorato della forza di spinta principale, la linea rossa si riferisce al valore di forza di spinta massima ammissibile pari a 7075 kN.....	206
Figura 116 – Andamento della forza di contatto utensili - terreno	207
Figura 117 – Valori monitorati della coppia motrice.....	208
Figura 118 – Confronto tra la forza di spinta determinata analiticamente e la forza di spinta effettiva	215

Introduzione

Gli oltre 7 miliardi di abitanti che ad oggi popolano la Terra non sono uniformemente distribuiti. Si stima che entro il 2050 la popolazione mondiale possa aumentare di quasi il 50% con un aumento della concentrazione entro le zone urbane. Infatti, la popolazione urbana attualmente è in crescita costante sia per numero e dimensioni dei centri abitati sia per densità.

Nel 1989 i due ricercatori Peter Newman e Jeff Kenworthy, utilizzando un ampio database di 32 città del Nord America, dell'Australia, dell'Europa e dell'Asia, condussero uno studio in cui dimostrarono che all'aumentare della densità urbana corrispondeva una diminuzione dei consumi di carburante pro capite (Figura 1).

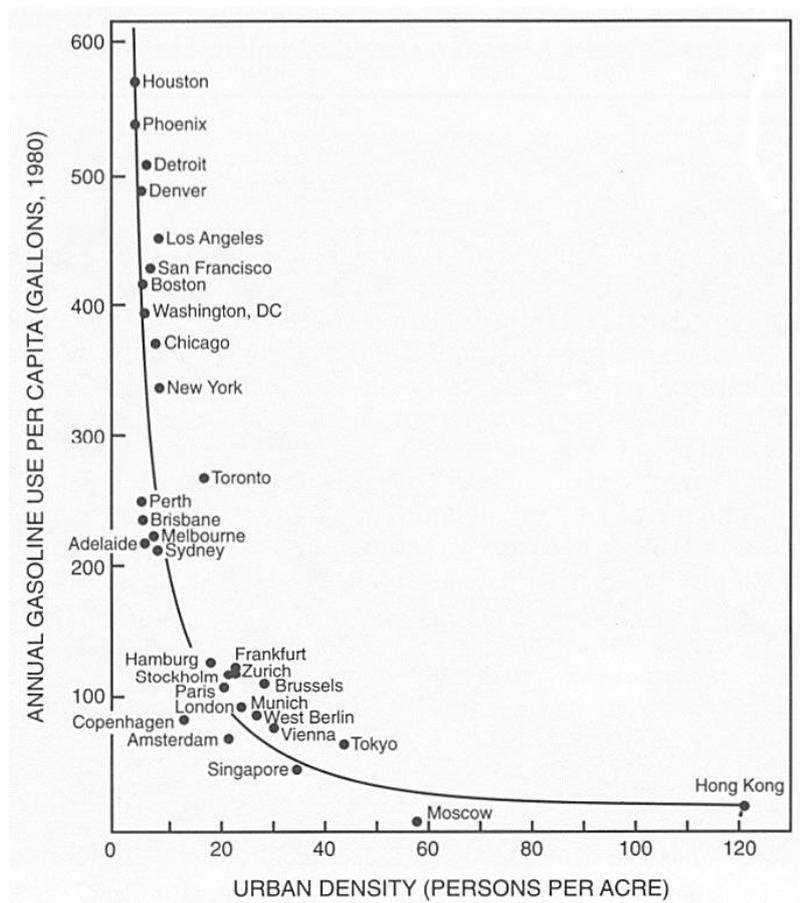


Figura 1 – Confronto tra il consumo pro capite di carburante con la densità urbana (P. Newman, J. Kenworthy, 1989).

Alla luce del suddetto studio fu dunque possibile affermare che l'aumento della densità di popolazione è legato principalmente ad un risparmio in termini energetici.

Più una città è densamente popolata, più risulta essenziale ricorrere a opere e servizi in sotterraneo al fine di minimizzare le interferenze tra queste ultime ed il normale sviluppo della città. Il ricorso al sotterraneo è maggiore nella città più tecnologicamente avanzate, come ad esempio Tokyo che può vantare una delle reti metropolitana e fognarie più all'avanguardia del pianeta, e risulta minore in quelle meno evolute come Lagos e Città del Messico. Si può pertanto affermare che lo sviluppo sociale conduce ad uno spostamento dei servizi in sotterraneo. Infatti, solamente a partire dal XIX secolo raggiungendo il suo massimo nel XX secolo, iniziò un sensibile sfruttamento del sottosuolo a seguito di un significativo sviluppo sociale ed economico dell'umanità.

Esistono principalmente tre gradi di utilizzo del sottosuolo:

- Grado minimo: il sottosuolo è sfruttato per un solo piano al di sotto degli edifici esistenti;
- Grado elevato: le opere in sotterraneo non interessano solo più lo spazio sottostante edifici esistenti, bensì si estendono anche dove questi non ci sono;
- Grado molto elevato: vi è un grande sfruttamento del sottosuolo anche per centri commerciali, uffici ed abitazioni sotterranee (risulta fondamentale risolvere i problemi legati all'illuminazione ed alle vie di fuga).

In Tabella 1 vengono riportate a titolo di esempio le varie tipologie di utilizzo degli ambienti sotterranei nel mondo ed in Tabella 2 vengono riassunte le motivazioni per cui si predilige l'utilizzo di spazi sotterranei con i relativi vantaggi che ne derivano.

Tabella 1 – Tipologie di utilizzo degli ambienti sotterranei nel mondo

<p>Grandi strutture tecnologiche</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Strutture ed impianti di generazione di energia; ○ Stazioni per telecomunicazioni; ○ Strutture destinate a centri di ricerca; ○ Impianti di stoccaggio e trattamento di acque reflue o primarie; ○ Grandi depositi (magazzini, depositi a bassa temperatura, depositi di idrocarburi, archivi, depositi di inerti, depositi di aria compressa); ○ Gallerie per impianti idroelettrici (canali di derivazione, canali di gronda, condotte forzate, opere di presa); ○ Impianti di incenerimento di rifiuti; ○ Depositi di stoccaggio di rifiuti (RS, RTN, Radioattivi); ○ Impianti industriali; ○ Cunicoli e cavità di servizio (per cavi elettrici, tubazioni, fognature, reti cablate per trasmissione di dati e comunicazioni).
<p>Infrastrutture di trasporto</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Gallerie parietali, di bassa e media profondità, basali ad uso stradale e ferroviario; ○ Gallerie urbane per trasporti stradali, ferroviari metropolitani, ferroviari extraurbani e cavità connesse (stazioni, locali tecnici); ○ Gallerie sottomarine (artificiali ed in naturale); ○ Parcheggi e strutture connesse; ○ Sistemi di passaggi pedonali.

<p>Strutture civili ad uso lavorativo, culturale, ricreativo ed abitativo</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Abitazioni ed alberghi; ○ Laboratori, officine, etc; ○ Centri commerciali e negozi; ○ Serre e cantine; ○ Scuole; ○ Ospedali; ○ Cinema, teatri, biblioteche, sale per conferenze ed esposizioni, sale per concerti, banche, ristoranti, chiese, luoghi di ritrovo collettivo.
<p>Strutture militari</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Centrali strategiche (comando, telecomunicazioni, etc); ○ Depositi di armi e munizioni; ○ Silos per missili convenzionali e nucleari; ○ Ricovero per aerei, navi, sottomarini ed altri mezzi; ○ Rifugi antiaerei e antiatomici; ○ Strutture di difesa.
<p>Spazi minerari sotterranei</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Cave e miniere; ○ Cantieri di realizzazione di gallerie e cavità sotterranee.

Tabella 2 – Motivazioni all'utilizzo degli spazi sotterranei

Motivazioni	Vantaggi derivati
<p>Miglioramenti nella gestione territoriale</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Eliminazione di barriere fisiche nel territorio e superamento di barriere fisiche naturali; ○ Recupero di spazi superficiali; ○ Acquisizione di nuovi spazi in sotterraneo (in aree urbane ciò permette la realizzazione di strutture in prossimità di altre preesistenti); ○ Possibilità di realizzazione di tracciati scorrevoli, pianificati con minori vincoli; ○ Possibilità di utilizzo di mezzi di trasporto altrimenti preclusi; ○ Infittimento della rete delle vie di trasporto; ○ Riduzione dei tempi medi di spostamento; ○ Decremento del traffico superficiale; ○ Riduzione del numero di incidenti stradali; ○ Riduzione del livello di inquinamento complessivo (atmosferico, acustico, da vibrazioni).
<p>Isolamento dell'ambiente esterno da agenti attivi in sotterraneo e viceversa</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Riduzione dei rumori e delle vibrazioni; ○ Mitigazione dell'impatto visivo delle strutture (la barriera offerta dai materiali geologici permette l'isolamento); ○ Miglioramento dell'efficienza termica delle strutture; ○ Protezione da agenti esterni (atmosferici, militari, idrogeologici, terremoti, incendi, disastri ambientali, elettromagnetici).

Risparmio economico	<ul style="list-style-type: none"> ○ Risparmio di tempo; ○ Risparmio di terreni superficiali (acquisizione di spazi utili, rivalorizzazione di ambienti sotterranei dismessi quali cave e miniere); ○ Risparmio energetico.
----------------------------	--

L'utilizzo e la realizzazione di spazi sotterranei dunque produce dai vantaggi sia da un punto di vista economico, sia da un punto di vista ambientale. Infatti, l'ambiente esterno è isolato visivamente, acusticamente e termicamente a ciò che è ubicato in sotterraneo e viceversa. Tra i vantaggi più significativi di un'opera sotterranea si evidenzia come quest'ultima non presenti sbalzi termici che subirebbe in superficie, inoltre la possibilità di utilizzare sistemi di trasporto intrinsecamente a basso impatto come mezzi a propulsione elettrica su rotaia anche in contesti sfavorevoli quali zone montuose e aree metropolitane in quanto il tracciato in sotterraneo non risente di andamenti altimetrici irregolare. La possibilità offerta dalle gallerie di realizzare percorsi più brevi e meno tortuosi permette una riduzione dei consumi e dell'inquinamento globale causato dai mezzi di trasporto in transito. L'uso degli ambienti sotterranei permette la realizzazione di strutture che contribuiscono al contenimento degli impatti ambientali che non potrebbero essere altrimenti realizzate come ad esempio centrali idroelettriche in alta montagna e siti di stoccaggio di acqua meteorica cittadine in attesa della loro depurazione nei pressi di siti di acqua sensibili.

Ai benefici sopracitati si contrappongono delle potenziali conseguenze negative derivanti dalla realizzazione e dall'utilizzo di spazi sotterranei. Tra queste si annoverano i possibili impatti paesaggistici, acustici ed ambientali correlati allo stoccaggio del materiale estratto, alla tossicità di eventuali sostanze additive presenti nel marino nel caso di scavo con Slurry e alle opere ausiliarie per galleria come opere di ventilazione e strutture di accesso. Le vibrazioni indotte dallo scavo con metodi tradizionali quali Drill and Blast possono produrre disturbi a strutture esistenti in superficie,

effetti negativi sulla stabilità dei versanti e sulle caratteristiche idrogeologiche dei materiali. La tendenza del cavo a divenire elemento drenante e i potenziali inquinamenti causati da crolli, instabilità del cavo o danni strutturali in siti contenenti attività o materiali potenzialmente inquinanti rappresentano grossi svantaggi della realizzazione di opere in sotterraneo. Durante le indagini preventive alla realizzazione dell'opera è concreta la possibilità di inquinamento a seguito dell'utilizzo di fanghi di perforazione per i sondaggi geognostici, combustibili e lubrificanti di apparecchi di trasporto ed indagine, disturbi per esplosione di indagini sismiche, produzione di rifiuti di cantiere e perdite di materiale radioattivo per le indagini geofisiche. Altresì, durante la fase di realizzazione dell'opera è presente il problema dell'inquinamento dovute alle perdite di combustibile, ai fanghi e schiume di perforazione, ai rifiuti prodotti, alle miscele di iniezione e al rumore e le polveri prodotte. Infine, non meno marginale è il problema dell'intersezione ed eventualmente il danneggiamento durante lo scavo di beni archeologici, concreto in contesti fortemente antropizzati.

Un'analisi dettagliata, nella quale vengono computati in termini economici i benefici di natura ambientale connessi all'uso degli spazi sotterranei, può sovente ribaltare la prospettiva che vede assegnare all'opzione costruttiva in sotterraneo costi sensibilmente maggiori di quelli relativi alla collocazione dell'opera in superficie. La valutazione economica dei benefici ambientali è però, ancora oggi un problema non risolto a causa della difficoltà insita nell'attribuzione di valori monetari a categorie difficilmente quantificabili quali, ad esempio la "bellezza" di un paesaggio o di beni archeologici. Anche alcune variabili di natura sociopolitica, funzione del tempo e dello spazio, rendono complessa questa valutazione: all'ambiente possono essere attribuiti differenti valori in paesi con condizioni economiche, culturali e sociali differenti.

In Italia, dalla legislazione sugli Studi di Impatto Ambientale (S.I.A.) e di Valutazione di Impatto Ambientale (V.I.A.) è possibile desumere l'obbligo di assoggettare la realizzazione e l'utilizzo di un'opera in sotterraneo ad una procedura progettuale che tenga conto delle sue relazioni con

l'ambiente. La valutazione economica, seppur non presenti ad oggi elementi oggettivi per dare un valore monetario ai benefici ambientali, può essere sviluppata seguente due diversi approcci:

- Metodo dei mercati surrogati;
- Metodo del mercato fittizio.

Il metodo dei mercati surrogati prende in considerazione l'influenza dei benefici ambientali sul prezzo dei terreni e delle case nel territorio limitrofo all'opera e sulle eventuali spese di cura che un cittadino deve sostenere a seguito della realizzazione dell'opera. Il metodo del mercato fittizio consiste invece nell'attribuire un valore ai benefici ambientali, chiedendo alla popolazione, attraverso questionari, quanto sarebbero disposti a pagare per un determinato beneficio.

Tenendo conto del costo del terreno nell'area di costruzione, dei limiti sull'altezza delle costruzioni imposti dal piano regolatore, nonché della superficie da costruire e dei costi di realizzazione, è dunque possibile tracciata l'iperbole di equivalenza sul grafico che pone in relazione il rapporto fra costi dell'opera sotterranea e superficiale e rapporto fra area da realizzare e area da acquisire. Ponendo sul grafico di cui prima il punto relativo al caso in questione, è possibile una valutazione di massima sulla convenienza o meno al ricorso del sotterraneo: infatti se il punto determinato ricade nell'area sovrastante l'iperbole, allora si evidenzia una maggior convenienza nella realizzazione dell'opera sotterranea.

1 – Differenze metodo di scavo meccanizzato e convenzionale

Il metodo convenzionale di scavo con uso di esplosivo (Drill and Blast - D&B) ed il metodo di scavo meccanico a piena sezione (Tunnel Boring Method - TBM) sono ampiamente utilizzati con successo nell'industria degli scavi in sotterraneo. La giusta scelta del metodo di scavo è essenziale al fine della corretta progettazione ed esecuzione di progetti di opere in sotterraneo. L'applicabilità e la convenienza di ciascun metodo viene discussa nei seguenti paragrafi. La scelta su quale metodo preferire è complessa e non consta di una mera valutazione economica ma deve includere anche valutazioni di natura tecnica, tecnologica e securistica.

Nel presente capitolo non vengono trattate altre metodologie di scavo largamente impiegate ancora oggi nella realizzazione di opere in sotterraneo come ad esempio lo scavo in tradizionale con la tecnica dei marciavanti e lo scavo in trincea economicamente impiegabile in presenza di bassi valori di copertura di terreno.

Molti parametri sono coinvolti con un ruolo diverso in ogni specifico caso di progetto. Sono coinvolte le caratteristiche del progetto e lo scopo, gli aspetti ambientali ed anche le questioni sociali. Ogni progetto è univoco e deve essere effettuato uno studio completo e dettagliato. I metodi di scavo nell'accezione più generale non sono mutualmente esclusivi. Le soluzioni ibride dovrebbero essere prese in considerazione quando le circostanze lo consentono (Barton, 2013).

La letteratura tecnica esistente relativa alla scelta del metodo di scavo nel tunnelling è normalmente empirica, basata sullo studio di casi particolari e molte valutazioni sono di tipo soggettivo definite dal progettista per lo specifico caso. La discussione è stata divisa in gruppi in base ai parametri coinvolti nella scelta del metodo di scavo.

1.1 – Considerazioni generali

La geometria di scavo nel caso di scavo meccanizzato con TBM è limitata ad una forma circolare mentre il metodo di scavo tradizionale con esplosivo consente lo scavo di sezioni aventi qualsiasi forma ragionevole in dipendenza dalle condizioni geo-strutturali in oggetto. Questa grande versatilità delle forme realizzabili presuppone un vantaggio del metodo Drill and Blast nei progetti con una complessa e varia forma della sezione trasversale, mentre il metodo di scavo meccanizzato è più appropriato per i progetti con forme circolari costanti (Ehrbar, 2008).

Con entrambi i metodi considerati si possono ottenere simili ampiezze della sezione. Nel caso specifico, le macchine di scavo a sezione totale possono essere impiegate per diametri di 2 - 3 m fino oltre i 15 m in accordo con quanto definito da Hansen (2008). Al giorno d'oggi, il metodo di scavo con TBM può essere utilizzato anche in sezioni di scavo più piccole mediante la tecnica del microtunnelling. In condizioni di roccia dura può avere successo a partire da 900 mm. (Nicholas, 2006). Le TBM sono più competitive per le gallerie con piccole sezioni trasversali (Nord et al., 1988, 2006; Gütter et al., 2011).

Esistono limitazioni in entrambi i metodi per diametri estremamente piccoli (Nord. Et al., 1988). Per quanto riguarda la disposizione generale, ad esempio raggio delle curve, pendenza, ecc., il metodo TBM ha più limitazioni (Holen, 1998; Stewart et al., 2006). Tuttavia, il metodo D&B non ha quasi limiti di sviluppo planimetrico del progetto (Holen, 1998; Jodl, 2011; Stewart et al., 2006). Per il metodo D&B infatti normalmente non ci sono limiti pratici relativi alle curve. Per le TBM, le curve strette possono causare problemi. La macchina di scavo TBM può superare un raggio minimo di 40 - 80 m, ma l'apparecchiatura di backup determina il raggio minimo che può essere da 150 a 450 m quando l'attrezzatura di backup risulta essere piuttosto articolata (Holen, 1998). D'altro canto, è possibile trasportare una TBM attraverso un tunnel già scavato con raggio ridotto. Il layout del progetto deve quindi tener conto di questo aspetto. La stessa TBM può sopportare qualsiasi pendenza,

tenendo conto che per pendenze ripide devono essere installate sistemi di ritegno aggiuntivi. La limitazione è ancora il backup ed i sistemi di trasporto.

La lunghezza del tunnel è un parametro chiave dal punto di vista tecnico ed economico. Il metodo TBM è più competitivo per le lunghe distanze mentre il metodo D&B è di preferibile impiego nei tratti brevi (Nord, 1988; Holen, 1998; Ehrbar, 2008; Jodl, 2011). Sarebbe quantomeno inappropriato definire lunghezze limite poiché ogni progetto ha le sue caratteristiche particolari.

In un gran numero di progetti sono richiesti lo scavo di nicchie, gallerie di diramazione, caverne, scavi di sezioni trasversali estese e pozzi. Poiché normalmente viene applicata la tecnica di scavo tradizionale con esplosivo, è necessario prendere in considerazione un costo aggiuntivo in attrezzature di perforazione e lavoratori con abilità specifiche (F.J. Macias & A. Bruland, 2014).

Va inoltre considerato che il tempo necessario al fine dell'inizio della fase di scavo della galleria nel metodo TBM è molto più lungo rispetto al metodo D&B in quanto richiede una complessa ed articolata procedura di montaggio delle macchine ed attrezzature nonché l'avvio dello scavo vero e proprio (Lislerud, 1988). Per una nuova TBM, i tempi di consegna sono di 6 - 12 mesi (Holen, 1998) o 10 - 12 mesi (Stewart et al., 2006; Hansen, 2008). Per un nuovo drill - jumbo impiegato per lo scavo convenzionale con esplosivo il tempo di consegna è stimato tra i 5 - 6 mesi (Stewart et al., 2006).

Il tempo di costruzione di una TBM ed il relativo backup, di piccole e medie dimensioni, richiede in genere 3 - 6 settimane a seconda delle condizioni locali e dei macchinari disponibili (Holen, 1998). I tempi di erezione sono altamente variabili in tutto il mondo e devono essere considerati con cautela.

In Figura 2 è riportato un grafico empirico da casi studiati in letteratura a livello mondiale che riporta l'incidenza del tempo di montaggio sul tempo totale di costruzione della galleria al variare della lunghezza dello scavo.

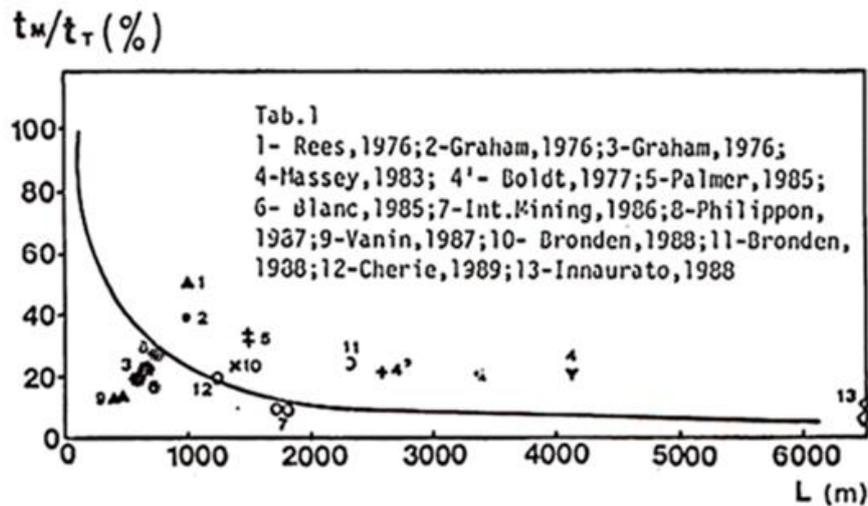


Figura 2 – Grafico riportante l'incidenza del tempo di montaggio (t_m) sul tempo complessivo di costruzione della galleria (t_r) al variare della sua lunghezza (L)

È anche importante considerare che il metodo TBM necessita di uno studio più completo in fase di progettazione con un'ampia indagine preliminare geologica con una grande incidenza sui costi totali, specie nel caso di gallerie di limitata lunghezza.

Una comparazione fra il metodo di scavo tradizionale con esplosivo e lo scavo meccanizzato a sezione totale è riportato in Tabella 3.

Tabella 3 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni generali di progetto (F.J. Macias & A. Bruland, 2014)

	D&B Method	TBM Method
Geometry	“Any” shape* Almost same range** 3 m ² –180 m ²	Circular TBM micro tunnelling: 0.9–3 m ²
Cross Section Area	Not competitive small	Competitive small
General layout	Almost no restrictions	Restrictions
Tunnel Length	Shorter Optimal 3 km	Longer (5 km–25 km)
Start-up Time	Shorter 5–6 months (new machine)	Much longer 6–12 months (new machine)
Niches and Branch Tunnels	Less problematic	More problematic

*“any shape” excavation means within reasonable contour tunnel.

**Commonly cross section areas used.

1.2 – Considerazioni sull’obiettivo dello scavo

La geometria dello scavo e la qualità finale richiesta sono considerazioni da ponderare adeguatamente per l'uso finale del progetto sotterraneo. Nelle gallerie idrauliche ad esempio, la differenza tra perdita di carico distribuita dovuta alla frizione alla parete tra tunnel scavato con TBM e perforazione a mezzo di tecnica D&B è notevole. Tuttavia, poiché nel metodo D&B è possibile scavare qualsiasi forma, è più adatta a qualsiasi scopo finale del progetto (Ehrbar, 2008).

Una comparazione fra il metodo di scavo tradizionale con esplosivo e lo scavo meccanizzato a sezione totale è riportato in Tabella 4.

Tabella 4 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sul risultato finale ottenibile (F.J. Macias & A. Bruland, 2014)

	D&B Method	TBM Method
Purpose by geometry	Any purpose	Variably suitable
Purpose by quality	Road Lower	Water Higher

1.3 – Considerazioni sulla salute, sicurezza e salubrità dell'ambiente di lavoro

In letteratura non ci sono quasi supporti di dati storici in tutto il mondo per dire se un metodo è più sicuro di un altro (Holen, 1998, Tarkoy, 1995), ma è ampiamente accettato che il numero di incidenti con il metodo TBM sia inferiore. Usando il metodo di scavo meccanico, si evita il rischio di incidenti gravi da stoccaggio o movimentazione di esplosivi (Hansen, 2008, Holen, 1998) e la sicurezza è maggiore nell'area del fronte e del cavo in lavorazione per le fasi ausiliarie (Tarkoy, 1991).

L'inquinamento dell'atmosfera lavorativa provocato dalle esplosioni è un problema nei vuoti scavati con metodo D&B, a causa dei gas tossici e della visibilità ridotta. La ventilazione del tunnel deve essere dimensionata per risolvere o almeno ridurre il problema. Questo problema non esiste se si predilige l'utilizzo di TBM.

Lo smarrino nei tunnel realizzati con metodo convenzionale viene normalmente eseguita con mezzi diesel. L'uso di mezzi con motori elettrici o nastri trasportatori è un'opzione, quindi l'inquinamento di scarico può essere eliminato. Nelle gallerie scavate con TBM lo smarrino viene effettuato dalla stessa TBM ed essa è sempre alimentata da elettricità. I nastri trasportatori sono più comuni nelle gallerie con TBM e l'inquinamento da trasporto è spesso un problema minore. Il principale problema di inquinamento nei tunnel scavati meccanicamente è la polvere, soprattutto se il contenuto di quarzo nella roccia è alto.

Il contenuto di polveri nel marino ottenuto da una TBM è superiore a quello contenuto in un marino ottenuto da D&B e proprio le polveri rappresentano un rischio per la salute. Usando il metodo di scavo meccanico si inducono meno disturbi ambientali, rumori e vibrazioni, nelle aree circostanti (Holen H., 1998; Hansen A.M., 2008). Inoltre, tale metodo è meno impattante da un punto di vista ambientale a causa di un minor tempo di costruzione ed accessibilità con strade e linee di servizi che sono più limitate (Holen H., 1998).

Per quanto riguarda l'organizzazione del lavoro, il metodo TBM è più vantaggioso del metodo D&B. L'operazione di scavo del tunnel è un'operazione continua (non ciclica), gli operatori svolgono attività ripetitive con competenze ed abilità altamente specializzate e circoscritte (Tarkoy P.J., 1995), il che significa meno fattore umano.

Una comparazione fra il metodo di scavo tradizionale con esplosivo e lo scavo meccanizzato a sezione totale è riportato in Tabella 5.

Tabella 5 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni su salute, sicurezza e salubrità dell'ambiente di lavoro; considerazioni sul disturbo ambientale connesso alle attività di scavo; considerazioni sull'organizzazione del lavoro (F.J. Macias & A. Bruland, 2014)

	D&B Method	TBM Method
Safety	Lower	Higher
Storage explosives	Terrorism and accident risk	Avoided
Handling explosives	Serious accident risk	Avoided
Rock support installation	No protected area	Protected area
Working environment	Temporary worse	Improved
Principal safety risk	Toxic gases Handling and storage explosives Loading and hauling	Dust Cutter changes
Noise and vibrations	Higher	Significantly lower
Environmental impact	More difficult acceptable	Easier acceptable
Blasting fumes	Continuously	Not
Avoid Contamination	Not possible	Reduction potential
Operation	Cyclical	Continuous (repetitive)
Manpower	Almost same manpower per volume excavated	
Exc./support operation	Interfere	Not interfere
Equipment for mucking	Inappropriate non continuous	Appropriate continuous
Construction crew	All skills required More difficult training	Less skills required Easier training

1.4 – Considerazioni sulla velocità di avanzamento, sulla flessibilità, sul rischio, stabilità e qualità del profilo dello scavo

La velocità di avanzamento dello scavo ha un impatto elevato sul tempo totale di costruzione e sui costi di scavo. In condizioni normali, per molti ricercatori è accettato che il tasso di avanzamento nel metodo TBM sia molto più alto rispetto al metodo Drill & Blast (Kaiser, 1994, Tarkoy, 1995, Holen, 1998, Stewart et al., 2006, Nord, 2006, Hansen, 2008, Ehrbar, 2008). Il tasso di scavo, in condizioni normali, con il metodo TBM è stimato 4 - 6 volte più veloce rispetto al metodo D&B (Tarkoy, 1995), 1.5 - 5 (Holen, 1998) o quasi a 1 - 3 volte secondo Stewart et al. (2006). Con il metodo D&B è più facile avanzare in zone in cui la roccia è fratturata a causa dell'elevata versatilità del metodo che consente l'esecuzione di presostegni e metodi ausiliari di ritegno dello scavo attuabili anche in caso di imprevisti (Lislerud, 1988). L'influenza delle condizioni geologiche e litostratigrafiche nello scavo della TBM rende la stima del tasso di avanzamento molto più difficile ed incerta (Nord et al., 2006).

Nello scavo di un'opera sotterranea riveste notevole importanza la flessibilità. Essa, in un metodo di scavo, è legata alla capacità di adattarlo ai cambiamenti nel profilo di scavo e alle condizioni generali della roccia. Il metodo con TBM è meno o addirittura non flessibile rispetto al metodo D&B. I cambiamenti del diametro dello scavo con TBM sono praticamente limitati dal design della macchina e dell'allineamento durante la fase di costruzione (Hansen, 2008; Stewart et al., 2006). Come precedentemente detto, il metodo Drill and Blast progredisce più facilmente nelle zone in cui la roccia risulta essere fratturata (Lislerud, 1988). Questo avanzamento più semplice comporta un basso rischio di sicurezza e di stabilità del sotterraneo. Il metodo D&B è il miglior metodo di scavo per progetti sotterranei con condizioni di roccia molto variabili o forme variabili (Ehrbar, 2008).

Il tunnelling, sia nel caso di impiego del metodo D&B che TBM, è esposto a rischi elevati, soprattutto perché il terreno da scavare e le sue conoscenze comportamentali sono limitate (Thomas et al., 2007).

Il metodo TBM ha un maggiore rischio nell'avanzamento (Stewart et al., 2006). Il rischio

nell'impiego di TBM assume particolare importanza nel caso di gallerie lunghe e profonde in roccia (Barton, 2000). Il metodo TBM richiede un'indagine geologica, una mappatura ed analisi più completi e dettagliati durante la fase di pianificazione. Più tempo e costi nella fase di progettazione sono necessari per valutare la fattibilità del progetto (Hansen, 2008; Bruland, 2010). Condizioni di roccia estremamente variabili favoriscono la scelta del metodo D&B (Ehrbar, 2008).

Lo scavo circolare è la forma più favorevole dal punto di vista della stabilità dello scavo, quindi il metodo di scavo con TBM ha più stabilità della roccia in condizioni normali (Hansen, 2008). In caso di afflusso di acqua ad alta pressione, il metodo D&B è più adatto (Ehrbar, 2008), grazie all'elevata flessibilità nell'applicazione di metodi di costruzione ausiliari ed applicazioni di supporti alla roccia. Inoltre, lo scavo con il metodo TBM provoca minor disturbo nella massa rocciosa attorno allo scavo. Il supporto richiesto, rispetto al metodo D&B, è significativamente ridotto nelle stesse condizioni geologiche (Tarkoy, 1991, Holen, 1998, Nord, 2006, Hansen, 2008).

Una comparazione fra il metodo di scavo tradizionale con esplosivo e lo scavo meccanizzato a sezione totale è riportato in Tabella 6.

Tabella 6 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sulla velocità di avanzamento dello scavo; considerazioni sulla flessibilità del metodo di scavo; considerazioni sul rischio geologico connesso all'attività di scavo; considerazioni sulla stabilità dello scavo; considerazioni sulla qualità del profilo dello scavo (F.J. Macias & A. Bruland, 2014)

	D&B Method	TBM Method
	Lower	Higher (1.5–6 times)
	Lower std. dev. (24%)*	Higher std. dev. (45%)**
	Better prediction	Uncertain prediction
Advance rate	Low potential	High potential
Rock mass influence	Lower	Much higher
*, **, Case stories (Stewart et al. (2006)).		
Profile	Highly	Not flexibility
Layout, rock support . .	High	Very low
Advance in crushed zones	Easier	Very difficult
Profile variability in construction	High	Fairly limited
Geological risk	Lower	Higher
Rock mass conditions	Any	Optimal midrange
Ground stability	Lower	Higher
Water inflow induced	Higher	Lower 50–75% reduction
Water pressure influence	Lower	Higher
Rock stress conditions	Lower delay risk	Higher delay risk
Rock support required	Increased Less predictable	Reduced 30–90% More predictable
Excavation variations	Great variability	No variability
Auxiliary support	Much easier Faster	More difficult Slower
Overbreak	Higher 15–25 cm.	Much lower <10 cm.
Tunnel profile quality	Difficult	Nearly total
Filling concrete	High extra cost	Limited extra cost
Concrete lining	Less predictable	More predictable

1.5 – Considerazioni sui costi di realizzazione

Gli studi dettagliati su tempi e costi di costruzione devono essere effettuati alle prime fasi del progetto e devono essere aggiornati periodicamente (Ehrbar, 2008). Nel metodo di scavo meccanico con TBM, il costo del capitale o l'investimento iniziale sono più alti mentre i costi marginali per la fase di scavo sono minori (Holen H., 1998). Ciò significa importanti finanze e flussi di cassa negativi all'inizio del progetto, comportando quindi un impatto finanziario importante. Tuttavia, i costi di durata, il funzionamento e la manutenzione per lo scavo della TBM, possono essere significativamente inferiori rispetto a quelli di un tunnel con metodo D&B (Hansen A.M., 2008).

Come già accennato, il metodo TBM riduce il supporto alla roccia. La quantità di supporti dello scavo e rivestimenti in calcestruzzo sono più prevedibili nel metodo TBM per condizioni normali (Hansen, 2008). Ciò significa minori costi di supporto alla roccia e costi di supporto e rivestimento più prevedibili. In ogni caso, la stima del costo del tunnel nel metodo TBM è molto più difficile e incerta (Nord et al., 2006).

Fra le varie voci di costo vanno annoverati i costi di trasporto delle attrezzature verso il sito di lavoro. Le attrezzature per D&B possono normalmente essere direttamente trasportate, ed i costi per il trasporto e l'erezione sono una parte poco considerevole del costo totale. Per il metodo di scavo con TBM è diverso. Il peso della TBM è molto più elevato di quello di un boomer ed è compreso tra 200 e 1000 tonnellate più il peso dell'attrezzatura di back up. La TBM ed il back up devono essere smantellati e il pezzo più pesante può raggiungere le 50 - 100 tonnellate. Potrebbero essere necessari il rafforzamento di strade e ponti e sono necessarie grandi gru per l'erezione. L'attrezzatura per la TBM dipende dal sistema di movimentazione del marino. Il montaggio dell'attrezzatura della TBM viene eseguita in una caverna o al di fuori del tunnel che devono essere preventivamente disposte a tal fine. I costi totali per il trasporto, il sollevamento e l'installazione specifici della TBM sono spesso compresi tra il 5 e il 10 % dei costi della macchina, ma ovviamente variano molto (Holen, 1998).

I costi di attivazione e di capitale sono più alti per il metodo di scavo con TBM, mentre i costi marginali per la fase di scavo sono inferiori. Pertanto, il tunnel deve superare una certa lunghezza per essere economico con l'impiego di TBM; la lunghezza minima per la scelta della TBM per motivi economici è di 5 - 6 km (Holen, 1998). Se ci sono restrizioni riguardo all'impiego di esplosivi, la TBM può essere l'alternativa giusta anche per i tunnel più brevi.

La lunghezza ottimale in termini economici per un tunnel D&B è normalmente di circa 3 km e per un tunnel TBM di 8 km (Holen, 1998). Il tasso di costo unitario per metro aumenta di più per un tunnel scavato con tecnica D&B che per un tunnel scavato con TBM. L'elevato capitale per lo scavo con TBM ed i costi di installazione possono essere distribuiti su più metri di tunnel. Per i tunnel scavati a mezzo di D&B la lunghezza aggiuntiva può causare una ventilazione aggiuntiva a spese proibitive.

Una comparazione fra il metodo di scavo tradizionale con esplosivo e lo scavo meccanizzato a sezione totale è riportato in Tabella 7.

Tabella 7 – Comparazione fra il metodo di scavo D&B e TBM relativamente alle considerazioni sui costi di costruzione (F.J. Macias & A. Bruland, 2014)

	D&B Method	TBM Method
Design cost	Lower	Higher
Initial investment	Lower	Higher
Adits impact: investment and cost	High	Limited
Marginal rate	More increased	Less increased
Construction costs	Not vary very much	Highly variable
Life time cost	Higher	Significantly lower

2 – Tecnologia Trenchless

Oggi giorno risulta sempre più complicato in aree ad elevato tasso demografico, poter eseguire scavi tradizionali a cielo aperto. Infatti, questa tecnica di scavo comporterebbe enormi disagi per la popolazione in quanto è richiesta la chiusura seppur parziale, di intere zone nevralgiche della città per tempi anche prolungati. Gli scavi a cielo aperto inoltre, sono sinonimo di elevate quantità di materiale da mobilitare per la realizzazione dello scavo, il che rende tale tecnica onerosa da un punto di vista economico con ovvi svantaggi in termini di sostenibilità ambientale.

Per poter quantomeno minimizzare i problemi legati allo scavo a cielo aperto in ambito urbano, si è sviluppata negli ultimi decenni una tecnologia di scavo utilizzata per la posa, la sostituzione ed il risanamento di reti di sottoservizi come gasdotti, acquedotti, telecomunicazioni e fognature, definita “*Trenchless*”. Con il termine “*Trenchless*” o “*No-Dig*” che letteralmente tradotte significano “senza trincea o senza scavo”, si intendono tutte le operazioni di scavo in cui la movimentazione di materiale viene ridotta al minimo. Infatti, lo scavo a cielo aperto è ridotto se non eliminato del tutto attribuendo a tale tecnologia enormi vantaggi soprattutto di natura socio-ambientale. Adoperando tale tecnologia di scavo è possibile ridurre al minimo il degrado della pavimentazione stradale con conseguente diminuzione dei disagi sociali che inevitabilmente conseguono ad uno scavo in area urbana. Come già citato, rispetto agli scavi tradizionali a cielo aperto, la quantità di materiale da movimentare è notevolmente ridotto aumentando così la snellezza del cantiere. Nella Normativa italiana viene ampiamente contemplato il ricorso alla tecnologia “*Trenchless*” per la posa, la sostituzione ed il risanamento di reti di sottoservizi in particolare nel:

- D.M. del 4 Aprile 2014, Norme Tecniche per gli attraversamenti e i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie e altre linee di trasporto;
- Articolo 66, Comma 1 del DPR 495/1992, Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada:” *Gli attraversamenti trasversali in sotterraneo sono posizionati in*

appositi manufatti o in cunicoli e pozzetti, sono realizzati, ove possibile, con sistema a spinta degli stessi nel corpo stradale e devono essere idonei a proteggere gli impianti in essi collocati ed assorbire le sollecitazioni derivanti dalla circolazione stradale”;

- D.Lgs 285/1992, *“Non possono essere effettuati, senza preventiva concessione dell'ente proprietario, attraversamenti od uso della sede stradale e relative pertinenze con corsi d'acqua, condutture idriche, linee elettriche e di telecomunicazione, sia aeree che in cavo sotterraneo, sottopassi e sovrappassi, teleferiche di qualsiasi specie, gasdotti, serbatoi di combustibili liquidi, o con altri impianti ed opere, che possono comunque interessare la proprietà stradale. Le opere di cui sopra devono, per quanto possibile, essere realizzate in modo tale che il loro uso e la loro manutenzione non intralci la circolazione dei veicoli sulle strade, garantendo l'accessibilità dalle fasce di pertinenza della strada”.*
- Direttiva della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 3 Marzo 1999
Articolo 1: *“La connessa finalità è quella di promuovere la scelta di interventi che non comportino in prospettiva la diminuzione della fluidità del traffico per i ripetuti lavori interessanti le strade urbane, contribuendo così sia ad evitare gli effetti di congestionamento causato dalle sezioni occupate, sia a contenere i consumi energetici, ridurre i livelli di inquinamento, nonché l'impatto visivo al fine di salvaguardare l'ambiente ed il paesaggio e realizzare economie a lungo termine”;*
Articolo 5: *“Relativamente ai servizi interrati, qualora sussistano dubbi sulla effettiva localizzazione degli impianti tecnologici, deve essere valutata, di volta in volta, la possibilità di impiego di sistemi tecnici innovativi che consentano interventi nel sottosuolo senza l'effrazione della superficie, sia per la conoscenza di quanto sottostante (indagine geognostica), sia per la posa di cavi (perforazione orizzontale controllata)”.*

Si stima inoltre che negli scavi realizzati tramite tecnologia Trenchless ci sia un sensibile aumento della sicurezza nei cantieri con una diminuzione degli infortuni del 70% oltre agli elevati risparmi in termini economici, in termini di tempistiche ed in termini energetici. La convenienza di questa tecnologia di scavo risulta ancora più lampante quando, nella valutazione complessiva dei costi, si considera anche la valutazione economica dei benefici ambientali che conferma come questa tecnica di scavo sia compatibile con l'ambiente.

Le regole e gli standard di impiego di questa tecnologia di scavo sono state emesse dalla DWA A, l'associazione tedesca per le acque bianche, nere e per il controllo dell'inquinamento dell'acqua. I regolamenti oggi in vigore fanno riferimento allo standard di lavoro della ATV A 125 il cui oggetto "*Pipe Jacking and related techniques*" è datato 1996 per la prima edizione mentre la revisione attuale risale al 2008 (DWA A 125). Tali direttive trattano la posa sotterranea di tubazioni senza scavo a cielo aperto in cui la cavità può essere creata con diversi sistemi (scavo, spinta, spostamento e percussione) ed il tubo può essere posato entro la cavità a spinta o tiro entro la cavità o all'interno di tubazioni esistenti. Questa tecnologia trova largo impiego in posa di condotte fognarie e di sottoservizi in genere per tracciati rettilinei e talvolta anche curvilinei con tubazioni rigide o flessibili per tubi finali o tubi guaina, mentre non viene applicata agli scavi di gallerie in tradizionale.

Con tecnologia di scavo "*Trenchless*" si intendono tutta una serie di sistemi e tecniche di scavo che differiscono tra di loro per finalità, attrezzature utilizzate e per la tecnologia ad esse applicata avendo come fattore in comune la minimizzazione dei disturbi prodotti in superficie. Una suddivisione di massima della finalità di uno scavo secondo la tecnologia "*Trenchless*" viene rappresentata in Figura 3 in cui è possibile individuare cinque macro-famiglie sotto il più comune termine "*Trenchless Technology*".

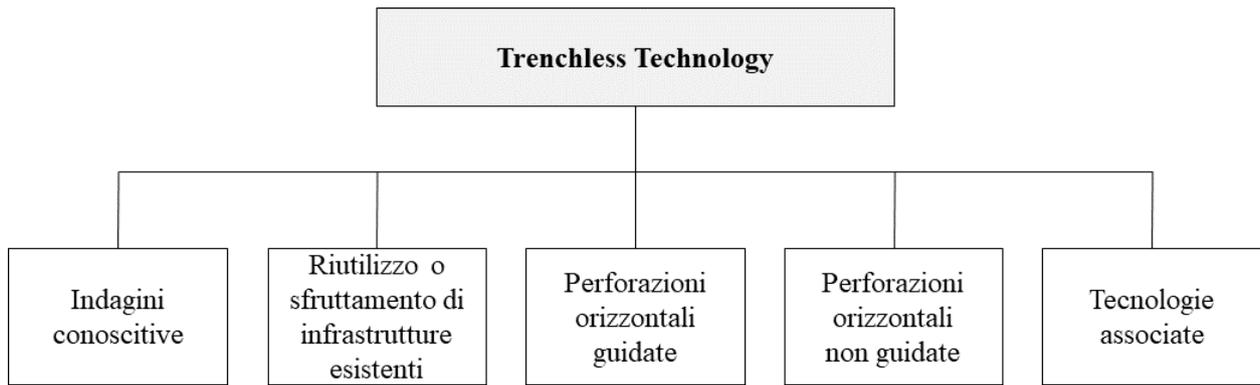


Figura 3 – Suddivisione in macro-famiglie con cui viene ripartita la tecnologia di scavo “Trenchless” (Italian Association for Trenchless Technology, IATT)

Analogamente è possibile individuare uno schema (Figura 4) in grado di evidenziare quali siano i metodi di scavo che differiscono tra di loro per tecnologia ed attrezzature allo stato dell’arte attuale eseguite all’interno del più ampio contesto dello scavo con tecnologia Trenchless.

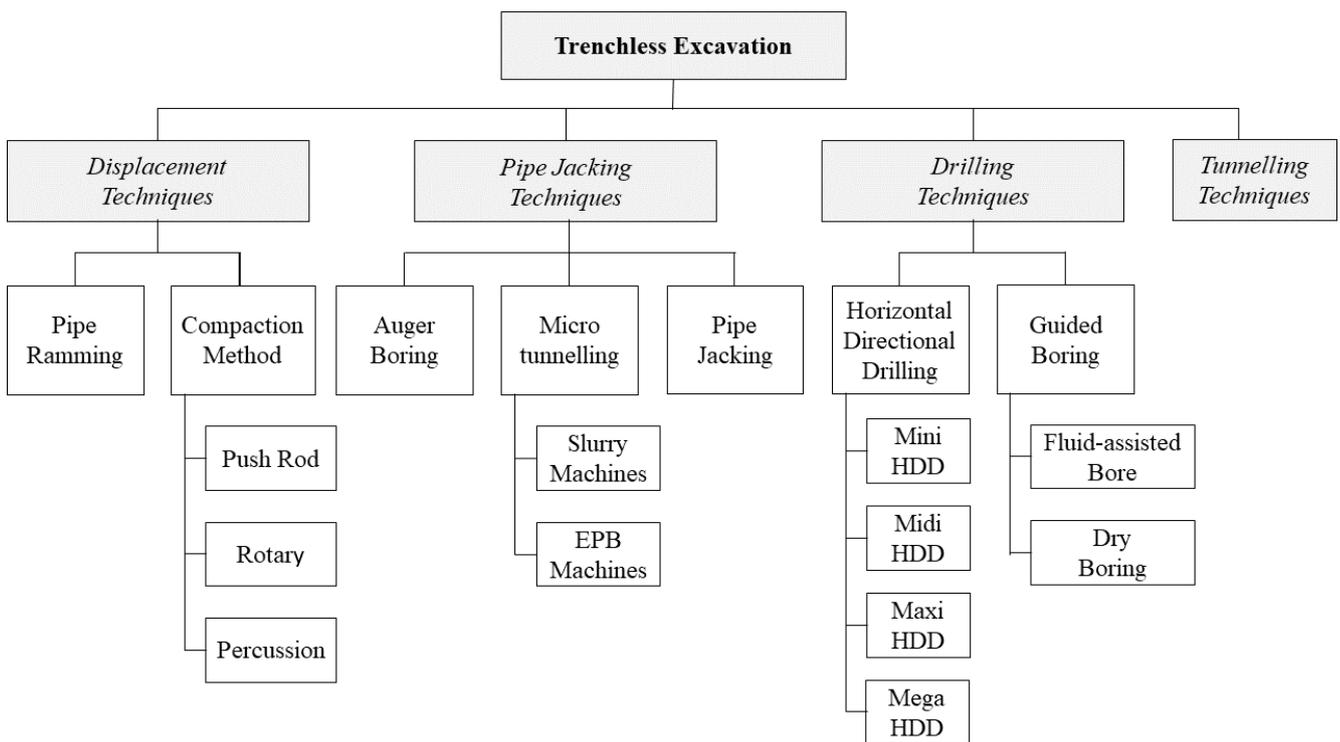


Figura 4 – Suddivisione dei metodi di scavo che adoperano la tecnologia “Trenchless”

Secondo quanto suggerito nei criteri di progettazione al capitolo 8 della ATV A 125, vi è da rispettare un valore di copertura minima per la realizzazione di opere secondo la tecnologia Trenchless. Infatti, in presenza di strade, in cui la copertura è riferita alla distanza verticale minima tra la quota superiore

del corpo stradale e la generatrice esterna superiore, la copertura minima viene indicata nella relazione (2.1):

$$h_{min} > 2 \cdot D_e > 2 \text{ m} \quad (2.1)$$

dove h_{min} rappresenta il valore di copertura (m);

D_e rappresenta il diametro esterno della condotta (m).

Qualora invece vi sia la presenza di corsi d'acqua in cui l'alveo non è rivestito, la copertura minima che deve essere rispettata è riportata nella relazione (2.2) nel caso di scavo con tecnologia Microtunnelling e nella relazione (2.3) nel caso di scavo con seconde perforazioni orizzontali controllate (HDD):

$$2 \cdot D_e < h_{min} > 3 \text{ m} \quad (2.2)$$

$$10 \cdot D_e < h_{min} > 5 \text{ m} \quad (2.3)$$

dove h_{min} rappresenta il valore di copertura (m);

D_e rappresenta il diametro esterno della condotta (m).

Recentemente è stata introdotta da UNI, su proposta di IATT (*Italian Association for Trenchless Technology*) la nuova prassi di riferimento UNI PdR 26/2017 relativa a “*Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrate a basso impatto ambientale*” il cui scopo è quello di fornire elementi utili su questi aspetti oltre che standardizzarne l'utilizzo. Tra questi vi si trovano le linee guida per la posa di tubazioni a spinta mediante perforazioni orizzontali, in cui sono anche contenuti tutti i criteri normativi del Microtunnelling.

Nei seguenti paragrafi vengono illustrati nel dettaglio i metodi di scavo riportati nello schema di Figura 4.

2.1 – Displacement Techniques

Con il termine “*Soil Displacement Techniques*”, letteralmente tradotto in italiano con “tecniche di spostamento del terreno”, si intendono quei metodi di scavo in cui un corpo cilindrico metallico viene spinto all’interno del mezzo e alimentato pneumaticamente o idraulicamente senza dunque la necessità di rimozione del terreno. Il processo si finalizza con la creazione di una cavità in cui le condotte vengono poste immediatamente a valle del corpo cilindrico evitando così la chiusura del cavo appena realizzato. Se il mezzo scavato invece risulta particolarmente stabile è possibile inserire le condotte in un secondo momento.

2.1.1 – *Pipe Ramming*

La tecnica del *Pipe Ramming*, anche nota in italiano con “Spingitubo a percussione pneumatica”, fa parte della più ampia tecnica di scavo attraverso Spingitubo il cui sistema di spinta risulta essere pneumatico. Qualora invece la tecnica dello Spingitubo sia alimentata da un sistema di spinta idraulico si parlerebbe di *Pipe Jacking*.

Questa tecnica è particolarmente adoperata per la realizzazione di scavi per la posa di condotte in calcestruzzo armato, in vetroresina ed in acciaio aventi lunghezza relativamente contenute inferiori ai 100 m e diametri compresi tra i 200 mm e i 4000 mm per l’attraversamento di sedi stradali e ferroviarie. Lo scavo attraverso questa tecnica risulta essere non guidato di conseguenza non è possibile modificare la traiettoria con il progredire dello scavo.

In Figura 5 viene riportata una vista schematica di tale metodo in cui non è contemplata la presenza del personale addetto all’interno delle tubazioni installate ed in cui si può osservare la snellezza del cantiere dove il circuito di aria compressa risulta di fondamentale importanza. Inoltre, si osserva come

questa tecnica risulti particolarmente economica e a basso impatto ambientale se impiegata per brevi attraversamenti di sedi stradali o di alvei fluviale in terreni prevalentemente soffici.



Figura 5 – Schema qualitativo di un cantiere in cui si adopera la tecnica di scavo secondo Pipe Ramming (tracto-technik.co.uk)

La fase preparatoria del cantiere prevede la realizzazione di due camere, una di lancio e una di arrivo. La profondità di tali camere è direttamente proporzionabili alle dimensioni delle tubazioni da installare mentre lo scavo solitamente viene eseguito su un'area di 10 m x 4,5 m. Successivamente si realizza una platea di fondazione in magrone di calcestruzzo su cui viene posizionato il sistema di spinta. A questo punto è possibile procedere con lo scavo vero e proprio.

In questa tecnica di scavo le tubazioni vengono spinte all'interno del sottosuolo attraverso un sistema pneumatico, man mano vengono calate nuove sezioni di tubi e giuntante con la sezione precedente ed infine fatte avanzare. Lo scudo di testa è solitamente aperto, ma nel caso di installazione di tubi con dimensioni minori esso può risultare anche chiuso generando una compressione del terreno entro le zone marginali del tubo stesso. Lo scudo aperto prevede la presenza di piccoli intagli in grado di ridurre l'attrito tra tubo e terreno migliorandone le condizioni di carico sulle tubazioni. In linea del tutto generale è possibile impiegare lo scudo aperto in terreni consistenti in quanto con questa configurazione di scavo il terreno non deve essere compresso mentre, è preferibile un utilizzo dello scudo di testa chiuso in presenza di terreno non in grado di autosostenersi durante le operazioni di scavo.

Nel caso di impiego di uno scudo di testa aperto, il materiale scavato viene accumulato all'interno della tubazione stessa ed una volta ultimato il processo di posa ed installazione delle tubazioni è possibile procedere con l'espulsione di esso attraverso l'ausilio di aria compressa o getti di acqua. Durante la fase di avanzamento dello scavo, per minimizzare l'attrito tra tubazione e terreno viene spesso impiegato del fango bentonitico che richiede però un impianto di trattamento dedicato che incide notevolmente da un punto di vista economico sulla realizzazione dell'opera.

2.1.2 – *Compaction Method*

Questa tecnica di realizzazione di vuoti nel sottosuolo, nella sua accezione originaria, rientra nei metodi di scavo non guidati ed è tra le prime ad essere utilizzate nell'ambito della "Trenchless Technology". Questo metodo di scavo si avvale di diverse tecniche che consistono in un corpo cilindrico metallico avente una testa a scalpello spinto all'interno del mezzo e alimentato pneumaticamente o idraulicamente e viene impiegato per la posa di reti di sottoservizi aventi lunghezza massima di circa 30 metri. Anche in questo caso si rendono necessarie opere preliminari quali la creazione di camere di lancio e di ricezione della sonda metallica alla quale viene applicata una forza di spinta statica ("*Push Rod Method*"), una forza rotatoria ("*Rotary Method*") o ancora una forza di impatto dinamica ("*Percussion Method*") dove la massa battente esercita un impatto sulla sonda e spinge in avanti sia il corpo cilindrico metallico sia il tubo ad esso collegato (*Impact Molding*).

La lunghezza della sonda metallica infissa nel sottosuolo è compresa tra 0,9 m e 2,15 m e solitamente non superano i 180 mm di diametro rendendo questa tecnica di scavo adatta solamente per tubazioni di sezione limitata.

Il processo si finalizza con la creazione di una cavità a seguito della compressione del terreno entro le zone marginali e la posa direttamente durante la perforazione del tubo, collegato opportunamente

alla coda della lancia metallica, senza dunque rimozione del marino prodotto durante lo scavo. L'utilizzo di questa tecnica risulta ottimale per la posa in ambito urbano di tubazioni aventi lunghezza limitata per via delle ridotte dimensioni dei macchinari impiegati, mentre risulta condizionato dalla presenza di trovanti di dimensioni significative rispetto al macchinario stesso. In Figura 6 viene illustrato il principio di funzionamento di tale tecnica a seguito della compressione del mezzo.

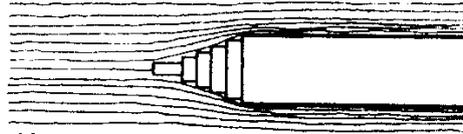
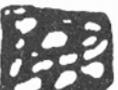


Figura 6 – Compressione del terreno derivante dall'utilizzo della "Compaction Method" (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

In Tabella 8 viene riportato il grado di compressibilità e dunque di lavorabilità di alcuni tipi di terreno; questo requisito infatti risulta di fondamentale importanza al fine del corretto utilizzo di tale tecnica di scavo.

Tabella 8 – Grado di compressibilità di alcuni tipi di terreni (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Tipo di terreno		Condizioni	Grado di compressibilità
	Asciutto di granulometria mista	Basso addensamento	Elevato
	Asciutto di granulometria mista	Elevato addensamento	Basso
	Saturo in acqua di granulometria mista	Più fine la granulometria, più bassa la permeabilità	Basso senza deflusso di acqua
	Granulometria omogenea	Elevato addensamento	Elevato solo dopo la comminuzione dei singoli grani
	Grani di forma angolare	/	Basso
	Grani di forma tondeggianti	/	Elevato

In Figura 7 si riporta una vista schematica di tale metodo in cui si apprezza la snellezza e la semplicità del cantiere da esso derivato.

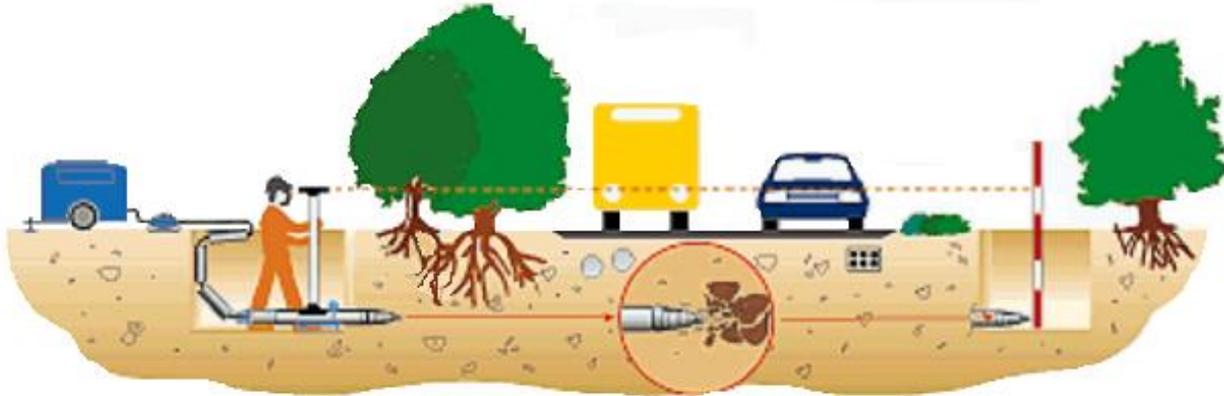


Figura 7 – Schema qualitativo di un cantiere in cui si adopera il metodo di scavo “impact moling” (tracto-technik.co.uk)

Oggi giorno è possibile trovare sul mercato anche moli ad impatto guidate, in cui è possibile variare la direzione del tracciato attraverso una sonda metallica avente una testa inclinata. Questo metodo è del tutto simile alle operazioni di scavo attraverso trivellazioni orizzontali controllate (HDD) che verranno trattate in seguito.

2.2 – Pipe Jacking Techniques

La tecnica del Pipe Jacking fa parte della più ampia tecnica di scavo attraverso Spingitubo il cui sistema di spinta risulta essere idraulico. È prevista la realizzazione di due pozzi, uno destinato al lancio e l'altro alla ricezione ed al recupero della testa fresante, entrambi devono essere progettati sia per un uso temporaneo sia per un uso definitivo. Per assicurare la corretta spinta dei martinetti idraulici risulta fondamentale, dopo aver realizzato la platea di fondazione in magrone di calcestruzzo, il getto e la creazione di un muro di contropinta il quale deve essere dimensionato per sopportare la massima spinta di avanzamento. Le opere preparatorie vengono ultimate con la realizzazione della zona di imbocco della macchina, realizzata in calcestruzzo non armato in quanto le macchine impiegate non consentono di tagliare il ferro, e del muro di intestazione, realizzato per il fissaggio dell'anello di tenuta.

L'anello di tenuta è un elemento fondamentale e viene impiegato per impedire infiltrazioni di acqua e quindi l'abbassamento della falda ed evita altresì fuoriuscite di fango bentonitico nel pozzo di spinta. Si tratta di un anello in acciaio, avente diametro superiore a quello della macchina impiegata, sul quale viene installata una guarnizione con profilo a doppio labbro. L'anello di tenuta viene progettato in funzione della pressione idraulica presente alla quota di scavo.

I segmenti di tubazione vengono dunque spinti all'interno del sottosuolo guidati da una fresa scudata o aperta fino al raggiungimento dell'estensione massima dei martinetti idraulici, successivamente ritratti per poter calare nel pozzo il nuovo segmento di tubazione che viene saldato a quello precedente e nuovamente spinto nel terreno. Tale operazione si ripete ciclicamente fino al raggiungimento della testa fresante del pozzo di ricezione.

La testa di scavo risulta avere una dimensione maggiore rispetto al tubo spinto, questo fenomeno noto anche come *overcut*, risulta fondamentale per poter correttamente installare le tubazioni e ridurre al minimo l'attrito tra tubazione e terreno. Il vuoto derivante dall'*overcut* viene riempito con miscele

bentonitiche in pressione attraverso apposite valvole presenti nelle tubazioni al fine di ridurre i valori di attrito tra tubazione e terreno garantendo altresì bassi valori di subsidenza superficiale.

Le condotte installate con questa tecnica di scavo sono solitamente prefabbricate in calcestruzzo armato con una elevata classe di resistenza per poter sopportare senza danneggiamenti le elevate pressioni impartite dal telaio di spinta. La corretta progettazione dello spessore e del peso delle sezioni di tubazioni è di fondamentale importanza e viene eseguita tenendo conto della massima forza di compressione agente sulla singola sezione. Tali sezioni di tubazione possono raggiungere anche i 40 cm di spessore e pesare fino a 50 tonnellate.

Con questa tecnica di scavo è possibile raggiungere lunghezze notevoli fino a distanze di 2000 metri. Tale valore è puramente indicativo infatti, la lunghezza massima raggiungibile, risulta fortemente condizionata dal diametro nominale delle tubazioni installate e dal tipo di materiale, dalle condizioni geologiche e dal numero di stazioni intermedie di spinta in grado di ridurre la pressione di lavoro dei martinetti idraulici.

Con il termine Pipe Jacking è possibile indicare una specifica tecnica di installazione di condotte in sotterranea oppure un processo applicabile ad altre tecnologie di scavo secondo la tecnologia Trenchless. Infatti, quando si parla di Pipe Jacking inteso come processo applicabile ad altre tecnologie di scavo si fa riferimento a operazioni di scavo che contemplano lo sfruttamento della forza prodotta da martinetti idraulici per poter spingere nel terreno le condotte. Tale concetto di sistemi di spinta idraulici viene adottato dalle tecniche di scavo quali Auger boring (pressotrivella) e Microtunnelling.

2.2.1 – Auger Boring

Questa tecnica di scavo non guidata, denominata in italiano pressotrivella, viene utilizzata per la posa e l'installazione di tratti rettilinei di reti di sottoservizi quali gasdotti, acquedotti e fognature. Solitamente impiegata per perforazioni orizzontali sia in terreni argillosi consistenti e soffici sia in terreni sabbiosi e ghiaiosi, che non superino i 100 metri di lunghezza, preferibilmente dunque utilizzabile in attraversamenti di sedi stradali o ferroviari, prevede la posa di tubazioni aventi dimensioni che variano da 250 mm fino a 1400 mm di diametro. Oggigiorno sono presenti sul mercato anche pressotrivelle guidate con cui è possibile realizzare tratti di tubazioni curvilinee.

Le opere preparatorie sono le medesime esplicate nel capitolo introduttivo 2.2 – Pipe Jacking Technique e contempla la realizzazione di due pozzi, uno di spinta e uno di arrivo in cui vengono recuperate per un successivo riutilizzo le coclee. Le dimensioni di tali camere variano contestualmente all'ingombro della trivella e dalla lunghezza delle sezioni di tubazione. Per esempio, per la posa di tubi aventi una lunghezza di 3 metri, la camera di spinta deve avere dimensioni pari a 9,5 m x 4 m.

La tecnica si avvale dell'utilizzo di una pressotrivella a coclea, anche detta perforatrice orizzontale o trivella orizzontale, in grado di asportare il materiale di risulta, contemporaneamente all'avanzare della perforazione, convogliandolo dal fronte di scavo fino al pozzo di spinta dove verrà successivamente rimosso attraverso mezzi meccanici.

Le fasi operative prevedono, dopo l'installazione alla quota di progetto della pressotrivella, il posizionamento della prima sezione di tubazione sul telaio della trivella con all'interno la coclea di smarino. La tubazione viene poi spinta dal sistema idraulico che sostiene la pressotrivella e successivamente assemblate e saldate con le sezioni di tubo successive. Durante tutto l'avanzamento della perforazione è possibile monitorare la pressione di spinta, la lunghezza effettiva di infissione,

la velocità di rotazione della trivella e la consistenza e tipologia del materiale estratto. Il processo di scavo si conclude con il recupero delle aste di perforazione che avviene nel pozzo di arrivo.

Una rappresentazione schematica della tecnica di scavo con pressotrivella è riportata in Figura 8.



Figura 8 – Rappresentazione qualitativa della tecnica di scavo con pressotrivella (cognigni.net)

2.2.2 – *Microtunnelling*

La tecnica di scavo con Microtunnelling rappresenta, tra tutti i metodi di scavo attraverso la tecnologia Trenchless, il metodo più utilizzato a livello globale in quanto ottimamente impiegabile anche in aree ad elevato grado di urbanizzazione in pressoché qualsiasi condizione geologica. Il trattamento di questa tecnica di scavo risulta più dettagliata rispetto agli altri metodi in quanto di importanza primaria per lo svolgimento dell'elaborato finale di tesi. Versatile, guidato ed assolutamente compatibile con l'ambiente, questo metodo di scavo può essere abilmente impiegato sia in condizioni geologiche considerate "difficili" sia in presenza di acqua di falda.

L'International Society for Trenchless Technology (ISTT) definisce il Microtunnelling come un metodo di scavo controllato in remoto, guidato e facente parte della Pipe Jacking Technique, che assicura una spinta al fronte di scavo costante in modo da garantirne la stabilità ed in cui l'accesso al personale non è consentito.

Inizialmente con il termine Microtunnelling si descrivevano le operazioni di scavo meccanizzato senza accesso del personale presso il fronte aventi diametro massimo di 800 mm (in Germania 900 mm). Allo stato dell'arte attuale invece, grazie al progredire di questa tecnologia, è possibile la realizzazione in remoto di vuoti aventi diametro compresi tra i 400 mm fino ad arrivare ai 4 metri.

Le opere preparatorie della tecnologia del Microtunnelling prevedono la realizzazione di due pozzi, uno per la spinta e uno per l'estrazione della testa fresante. Le dimensioni tipiche dei pozzi dipendono dall'ingombro dell'attrezzatura impiegata e dall'ingombro del sistema di sicurezza previsto per l'evacuazione del personale (numero e tipo di scale). Le dimensioni indicative dei pozzi vengono riportate in Tabella 9.

Tabella 9 – Dimensioni indicative dei pozzi di spinta e di estrazione al variare delle dimensioni del tubo adottate

DN (mm)	D _e (mm)	Lunghezza tubo (m)	Diametro Pozzo di spinta circolare (m)	Dimensioni Pozzo di spinta rettangolare (m)	Diametro Pozzo di estrazione circolare (m)	Dimensioni Pozzo di estrazione rettangolare (m)
200-300	406	1	2	2,5 · 2	2	2 · 2
400-800	560-970	2	3,2	4,5 · 3	2,5	3 · 2,5
800-1400	1100-1720	3	6,5	6 · 4,5	/	4,5 · 3
1500-3000	1820-3600	3,5	10	10,5 · 7	/	6 · 5

Le soluzioni tecniche più adottate per la realizzazione dei pozzi di spinta e di estrazione sono:

- Blindoscavo: sistema studiato per risolvere l'esigenza di sicurezza negli scavi anche in situazioni in cui è richiesto un sistema autoaffondante. Prevede l'installazione di un sistema modulare di pannelli in acciaio distanziati da un traversone che attribuisce a tale sistema grande libertà di movimento all'interno dello scavo. Con questa tecnica i pannelli di acciaio possono avere distanze comprese tra i 90 cm e i 4 metri e lo scavo può raggiungere una profondità massima di 5 metri;
- Scatolare in calcestruzzo armato;
- Scatolare autoaffondante;
- Palancole metalliche vibroinfisse;
- Paratia di pali secanti o accostati;
- Jet grouting;
- Diaframma in calcestruzzo armato con idrofresa;
- Vertical shaft sinking con VSM;

- Micropali e spritz beton.

Con questa tecnica è possibile la posa di reti di sottoservizi nel sottosuolo minimizzando le interferenze di cantiere e il volume di marino ed ottimizzando costi e prestazioni. La tecnologia utilizzata è pressoché la medesima impiegata per la realizzazione di galleria di grande diametro tramite l'impiego di Tunnel Boring Machine (TBM).

Questo metodo di scavo prevede il lancio di una testa fresante controllata in remoto sulla quale sono installati gli utensili di scavo che variano a seconda della geologia del mezzo. La macchina di scavo, anche detta microtunneller, viene spinta da un sistema idraulico installato nel pozzo di lancio che trova contrasto in un muro di contropinta ed è inoltre possibile realizzare tracciati curvilinei.

I microtunneller impiegati possono essere principalmente di due diversi tipi: MTBM aperte qualora le condizioni geologiche siano rappresentate da formazioni rocciose stabili ed in assenza di acqua di falda mentre in presenza di terreni o formazioni geologiche instabili allora si opta per l'impiego di macchine scudate (Shield Machine) in grado di garantire la stabilità sia del cavo sia del fronte di scavo.

La spinta necessaria all'avanzamento viene impartita da martinetti idraulici secondo due tipologie principali. La prima prevede l'utilizzo di un carrello di spinta standard, impiegato per grandi diametri, in cui i martinetti installati a posteriori dei tubi spinta garantiscono una maggiore continuità della perforazione. La seconda configurazione invece prevede l'impiego di carrelli di spinta compatti con martinetti idraulici laterali in cui la spinta del singolo tubo avviene in 2 o 3 fasi. Questo tipo di carrelli di spinta vengono impiegati in pozzi profondi e per diametri di scavo medio-piccoli.

Con questa tecnica è pertanto possibile l'avanzamento della testa fresante per realizzare vuoti di medio-piccolo diametro e contemporaneamente l'allontanamento dal fronte di scavo del marino prodotto che nella maggior parte dei casi avviene per circolazione di fango bentonitico. Questa peculiarità rende tale metodo di scavo continuo, assicurandone elevati valori di produttività.

Per garantire un'adeguata sicurezza nel bloccare lo scivolamento delle condotte in fase di installazione quando i martinetti di spinta vengono ritratti per poter installare un nuovo tubo, vi è la presenza di un dispositivo frenante. Infatti, a causa della lubrificazione della condotta con fango bentonitico iniettato nell'overcut o anulus, le forze di attrito risultano notevolmente ridotte e ciò rende possibile che i tubi possano essere spinti all'esterno dallo scavo già realizzato. Il dispositivo frenante consiste di due ganasce poggiate al binario di spinta che si chiudono attorno all'ultimo tubo inserito tramite un pistone idraulico collocato alla sommità come mostrato in Figura 9.

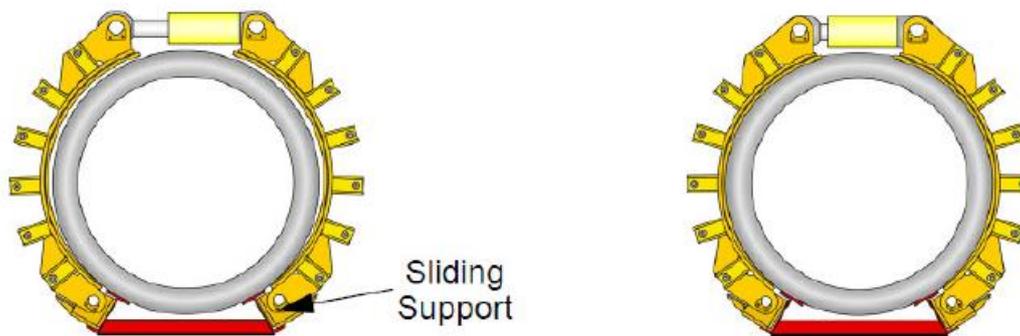


Figura 9 – Dispositivo frenante installato nel pozzo di lancio. Lato sinistro: il dispositivo frenante è aperto, questa configurazione è adottata in fase di spinta dei tubi. Lato destro: il dispositivo frenante è chiuso, questa configurazione è adottata quando i martinetti idraulici di spinta vengono ritratti per l'installazione di un nuovo tubo

In Figura 10 si riportata una rappresentazione tridimensionale di un pozzo di spinta in cui è possibile apprezzare la presenza del telaio di spinta, del sistema frenante e dell'anello di tenuta.

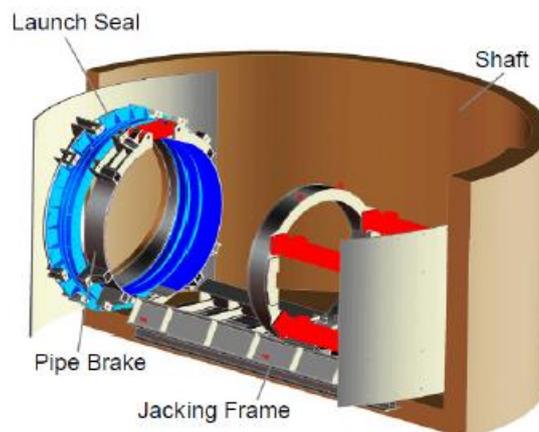


Figura 10 – Rappresentazione 3D di un pozzo di spinta

Inoltre, se lo scavo viene realizzato sotto falda, sono previste iniezioni di miscele cementizie all'imbocco dello scavo sia nel pozzo di lancio sia nel pozzo di ricezione per assicurare che non si verifichino venute d'acqua all'interno del cantiere come mostrato in Figura 11.

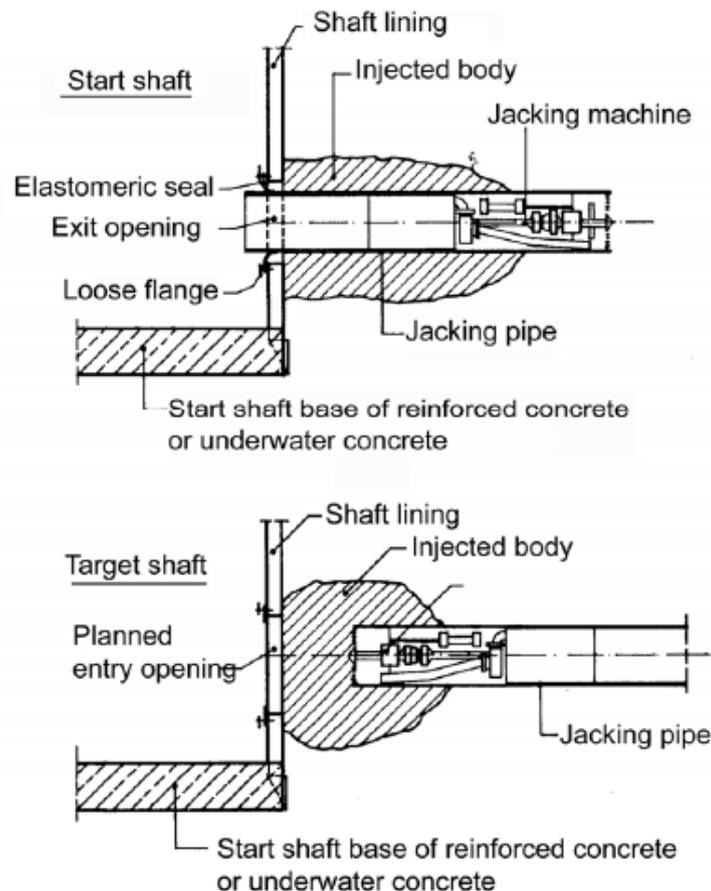


Figura 11 – Volume iniettato nel pozzo di lancio e nel pozzo di arrivo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

In Figura 12 viene riportato una rappresentazione schematica di un cantiere urbano tipico in cui ci si avvale dell'utilizzo della tecnica del Microtunnelling per la realizzazione e la posa di reti di sottoservizi. Si può inoltre notare come il disturbo arrecato a seguito dello scavo sia minimo infatti, a parte i pozzi di lancio e di ricezione, non è contemplata nessun'altra delimitazione di area di cantiere rendendo tale metodo estremamente adatto all'impiego in aree urbane. È possibile inoltre la realizzazione di pozzi intermedi solitamente impiegati per lunghezze di scavo elevate in cui risulta necessaria la sostituzione degli utensili di scavo della testa fresante.

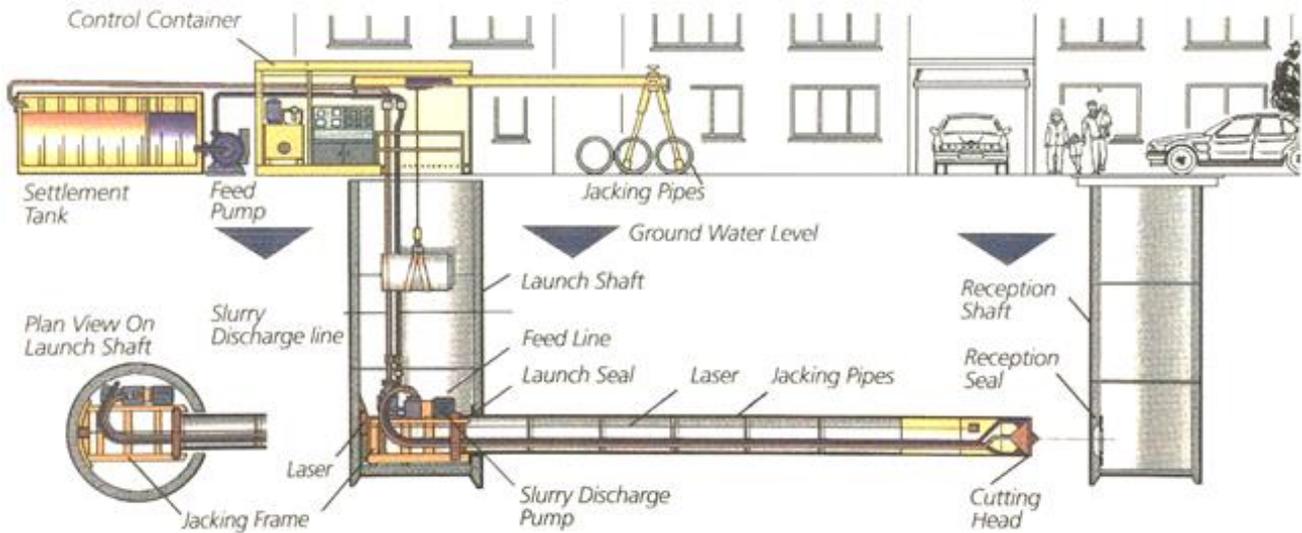


Figura 12 – Vista schematica di un cantiere urbano con utilizzo di Microtunnelling in cui si osservano i pozzi di lancio e di ricezione della macchina, la linea di alimentazione con fango bentonitico ed il telaio di spinta rappresentato da martinetti idraulici (Pipe Jacking) (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)

Il Microtunnelling in aerea urbana prevede lo scavo meccanizzato a piena sezione attraverso l'impiego di macchine scudate (Shield Machine) in grado di garantire la stabilità sia del cavo sia del fronte. Le macchine più utilizzate a livello globale sono rappresentate dalle EPB (Earth Pressure Balance) e dalle macchine Slurry (Slurry Shield e Hydro-Shield Machine). Queste tecniche di scavo, si basano sul principio comune di applicare una pressione al fronte di scavo in grado di eguagliare la pressione litostatica del terreno ed eventualmente quella idrostatica garantendo così la stabilità del fronte e minimizzando i fenomeni di cedimenti in superficie. Lo schema delle forze agenti al fronte di scavo viene riportato in Figura 13.

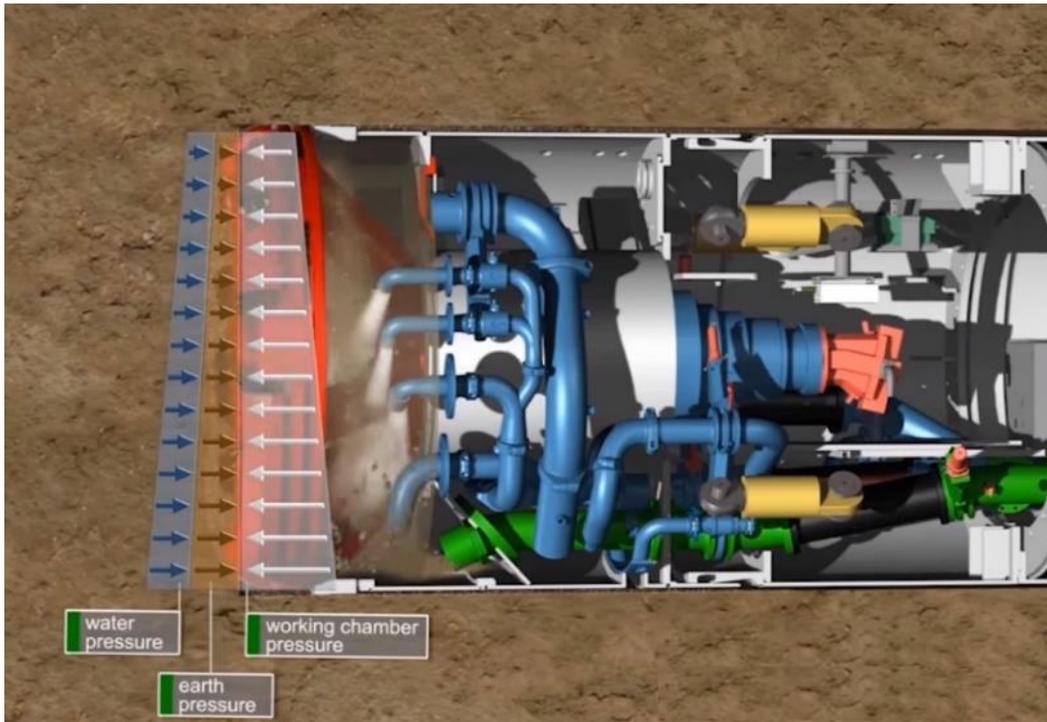


Figura 13 – Schema delle pressioni agenti al fronte di scavo (Herrenknecht.com)

Installati sulla testa fresante vi sono gli utensili di taglio, adattabili alle differenti condizioni geologiche, che rendono consono l'utilizzo di queste tipologie di macchine in ogni tipo di situazione. Infatti, in presenza di rocce tenere ed in particolare in terreni dalle caratteristiche plastiche si prescrive l'installazione di utensili standard o striscianti, mentre nel caso di mezzo più consistente o roccia avente elevati valori di resistenza a compressione, gli utensili di scavo vengono rappresentati da utensili rotolanti a disco. Per macchine in grado di realizzare scavi aventi un diametro maggiore di 1200 mm, è normalmente possibile l'accesso del personale autorizzato all'interno della camera di scavo per la sostituzione degli utensili usurati.

Sono altresì presenti alcune varianti dei metodi sopraindicati, infatti è possibile trovare sul mercato macchine per Minitunnel tra cui *Roadheader Tunnel Machine* e *Mechanised Excavator Machine* che rappresentano le macchine di scavo dette “a sezione di scavo parziale”. Le prime prevedono la presenza di un braccio brandeggiabile su cui è installata una fresa ad attacco puntuale che, lavorando sotto la protezione di uno scudo in acciaio, è in grado di realizzare vuoti in terreni e rocce tenere. Lo smarino avviene per mezzo di nastri trasportatori che convogliano il materiale nel pozzo di lancio

dove viene infine rimosso. Per quanto riguarda le Mechanised Excavator Machine il principio di funzionamento è il medesimo ma la fresa viene sostituita da un braccio telescopico con una benna installata all'estremità. Entrambe le configurazioni vengono solitamente impiegate in terreni omogenei ed in cui non vi è la presenza di acqua di falda. La tecnica del Minitunnelling si differenzia dal Microtunneling in quanto completato lo sfondo di avanzamento solitamente dell'ordine del metro, risulta necessario il getto del rivestimento definitivo. L'avanzamento avviene attraverso un sistema idraulico di spinta che trova contrasto contro l'ultimo concio di rivestimento definitivo realizzato.

In Figura 14 vengono riportate alcune possibili configurazioni con cui realizzare vuoti secondo la tecnica del Microtunnelling e del Minitunnelling.

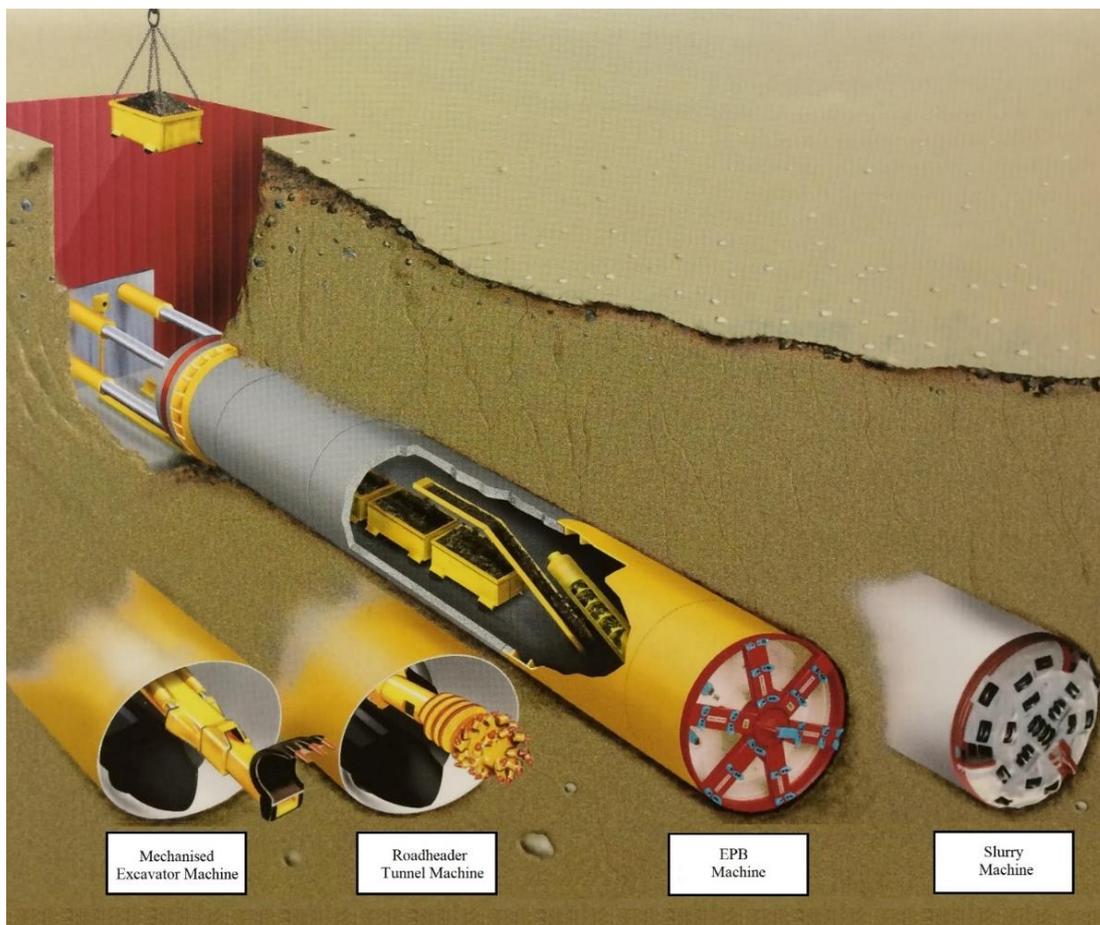


Figura 14 – Schema qualitativo delle differenti configurazioni della tecnica del Microtunnelling e del Minitunnelling (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)

La corretta scelta sul tipo di macchina da utilizzare viene accuratamente ponderata considerando le condizioni geologiche ed idrogeologiche del mezzo da scavare. Per assicurare la prestazione ottimale della macchina è pertanto necessaria una conoscenza approfondita del mezzo attraverso accurate ed onerose indagini geognostiche.

È possibile fare un confronto con le raccomandazioni reperibili in letteratura per quanto riguarda lo scavo meccanizzato a piena sezione di grande diametro, per la configurazione di scavo da adottare al variare dei principali parametri geotecnici dei terreni. Essa viene riportata a titolo di esempio in quanto la tecnologia impiegata per grandi diametri differisce, seppur non in modo significativo, da quella impiegata per la realizzazione di microtunnel. Un primo schema riportante la suddivisione delle macchine di grande diametro (TBM) viene riportato in Figura 15 e a seguire, in Tabella 10, viene indicato l'impiego di ogni macchina al variare dei parametri geotecnici del terreno sia in condizioni sature che in condizioni asciutte, nonché i tipi di utensili da impiegare.

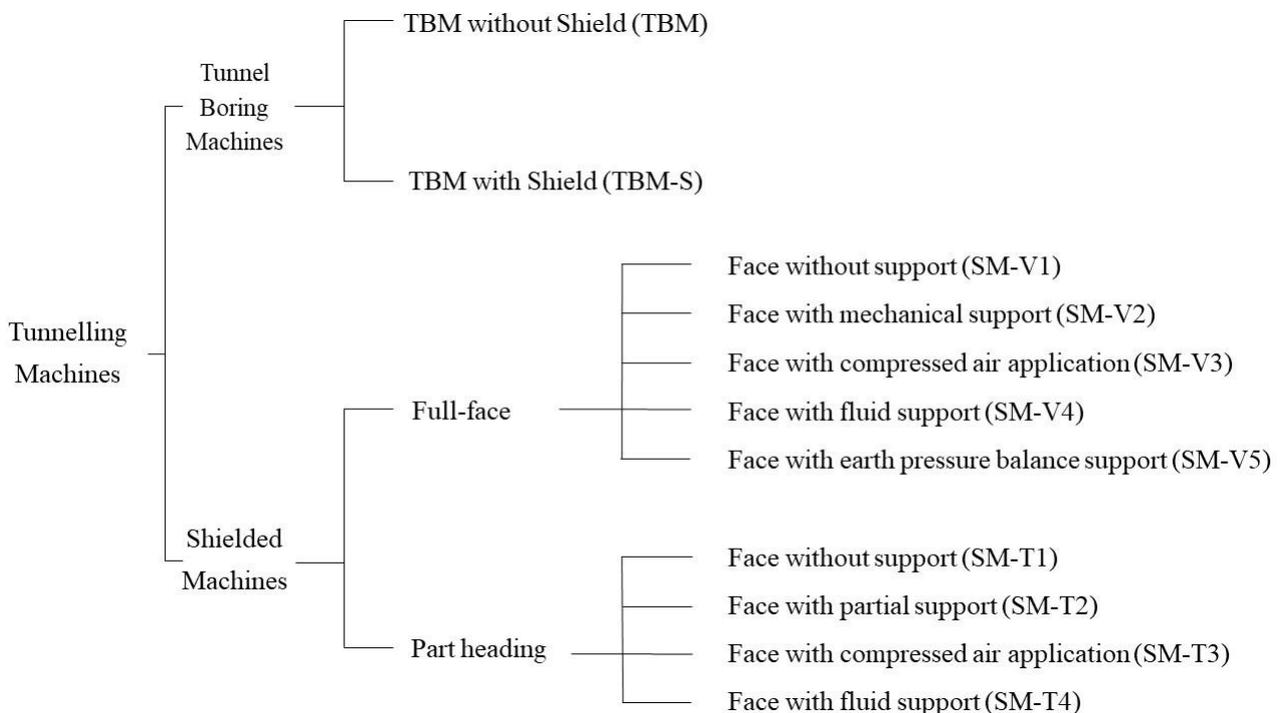


Figura 15 – Distinzione delle TBM impiegato nello scavo di grande diametro (*Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen - DAUB*)

Tabella 10 – Scelta del tipo di macchina da impiegare al variare dei parametri geotecnici del terreno, in condizioni sature e asciutte e indicazione sugli utensili di scavo da impiegare (Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen - DAUB)

Geo-technische Kennwerte Geotechnical Parameters	Baugrund Subsoil	Fels/Festgestein/Hard rock/soil		Boden/Lockergestein/Soft rock/soil			
		standfest bis nachbrüchig competent to caving in	nachbrüchig bis gebüch caving in to unstable	bindig standfest cohesive stable	bindig nicht standfest cohesive not stable	Wechsellagerung mixed conditions	nicht bindig non-cohesive
Gesteinsfestigkeit σ_D [MN/m ²] Rock Compressive strength		300 bis 50	50 bis 5	1,0	0,1		
Zugfestigkeit σ_z [MN/m ²] Tensile strength		25 bis 5	5 bis 0,5				
RQD-Wert RQD value	RQD [%]	100 bis 50	50 bis 10				
Kluftabstand Fissure spacing	[m]	> 2,0 bis 0,6	0,6 bis 0,06				
Kohäsion Cohesion	Cu [kN/m ²]			≥ 30	30 bis 5	30 bis 5	
Kornverteilung Grain distribution	< 0,02 [%] < 0,06 [μ]			30 ≥ 30	30 ≥ 30		10
TBM	o.W.						
TBM	m.W.						
TBM-S mit Schild TBM-S with shield	o.W.						
TBM-S mit Schild TBM-S with shield	m.W.						
SM-V1 ohne Stützung SM-V1 without support	o.W.						
SM-V1 ohne Stützung SM-V1 without support	m.W.						
SM-V2 mechan. Stützung SM-V2 mech. support	o.W.						
SM-V2 mechan. Stützung SM-V2 mech. support	m.W.						
SM-V3 mit Druckluft SM-V3 with compressed air	o.W.						
SM-V3 mit Druckluft SM-V3 with compressed air	m.W.						
SM-V4 Flüssigkeitsstützung SM-V4 fluid support	o.W.						
SM-V4 Flüssigkeitsstützung SM-V4 fluid support	m.W.						
SM-V5 Erddruck-Stützung SM-V5 earth pressure balance support	o.W.						
SM-V5 Erddruck-Stützung SM-V5 earth pressure balance support	m.W.						
SM-T1 ohne Stützung SM-T1 without support	o.W.						
SM-T1 ohne Stützung SM-T1 without support	m.W.						
SM-T2 Teilstützung SM-T2 partial support	o.W.						
SM-T2 Teilstützung SM-T2 partial support	m.W.						
SM-T3 mit Druckluft SM-T3 with compressed air	o.W.						
SM-T3 mit Druckluft SM-T3 with compressed air	m.W.						
SM-T4 Flüssigkeitsstützung SM-T4 fluid support	o.W.						
SM-T4 Flüssigkeitsstützung SM-T4 fluid support	m.W.						
Abbauwerkzeug Extraction tool	V	rollend (Diskenmeißel) rolling (cutter disc)	rollend (Diskenmeißel) rolling (disc bit)	schälend (Flachmeißel) stripping (flat bit)	schälend (Flachmeißel) stripping (chisel)	lösend/schälend (Stichel/Flachmeißel) loosening/stripping (cutter/flat bit)	lösend (Stichel) loosening (pick)
	T	ritzend (Spitzmeißel) notching (pick)	ritzend (Spitzmeißel) notching (point bit)	ritzend (Spitzmeißel) notching (point bit)	schälend (Flachmeißel) stripping (flat bit)	schälend (Flachmeißel) stripping (flat bit)	lösend (Stichel) loosening (pick)
o.W. = ohne Grund- bzw. Schichtwasser/without groundwater or underground water				Haupt Einsatzbereich/Main field of application			
m.W. = mit Grund- bzw. Schichtwasser /with groundwater or underground water				Einsatz möglich/application possible			

Nello scavo in area urbana, dove risulta fondamentale minimizzare i cedimenti in superficie al fine di non arrecare danno alle strutture esistenti e qualora la condizioni geologiche lo consentano, le macchine Earth Pressure Balance (EPB) e le macchine Slurry risultano le più utilizzate. Infatti, la possibilità di poter controllare la pressione al fronte di scavo minimizza la possibile estrusione del fronte derivante dalla spinta litostatica e idrica con conseguente diminuzione del volume perso. Con volume perso si intende la somma dei cedimenti che si verificano al fronte di scavo, sotto lo scudo di

protezione a causa del sovrascavo e tra le sezioni di condotte già installate ed il terreno. Perciò, minimizzare la perdita di volume equivale a ridurre il volume del bacino di subsidenza.

Fondamentale nella corretta scelta del tipo di macchina da impiegare in area urbana risultano la conoscenza delle curve granulometriche del terreno e il valore di permeabilità k del mezzo. La conoscenza di questi due valori infatti è in grado di rendere una tecnica preferibile sull'altra come mostrato nella Figura 16 e nella Figura 17.

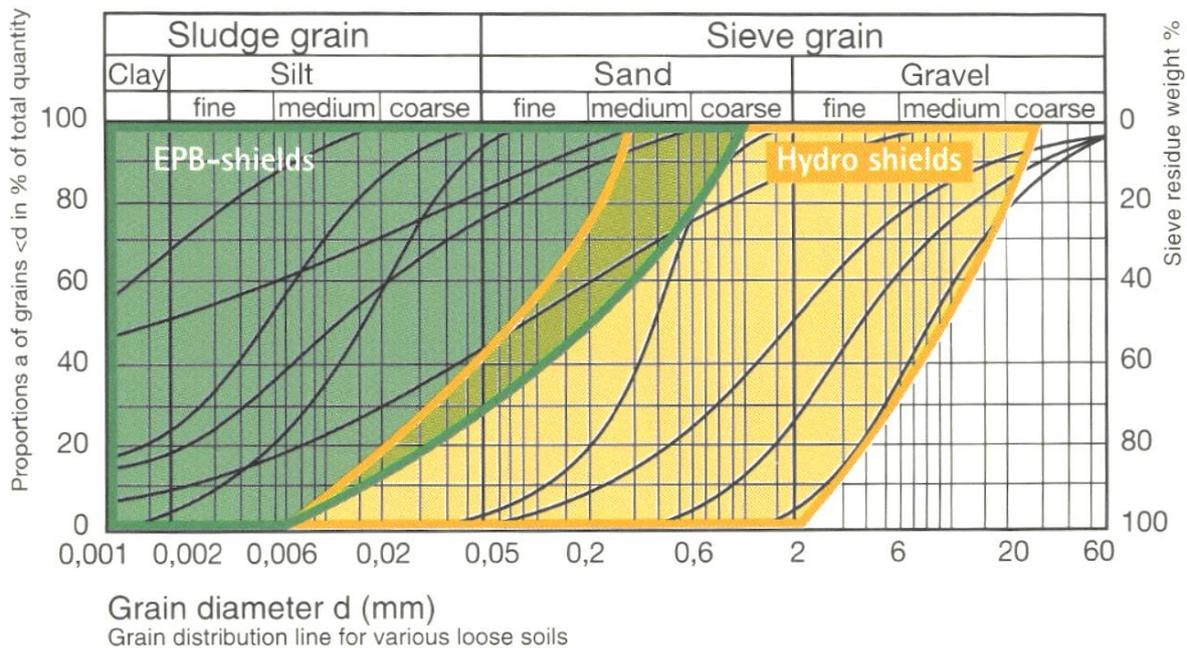


Figura 16 – Scelta della macchina da impiegare nel Microtunnelling al variare delle curve granulometriche del mezzo (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)

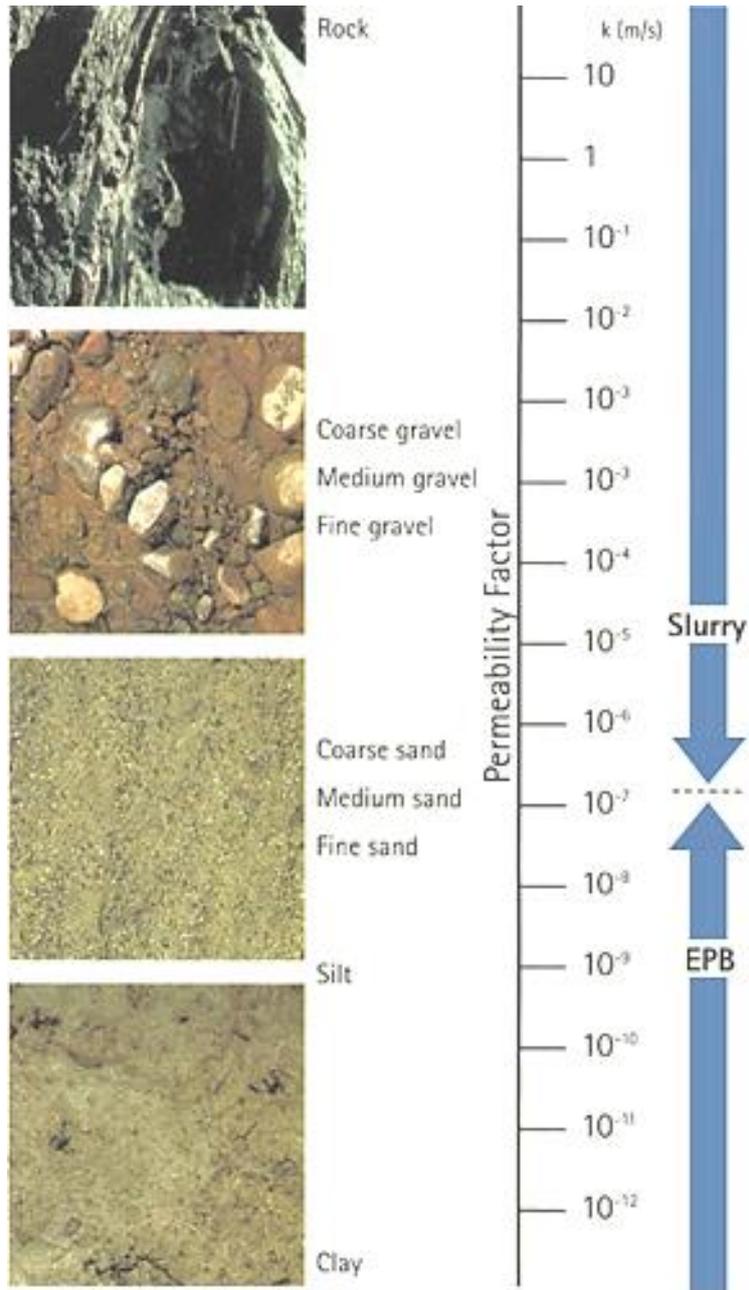


Figura 17 – Scelta della macchina da impiegare nel Microtunneling al variare del valore di permeabilità del mezzo (Pipe Jacking with Microtunneling, Herrenknecht Tunneling Systems)

2.2.2.1 – Macchine Slurry

Le macchine Slurry sono in grado di supportare il fronte di scavo grazie alla pressione ad esso applicata attraverso l'immissione di fango bentonitico. L'utilizzo del fango bentonitico ha dunque un duplice vantaggio: infatti viene impiegato sia per l'allontanamento dal fronte del materiale scavato, sia per garantire la stabilità del fronte stesso. La pressione di esercizio del fango bentonitico deve essere tale da controbilanciare la spinta litostatica ed eventualmente quella idrica presenti oltre il fronte di scavo. In tutte le fasi di scavo risulta fondamentale assicurare che la pressione di esercizio del fango bentonitico non diminuisca in seguito ad eventuali perdite del fango stesso. Infatti, questa situazione può tradursi in un aumento dell'estrusione del fronte, con conseguente aumento del volume perso che risulta direttamente collegato ad un aumento dei cedimenti superficiali.

La miscela di acqua e bentonite, attraverso un sistema di pompe e condotte, viene convogliata al fronte di scavo dove viene a contatto con il materiale da scavare. Qui la componente solida si separa dall'acqua, infatti la bentonite sigilla i vuoti del mezzo mentre l'acqua è libera di permeare all'interno del mezzo. A seguito di tale fenomeno si crea un film tanto sottile quanto impermeabile detto *filter cake* in grado di garantire il mantenimento di elevate pressioni di esercizio. Il film impermeabile viene così generato è immediatamente rimosso dall'azione rotante della testa fresante per poi essere nuovamente rigenerato.

Fondamentale in tutte le fasi di scavo con macchine Slurry è assicurare che non vi siano cadute di pressione a seguito della fuga attraverso il mezzo del fango bentonitico. Questa peculiarità rende tale tecnica di scavo più adatta ad un mezzo avente una granulometria più fine in cui il controllo della pressione di scavo risulta ottimale. Qualora invece lo scavo venga effettuato in un mezzo avente una granulometria maggiore, il rischio di fuga del fango bentonitico è concreto con una conseguente diminuzione dell'efficienza dello scavo nel controllo della pressione.

All'interno della camera di scavo in pressione vi è un frantoio rotante di forma conica il cui compito è quello di comminuire il materiale scavato fino a granulometrie idonee al trasporto in sospensione

nel fango bentonitico. Il materiale così trattato è convogliato fino in superficie dove viene trattato per favorire il recupero della bentonite la quale viene riutilizzata nelle fasi di scavo successive.

Nello scavo con macchine Slurry è pertanto fondamentale prevedere un adeguato impianto di trattamento dei fanghi. Solitamente è prevista l'installazione, oltre che dell'impianto di separazione, anche di un impianto di miscelazione di acqua e bentonite. Lo scopo dell'impianto di trattamento è quello di recuperare più bentonite possibile dalle fasi di scavo precedenti ottimizzando le operazioni di scavo sia da un punto di vista economico sia da un punto di vista ambientale. Pertanto, un buon impianto di separazione consente di operare a circuito praticamente chiuso.

Un tipico impianto di trattamento fanghi per questo tipo di macchine prevede principalmente tre componenti:

- Vagli: impiegati per la separazione della componente più grossolana, sopra i 4-5 mm;
- Cicloni: impiegati per la separazione dei grani aventi una granulometria superiore ai 75 μm ;
- Filtropresse e separazione chimica con additivi flocculanti: impiegati per la separazione dei finissimi e per la chiarificazione delle acque.

L'impianto di trattamento e separazione del fango bentonitico può talvolta essere impiegato con una non ottimale efficienza. Infatti, nel caso in cui nel mezzo da scavare sia presente argilla, l'impianto di trattamento ed in particolare la filtropressa, trova difficoltà nel separare la bentonite dalle argille presente nel terreno in quanto in grado di separare esclusivamente in base alla granulometria. In questi casi ne risente l'efficienza di separazione dell'impianto a causa di un elevato volume di bentonite persa.

In Figura 18 viene riportata in vista laterale, la rappresentazione di una tipica macchina che utilizza il sistema Slurry in cui è possibile osservare il posizionamento delle componenti meccaniche in essa presenti ed in Figura 19 i tipici campi di applicazione e diametri di scavo realizzabili con questa tecnologia.

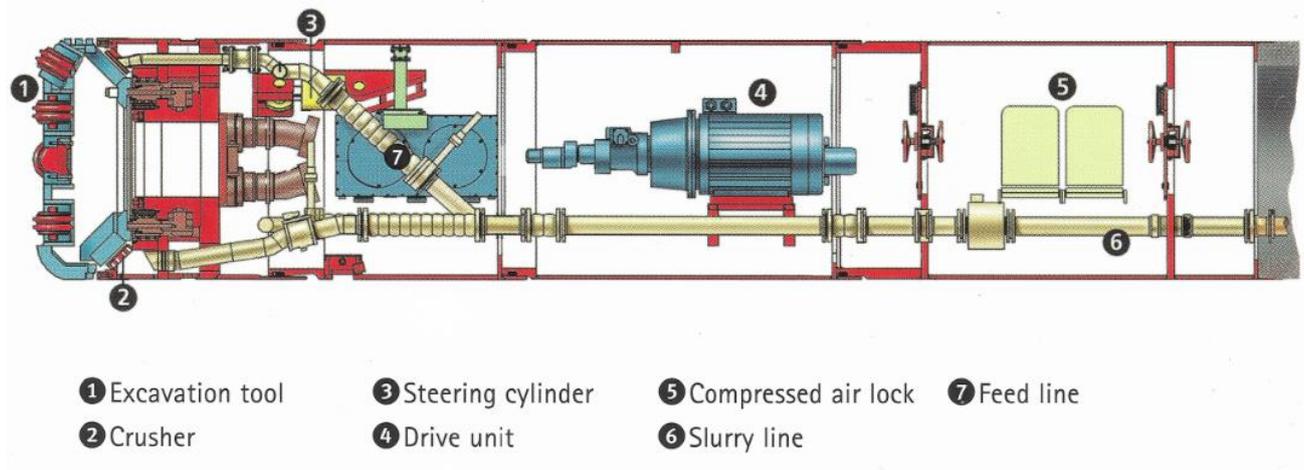


Figura 18 – Vista laterale di una macchina Slurry (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems)

AREA OF APPLICATION:

	Nominal diameter DN [m]				
Employment	0.2	1.0	2.0	3.0	4.0
Rock					
Gravel/sand					
Silt/clay					
0.25 < Area of employment < 4.2					

Employment above groundwater level
 Employment is also possible beneath groundwater level

Figura 19 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina Slurry (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems)

Oggi giorno viene largamente impiegata in tutto il mondo una variante di tale macchina rappresentata dalle cosiddette Hydroshield. Queste macchine vengono impiegate in situazioni in cui, a causa del rapido alternarsi di condizioni geologiche differenti, viene richiesta un maggior controllo della pressione al fronte di scavo al fine di evitarne il collasso. Infatti, in questo tipo di macchine vi è la presenza di una paratia sommersa (submerged wall) che separa in due sezioni contigue la camera di scavo. La camera di scavo anteriore, quella a contatto con il fronte di scavo, rimane completamente satura di fango bentonitico così da garantire la stabilità del fronte, mentre nella parte retrostante vi è la presenza di un cuscinetto di aria compressa nella zona sommitale mentre nella parte bassa, a

contatto con la paratia sommersa vi è fango bentonitico. Regolando la pressione dell'aria all'interno del cuscinetto, è possibile dunque variare istantaneamente la pressione del fango bentonitico all'interno della camera di scavo garantendo così il valore corretto di pressione al fine di assicurare la stabilità del fronte di scavo. La presenza dunque di due camere limitrofe assicura una maggiore precisione nel controllo della pressione al fronte, infatti nel caso di macchine Slurry convenzionali, variare la pressione del fango bentonitico richiede più tempo rispetto a variare la pressione all'interno del cuscinetto d'aria.

Inoltre, utilizzando le macchine Hydroshield si riducono notevolmente i valori di pressione di picco raggiunti all'interno della camera di scavo come mostrato nel grafico di Figura 20.

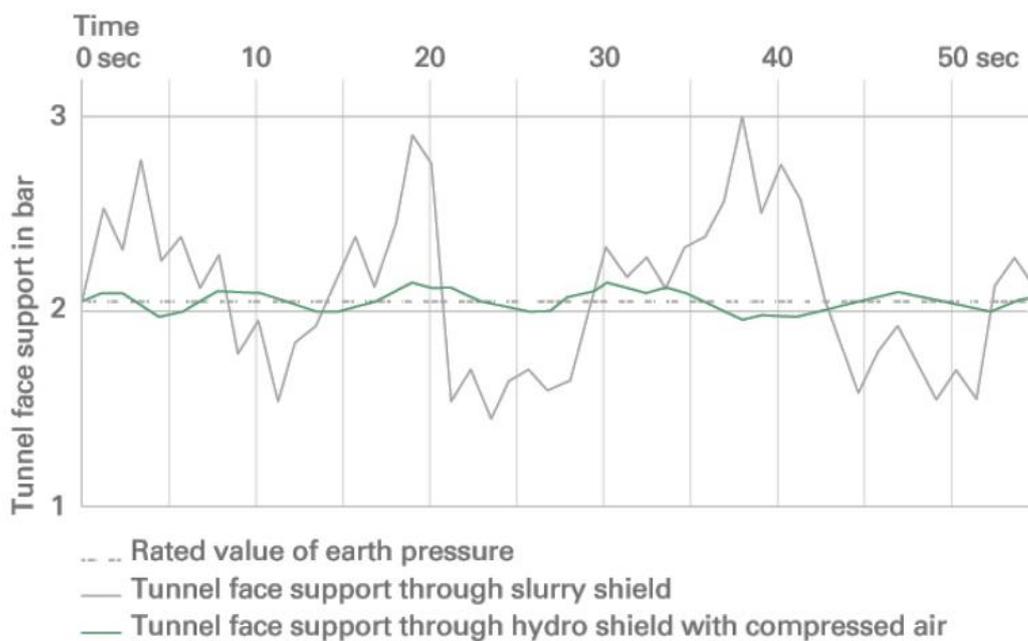


Figura 20 – Comparazione dell'andamento delle pressioni all'interno della camera di scavo utilizzando le macchine Slurry Shield e le macchine Hydroshield (Herrenknecht.com)

Questa peculiarità rende le macchine Hydroshield ideali in ambito urbano in presenza di significative e repentine variazioni delle condizioni geologiche del mezzo in quanto in grado di garantire bassissimi cedimenti superficiali potendo meglio controllare la pressione all'interno della camera di scavo.

In Figura 21 viene riportata in vista laterale, la rappresentazione di una tipica macchina che utilizza il sistema Hydroschild in cui è possibile osservare il posizionamento delle componenti meccaniche in essa presenti ed in Figura 22 i tipici campi di applicazione e diametri di scavo realizzabili con questa tecnologia.

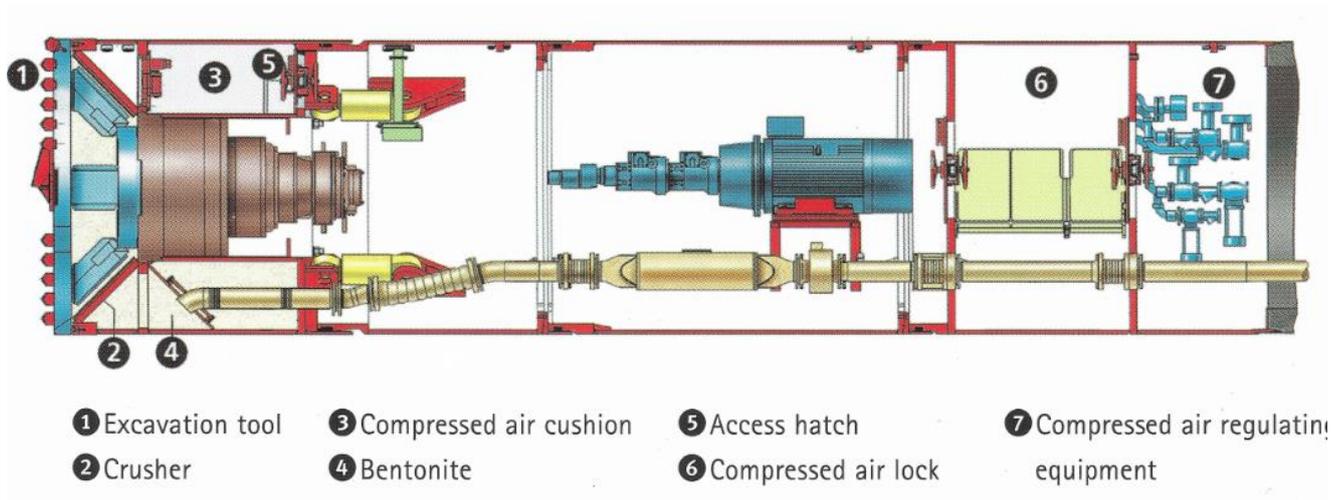


Figura 21 – Vista laterale di una macchina Hydroschild (*Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems*)

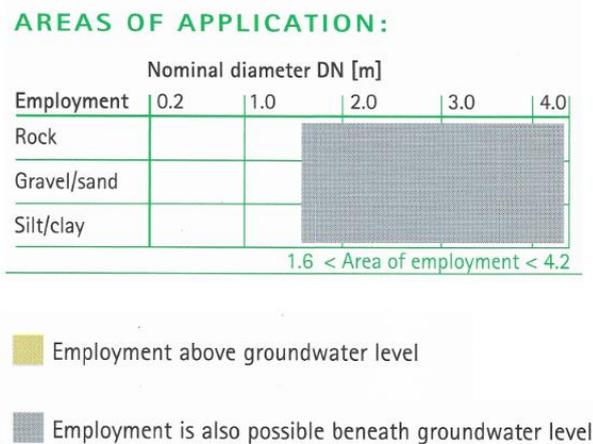


Figura 22 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina Hydroschild (*Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems*)

2.2.2.2 – Macchine Earth Pressure Balance (EPB)

Le macchine Earth Pressure Balance sono in grado di supportare il fronte di scavo grazie alla pressione ad essa applicata attraverso l'accumulo del materiale scavato all'interno della camera in pressione (Plenum). Il materiale scavato, dopo essere venuto a contatto con acqua, viene estratto dalla camera in pressione attraverso una coclea. Fondamentale durante tutte le operazioni di scavo è garantire che la coclea di estrazione sia sempre piena di materiale al fine di controllare meglio la pressione all'interno della camera di estrazione. La pressione è mantenuta costante estraendo dalla coclea esattamente lo stesso volume di materiale scavato. Inoltre, lungo la coclea di estrazione vi è una regolare diminuzione di pressione che è pari a circa 0,2 bar per ogni rivoluzione della coclea. Questa caratteristica rende pertanto la lunghezza della coclea un valore di progetto perché al variare della pressione all'interno della camera di scavo, varia la lunghezza della coclea per poter abbattere tale valore di pressione.

Il marino è successivamente trasportato al pozzo di lancio della MTBM attraverso un sistema di nastri trasportatori ed infine rimosso. Le prime macchine EPB furono impiegate in Giappone alla fine degli anni '70 in terreni coesivi come le argille ma successivamente furono impiegate con successo anche in terreni sabbiosi e ghiaiosi ricorrendo alla tecnica del condizionamento attraverso l'impiego di schiume e polimeri.

L'obiettivo del condizionamento infatti è proprio quello di, attraverso l'aggiunta di prodotti chimici, modificare le proprietà del materiale attribuendo buoni valori di plasticità, bassi valori di permeabilità e una consistenza pastosa, rendendolo idoneo allo scavo ed al trasporto.

Tra i principali agenti utilizzati nel condizionamento vi sono le schiume, generate da acqua e tensioattivo mischiati con aria, in grado di realizzare un impasto con un comportamento pastoso in grado di essere allontanato dal fronte di scavo per mezzo della coclea di estrazione. Questa tecnica di condizionamento è solitamente impiegata in materiali sabbiosi limosi. Nel caso in cui il mezzo trattato sia rappresentato da terreno a grana grossa è possibile impiegare oltre la schiuma dei polimeri in

grado di rendere plastico il comportamento del materiale oppure aggiungendo filler, materiale che grazie alla sua granulometria viene impiegato come inerte finissimo per migliorare la consistenza del mezzo scavato.

Nel caso di elevate percentuali di argilla invece, il problema principale risulta quello di evitare che questa aderisca alle parti metalliche della macchina e che si ricostituisca in un unico blocco all'interno della camera in pressione provocando un aumento del consumo degli utensili e diminuendo la velocità di avanzamento dello scavo. A questo proposito è presente in letteratura l'abaco di Theve riportato in Figura 23 in cui, noto l'indice di consistenza I_c e l'indice di plasticità I_p , del materiale scavato, è possibile compiere una valutazione di massima sul rischio di intasamento (clogging) dovuto al comportamento plastico delle argille.

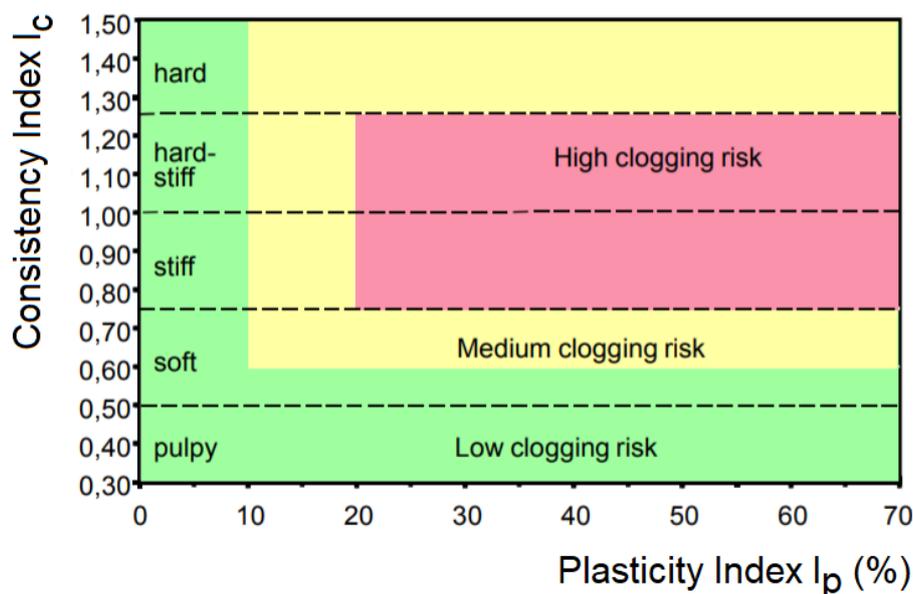


Figura 23 – Abaco di Theve, noto l'indice di plasticità e l'indice di consistenza è possibile una valutazione di massima sul rischio di intasamento e di ricostituzione dell'argilla nella camera in pressione

Qualora l'indice di plasticità e l'indici di consistenza siano tali da avere un elevato rischio di intasamento delle argille, oltre alla presenza di ugelli in grado di disgregare l'argilla ricostituita con l'immissione nella camera di scavo di acqua in pressione, è possibile utilizzare degli agenti anti-intasamento per diminuire la loro reciproca adesione.

In Figura 24 viene riportata in vista laterale, la rappresentazione di una tipica macchina che utilizza il sistema EPB in cui è possibile osservare il posizionamento delle componenti meccaniche in essa presenti ed in Figura 25 i tipici campi di applicazione e diametri di scavo realizzabili con questa tecnologia.

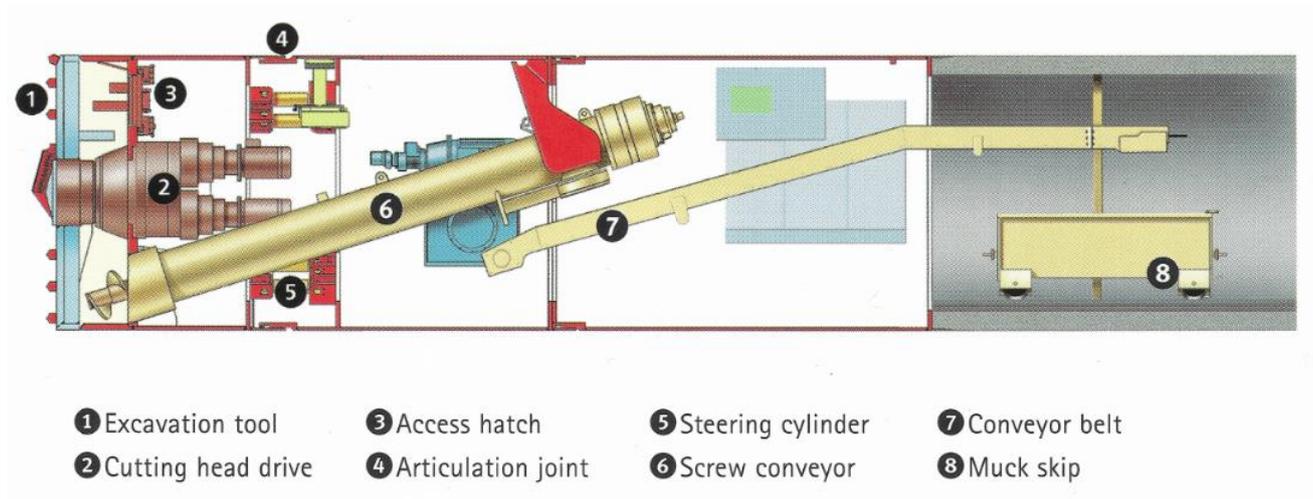


Figura 24 – Vista laterale di una macchina EPB (Earth Pressure Balance) (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems)

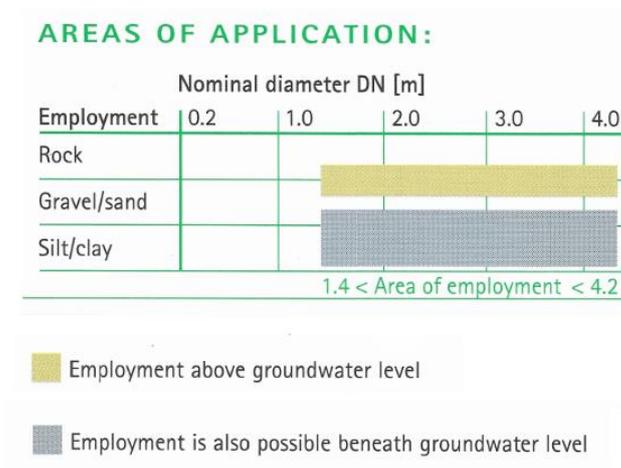


Figura 25 – Valori tipici di diametro e campi di applicazione della macchina EPB (Earth Pressure Balance) (Hear nothing, see nothing, spoil nothing: Trenchless Technology for Underground Pipe System; Herrenknecht Tunnelling Systems)

2.2.2.3 – Tubazioni e giunti

Le caratteristiche dei tubi installati devono soddisfare sia i requisiti di posa, sia i requisiti funzionali. Con requisiti di posa si intendono elevate caratteristiche di resistenza meccanica, una geometria adeguata e un sistema di giunzioni adatto alla spinta. Con requisiti funzionali invece si fa riferimento ad un'elevata resistenza all'aggressione chimica, un'elevata tenuta idrica e resistenza all'abrasione.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle tubazioni e per la determinazione delle azioni dei carichi verticali e orizzontali agenti su di essi, si fa riferimento alle direttive tedesche DWA A 161 "*Static calculation of driven pipes*" e alle prescrizioni ATV A 125 "*Pipe driving*" in analogia con quanto previsto dalla EN 1916.

Le principali tipologie di tubi utilizzati nel microtunnelling sono di tre tipi:

- Tubi in gres ceramico: impiegati per diametri compresi tra i 400 e i 1000 mm. Prodotti mediante un processo di sinterizzazione (greificazione) di una accurata miscela di argille, presentano elevate resistenze all'azione chimico-fisica che rimangono inalterate nel tempo. Per tale motivo questo tipo di tubazioni vengono impiegate nell'allontanamento di acque di scarico;
- Tubi in PRFV: materiale composito pregiato di plastica rinforzata con fibre di vetro. Presentano una struttura a strati e vengono solitamente impiegati per diametri compresi tra i 1000 e i 2800 mm;
- Tubi in calcestruzzo armato eventualmente con liner in HDPE, in VTR oppure in acciaio: in grado di garantire elevati valore di resistenza a compressione, la classe di resistenza minima del calcestruzzo da impiegare risulta essere C40/50. Impiegati per diametri compresi tra i 600 e i 3000 mm.

In tutte le tipologie di tubi impiegati, risulta di fondamentale importanza, soprattutto nel caso essi siano impiegato come condotte nere o miste, assicurare adeguati valori di resistenza chimica e di resistenza all'abrasione. Infatti, a causa della presenza di sostanze nei liquami trasportati, di solventi, di olii e acidi forti, sia per problemi di sedimentazione, degradazione e putrefazione dei liquami domestici trasportati, la vita utile della tubazione può risentire sensibilmente.

In particolare, i tubi in gres ceramico sono impermeabili, risultano inattaccabili dalla corrosione chimica e presentano una capacità di resistenza all'abrasione elevata. I tubi in PRFV analogamente non sono sensibili all'attacco di acidi, alcalini e sali e presentano eccellenti resistenze all'abrasione per la presenza di uno strato di rivestimento interno del tubo (liner) costituito da resine speciali.

Qualora invece i tubi installati siano realizzati in calcestruzzo armato, il trasporto di fluidi chimicamente aggressivi può causarne la corrosione se il contatto è prolungato decretando una diminuzione della vita utile dell'intera condotta. Per ovviare a tali limitazioni, si impiegano calcestruzzi idonei in base alla classe di esposizione oppure si associa al tradizionale tubo in calcestruzzo armato, un liner protettivo realizzato in acciaio, in vetroresina oppure in polietilene ad alta densità (HDPE). Tale liner viene saldato internamente al tubo in calcestruzzo ed è in grado di preservare le tubazioni dall'aggressione chimica e aumentarne la resistenza all'abrasione.

Per assicurare una corretta tenuta idrica della condotta installata, è fondamentale garantire l'affidabilità del sistema di giunzione tra tubo e tubo in grado da assicurare la totale assenza sia di perdite sia di infiltrazioni di acqua di falda. Il sistema di giunzione prevede giunti maschio femmina completo di giunto a tenuta costituito da un manicotto in acciaio incorporato nel getto e da una guarnizione elastomerica a sezione cuneiforme di tenuta (*gasket*) montata sul giunto maschio. Inoltre, vi è la presenza di un anello in legno in grado di ripartire la spinta. La rappresentazione di un giunto maschio femmina viene riportata in Figura 26.



Figura 26 – Giunto a tenuta tra due sezioni contigue di tubo

Inoltre, per effettuare le operazioni di movimentazione e la posa dei tubi in totale sicurezza, vi è la presenza di ganci di sollevamento a testa sferica DEHA di portata adeguata come illustrato in Figura 27. Tali chiodi sono annegati nel calcestruzzo con una guaina successivamente rimossa e sono formati da tondi di acciaio di elevata qualità. La movimentazione avviene tramite l'impiego di maniglioni universali i quali, posizionati nell'incavo appositamente predisposto nel calcestruzzo, vengono agganciati manualmente al chiodo.

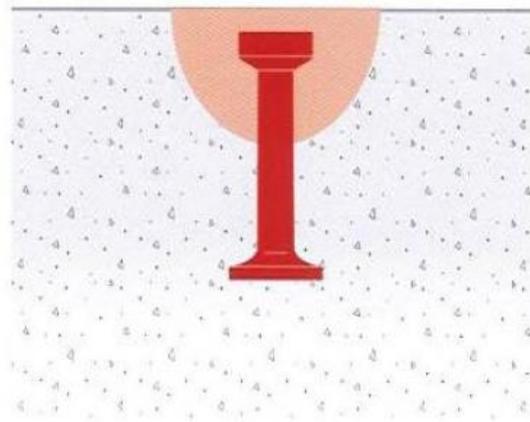


Figura 27 – Vista laterale del sistema di sollevamento con ganci DEHA

2.2.2.4 – Forza di spinta e stazioni intermedie

Durante le operazioni di Pipe Jacking tutte le forze generate dal telaio di spinta composto da un sistema di martinetti idraulici e una piastra di distribuzione per ripartire i carichi, devono essere trasferite normalmente tra un tubo e l'altro mediante anelli in legno per la ripartizione del carico, fino alla testa fresante della MTBM. Questo processo è però ostacolato dalla presenza di forze che si oppongono all'avanzamento della macchina di scavo e che possono essere individuate in due distinte aree: le forze presenti nella zona di scavo della macchina e le forze di attrito laterale presenti all'interfaccia tra condotte e terreno.

Le forze di attrito laterali agenti sulle condotte già installate sono rappresentate dalla sola aliquota delle forze di attrito presenti all'interfaccia tubo terreno. Tali forze di attrito dipendono direttamente dal coefficiente di attrito del mezzo in cui avviene lo scavo, dalla superficie sulla quale agiscono e dal valore nominale del carico del terreno agente sui tubi. Le forze di attrito laterale rappresentano l'aliquota maggiore nel calcolo della forza totale necessaria all'avanzamento impartita dal telaio di spinta e sono dipendenti dal tipo di terreno, dalla profondità di installazione delle tubazioni, dalla lubrificazione del sovrascavo e dal tipo di materiale con cui le tubazioni sono realizzate. Il sistema di lubrificazione risulta infatti di rilevante importanza, specialmente per lunghezze considerevoli, per impartire bassi valori di attrito tra tubi e terreno e conseguentemente minori carichi di spinta. L'utilizzo di fanghi bentonitici come lubrificante per la riduzione dell'attrito è ampiamente diffuso, esso viene iniettato attraverso singole valvole presenti nelle tubazioni ad intervalli regolari ed è in grado di saturare il vuoto circolare dovuto al sovrascavo che presenta solitamente uno spessore di compreso tra i 4 e i 10 mm. Inoltre garantisce il mantenimento costante della pressione di ripristino del terreno assicurando così l'assenza di fenomeni di subsidenza superficiale.

Il sistema di controllo della pressione e del volume iniettato è in continuo e in remoto ed in Figura 28 viene mostrato un tipico sistema automatico di iniezione a tergo dei tubi.

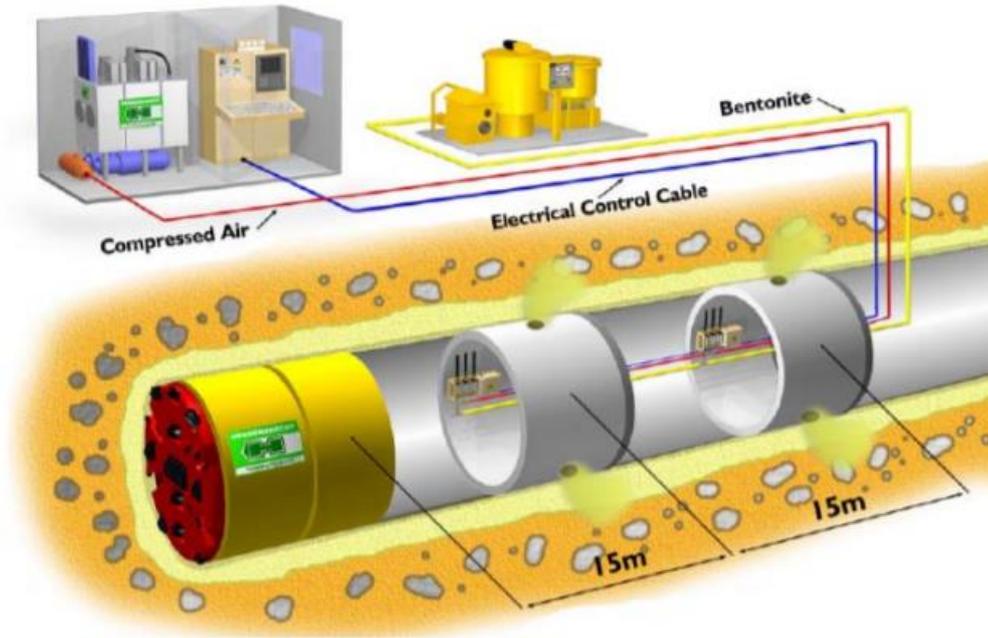


Figura 28 – Sistema automatico di iniezione con fango bentonitico dell'anulus (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)

Con riferimento a quanto detto, in Figura 29 viene riportato uno schema in vista laterale delle forze di attrito presenti durante le operazioni di Pipe Jacking.

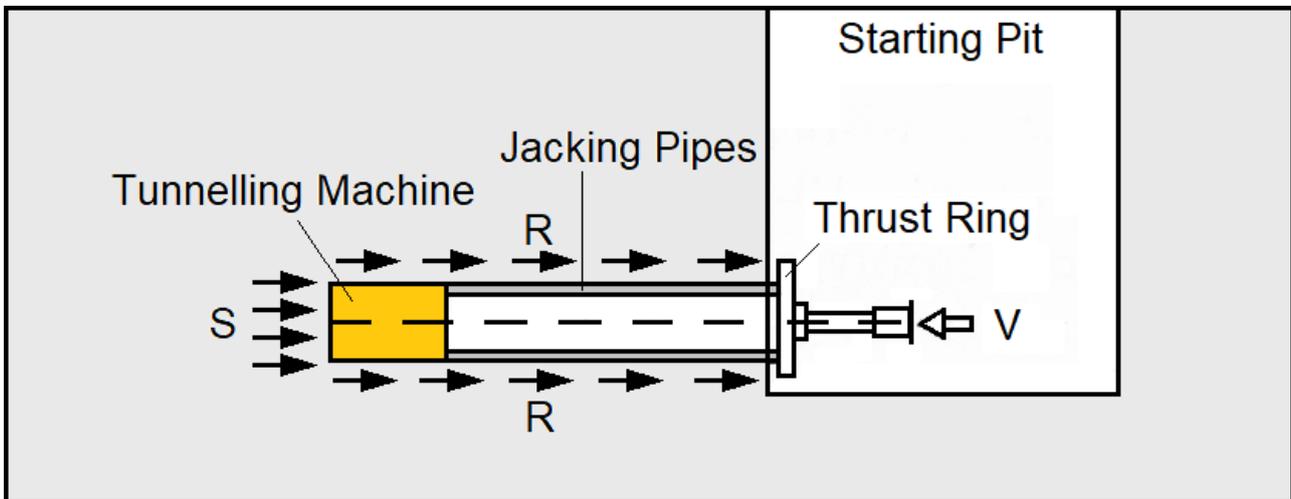


Figura 29 – Schema delle forze di attrito presenti durante le fasi di spinta

Pertanto, con riferimento alla Figura 29, la relazione (2.4) deve essere soddisfatta al fine di assicurare un corretto valore della forza di spinta V :

$$V \geq S + \sum R \quad (2.4)$$

dove S rappresenta il valore di resistenza alla penetrazione della testa fresante (kN);

$\sum R$ rappresenta il valore delle forze di attrito tra le tubazioni ed il terreno circostante (kN).

La determinazione della forza di spinta V risulta di fondamentale importanza in quanto necessaria alla valutazione della forza di spinta reale, in rapporto alla resistenza dei tubi, da impiegarsi nel progetto al fine di non danneggiare le tubazioni. Inoltre, tale valore di spinta risulta determinante per una corretta progettazione del muro di contropinta. Sono possibili due situazioni distinte con cui calcolare le forze di attrito laterali: la prima prevede il diretto contatto tra terreno e tubazione che risulta dunque caricata dal peso del terreno, la seconda invece ipotizza la stabilità del cavo e di conseguenza la resistenza media di attrito dipende esclusivamente dal peso delle tubazioni.

Di seguito si illustra uno dei metodi classici impiegati per la determinazione della forza di spinta.

Il valore della resistenza S che si oppone all'avanzamento della testa fresante viene definito resistenza al fronte ed è costituito da due aliquote:

1. P_1 : forza derivante dalla pressione di contatto tra la testa fresante ed il terreno (kN);
2. P_2 : forza derivante dalla pressione del fango bentonitico all'interno della camera di scavo sufficiente a garantire la stabilità del fronte e a rimuovere il materiale scavato (kN);

Ne deriva che, il valore di resistenza al fronte S sia pari a (2.5):

$$S = P_1 + P_2 \quad (2.5)$$

Ovviamente, durante le operazioni di scavo è possibile monitorare e ottenere il valore sia della pressione di contatto della testa fresante al fronte di scavo, sia il valore della pressione del fango bentonitico all'interno della camera di scavo.

Noti questi due valori di pressione è possibile pertanto ottenere il rispettivo valore della forza P_1 e P_2 (2.6) (2.7):

$$P_1 = \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 \cdot p_1 \quad (2.6)$$

dove d_1 rappresenta il diametro della testa fresante (m);

p_1 rappresenta il valore della pressione di contatto della testa fresante al fronte di scavo (kN/m²).

$$P_2 = \frac{\pi}{4} \cdot d_{sch}^2 \cdot p_w \quad (2.7)$$

dove d_{sch} rappresenta il diametro interno dello scudo della macchina (m);

p_w rappresenta il valore della pressione all'interno della camera di scavo (kN/m²).

Il valore di resistenza alla penetrazione della testa fresante può essere altresì determinato attraverso l'utilizzo di formulazioni empiriche (Japan Microtunnelling Association, 2000). Infatti, è possibile correlare tale valore a un fattore empirico derivante dal numero di impatti n dallo Standard Penetration Test attraverso la relazione (2.8):

$$S = 13,2 \cdot \pi \cdot d_a \cdot n \quad (2.8)$$

dove d_a rappresenta il diametro esterno del microtunneller (m);

n costante pari ad 1 per terreni argillosi, 2,5 per terreni sabbiosi e 3 per terreni ghiaiosi.

Per quanto riguarda invece la determinazione delle forze di attrito laterali R , bisogna tenere conto che esse dipendono dalla resistenza a taglio presente all'interfaccia tra la superficie esterna del tubo ed il terreno circostante. Inoltre, si distinguono i casi in cui il terreno sia a contatto con la superficie della condotta che risulta dunque caricata ed il caso in cui la resistenza di attrito dipenda esclusivamente dal peso della tubazione poiché il cavo risulta stabile.

Tale valore di resistenza a taglio dipende da diversi fattori tra cui:

- Granulometria del terreno: rappresenta un fattore di rugosità;
- Stabilità del cavo: all'aumentare della convergenza del vuoto aumenta il carico agente sul tubo incrementato dunque la resistenza a taglio;
- Presenza o meno del lubrificante;
- Volume del lubrificante iniettato;
- Metodo di iniezione del lubrificante: continua o discontinua;
- Durata dei fermi lavoro: durante la spinta il valore di resistenza a taglio è legato ad una resistenza dinamica, mentre a seguito del fermo cantiere dovuto al posizionamento del nuovo tubo, a manutenzioni oppure a festività, alla resistenza a taglio viene associata una resistenza statica. L'impiego di fango bentonitico riduce la forza supplementare derivante dal fermo lavori poiché riduce il valore delle tensioni normali agenti sulla tubazione.

Per la determinazione delle forze di attrito laterali è possibile ricorrere all'integrazione dalla resistenza a taglio sulla superficie dello scudo e dei tubi installati secondo la relazione (2.9):

$$R = M \cdot d_a \cdot \pi \cdot L \quad (2.9)$$

- dove
- | | |
|-------|--|
| d_a | rappresenta il diametro esterno del tubo (m); |
| M | rappresenta la resistenza a taglio presente all'interfaccia tubo-terreno (kN/m ²); |
| L | rappresenta la lunghezza della condotta (m). |

La resistenza a taglio presente all'interfaccia tra la superficie esterna del tubo ed il terreno circostante M si ricava attraverso la relazione (2.10):

$$M = \mu \cdot N \quad (2.10)$$

dove μ rappresenta il coefficiente di attrito efficace (-);

N rappresenta la pressione normale agente sul tubo (kN/m^2);

In letteratura è possibile altresì riferirsi alle formulazioni di diversi autori per la determinazione del coefficiente di attrito M secondo quanto riportato in Tabella 11.

Tabella 11 – Calcolo del coefficiente di attrito secondo diversi autori (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Author	Equation	Remarks
<i>Walensky/Möcke</i>	$M = \gamma \times h \times \sqrt{\frac{K_0^2 + 1}{2}} \times \tan \delta$	$\delta = \frac{1}{2} \varphi$
<i>Hahn</i>	$M = 10$	
<i>Helm</i>	$M = \mu \times \gamma \times h \times \frac{K_a + 1}{2}$	
<i>Szentandrasi/Scherle</i>	$M = \mu \times \left(\gamma \left(h_w + \frac{D}{2} \right) \times \left(\frac{K_{Sch} + K_S + 2 \times K_K}{4} \right) + \frac{G - A}{4 \times D} \right)$	h_w = effective height of cover A = uplift
<i>Salomo</i>	$M = \gamma \times h \times \sqrt{K_m} \times \tan \delta$	K_m = effective coefficient of soil pressure
<i>Weber</i>	$M = \mu \times \sqrt{p_v \times p_h}$	$\mu = 0.46$
<i>Iseki</i>	$M = q \times \mu + C$	dead weight of tunnelling machine disregarded

Pertanto, per la determinazione delle forze di attrito laterali bisogna definire un coefficiente di attrito efficace μ . Tale valore è funzione del tipo di terreno e della rugosità esterna della tubazione ed è influenzato dalla presenza di lubrificante sull'estradosso della tubazione. Tale coefficiente vale (2.11):

$$\mu = \tan \delta \quad (2.11)$$

dove δ rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e tubo ($^{\circ}$), compreso tra il valore di angolo di attrito interno del terreno φ e $\varphi/3$.

In Tabella 12 si riporta il valore del coefficiente di attrito efficace μ a seconda della natura dell'attrito considerato.

Tabella 12 – Valori del coefficiente di attrito efficace μ (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Tipo di terreno	Coefficiente di attrito μ	
	Attrito statico	Attrito dinamico
Concrete on gravel or sand	0.5 - 0.6	0.3 - 0.4
Concrete on clay	0.3 - 0.4	0.2 - 0.3
Asbestos or centrifuged concrete on gravel	0.3 - 0.4	0.2 - 0.3
Asbestos or centrifuged concrete on sand	0.2 - 0.3	0.1 - 0.2
For fluid friction (with lubrication)	-	0.1 - 0.3

Con riferimento alla relazione (2.10), per il calcolo della pressione normale N agente sul tubo si sfrutta il metodo proposto da Terzaghi che viene trattato nel paragrafo 2.2.2.5.1 – Peso del terreno e carichi distribuiti.

Determinato dunque il valore della forza di spinta V necessaria al superamento delle forze di attrito e della resistenza alla penetrazione, è possibile valutare l'installazione di stazioni di spinta intermedie SSI (*Intermediate Jacking Station*, IJS) qualora il valore della spinta richiesta sia tale da raggiungere il massimo carico di spinta ammissibile dalle tubazioni. Tali stazioni di spinta, solitamente impiegato

per lunghe tratte, sono composte da anelli metallici sui quali sono montate batterie di martinetti installate lungo la condotta al fine di ridurre la forza di spinta totale come illustrato in Figura 30.

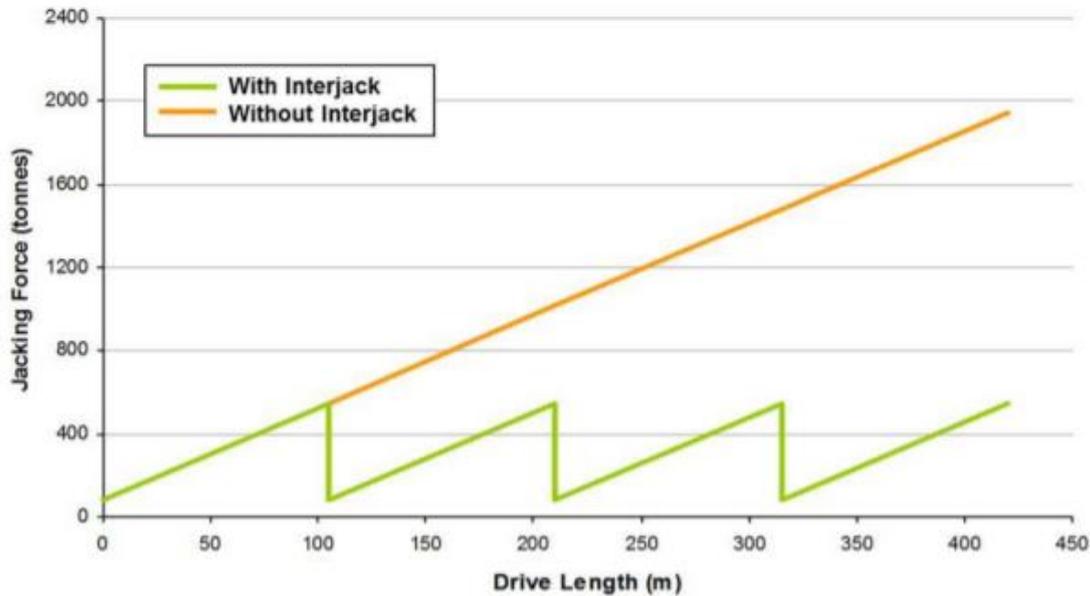


Figura 30 – Effetto delle stazioni intermedie di spinta (Herrenknecht.com)

Le stazioni di spinta intermedie vengono pertanto adoperate nella realizzazione di lunghe tratte e vengono installate ogni circa 100/120 metri e, ultimato lo scavo, vengono rimosse a completamento del microtunnel. Esse sono dotate di speciali sistemi di tenuta regolabile per il movimento di apertura e chiusura, inoltre, vi è il costante monitoraggio della pressione e della corsa dei martinetti. Solitamente, le forze di attrito laterali presenti all'interfaccia tra tubi e terreno nel tratto compreso tra due stazioni di spinta intermedie devono essere contrastate dalla stazione di spinta successiva. Inoltre, la prima stazione di spinta intermedia a valle della testa fresante deve essere in grado di superare, oltre le forze di attrito laterali, anche le forze presenti nella zona di scavo della macchina. Con l'impiego però delle stazioni intermedie di spinta, è stimata una riduzione delle prestazioni del sistema di spinta tra il 30% ed il 40% (After Stein, 2005), il numero dei picchi di carico agenti sui tubi aumenta a seguito del riavvio dopo le interruzioni per l'installazione delle stazioni stesse (After Stein, 2005) e vi è una maggiore deviazione dall'asse di progetto a seguito di una resistenza irregolare alla pressione

di spinta all'interno delle stazioni intermedie (After Stein, 2005). In Figura 31 viene riportata una rappresentazione delle stazioni di spinta intermedie.

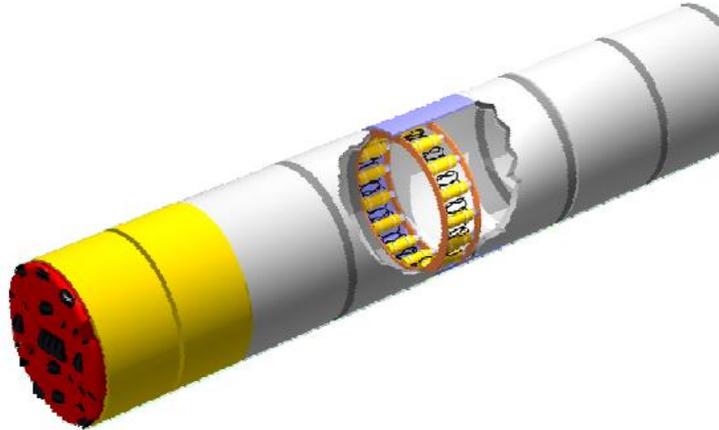


Figura 31 – Rappresentazione delle stazioni di spinta intermedie (Pipe Jacking with Microtunnelling, Herrenknecht Tunnelling Systems)

La possibilità di poter realizzare, utilizzando la tecnologia del Microtunnelling, tracciati sia rettilinei sia curvilinei, ha permesso l'ottimizzazione sia in termini economici sia in termini di tempistiche delle operazioni di scavo. Le correzioni della traiettoria vengono realizzate agendo su dei martinetti idraulici, azionabili singolarmente, posti a ridosso della testa fresante.

I tubi installati sono soggetti ad elevate tensioni longitudinali derivanti dall'azione di spinta necessaria all'avanzamento dello scavo. La forza impartita dal telaio di spinta installato nel pozzo di lancio aumenta con l'avanzamento dello scavo a causa della maggiore area su cui agiscono le forze di attrito laterali. Inoltre, bisogna assicurare che tale valore di spinta sia compatibile con le tensioni ammissibile proprie del materiale costituente la tubazione.

Le zone di maggiore criticità sono solitamente concentrate nei giunti tra due tubi contigui. Infatti, in questa zona vi è solitamente una riduzione di sezione trasversale dovuta alla presenza di un anello ripartitore della spinta (riduzione di sezione non presente nei giunti “in spessore”). Sempre in questa zona a seguito della realizzazione di tratti curvilinei, si registra un andamento non uniforme delle tensioni derivante dalla differente angolazione longitudinale tra due tubi adiacenti. Ne risulta pertanto

che il valore massimo di tensione di spinta ammissibile sia fortemente limitato dalla presenza del suddetto angolo di disallineamento. Nel calcolo della massima spinta ammissibile risulta pertanto fondamentale la determinazione di un angolo limite che risulta essere funzione dalle caratteristiche meccaniche e dalle dimensioni dei tubi nonché dalle dimensioni e caratteristiche dei giunti. Tale valore di angolo limite è fondamentale in quanto influenza la possibilità di ottenere raggi di curvatura più o meno accentuati.

Il calcolo della massima spinta assiale in considerazione del raggio di curvatura di progetto avviene nel rispetto delle prescrizioni della UNI EN 1916 e della DWA A 161.

Gli sforzi di compressione longitudinale vengono trasferiti normalmente tra due tubi adiacenti ma solo in una situazione ideale la distribuzione degli sforzi risulta uniformemente distribuita lungo il giunto e gli assi di due tubi adiacenti perfettamente allineati. Infatti, durante le operazioni di spinta a seguito delle correzioni di guida e a causa di una non perfetta ortogonalità delle facce, si genera, anche nei tratti rettilinei, un'eccentricità di trasmissione delle tensioni tra due tubi adiacenti che riduce il valore della massima forza di spinta trasmessa.

Il calcolo della massima spinta ammissibile prevede tre differenti condizioni di spinta:

1. *Closed Joint* (Giunto chiuso) – considera solo le proprietà dei materiali costituenti la tubazione e le proprietà geometriche della stessa. Il valore della massima forza di spinta teorica è ottenuto ipotizzando una distribuzione delle tensioni uniforme, in assenza dunque di deviazione angolare e ortogonalità delle facce rispetto all'asse della tubazione. In questa situazione non vi è apertura del giunto, ogni eventuale deviazione angolare è assorbita dall'anello in legno e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto;
2. *Closed Joint con tolleranze* – considera la presenza degli anelli di ripartizione della spinta interposti tra due tubazioni adiacenti e le imperfezioni geometriche legate alla produzione

industriale dei conci. In questo caso il giunto tra due tubi contigui è interamente compresso pur ammettendo una difformità di compressione di tipo lineare lungo il giunto;

3. *Open Joint* (Giunto aperto) – considera il minimo raggio di curvatura planimetrico e altimetrico previsto dal tracciato di progetto della tubazione. In questo caso una parte del giunto non viene caricata e dunque risulta scarica.

In accordo con quanto riportato nelle norme DWA, il raggio del nocciolo centrale di inerzia della tubazione viene assunto pari al minimo valore di eccentricità. Si dice nocciolo centrale d'inerzia l'area entro cui deve cadere lo sforzo normale eccentrico, affinché l'asse neutro non intersechi la sezione. Il nocciolo centrale d'inerzia in una sezione circolare a causa della simmetria polare risulta essere un cerchio concentrico. (Alberto Carpinteri, 1995). In questo caso il giunto risulta essere interamente a contatto con le due sezioni di tubo contigue come mostrato in Figura 32 (Giunto chiuso con tolleranze).

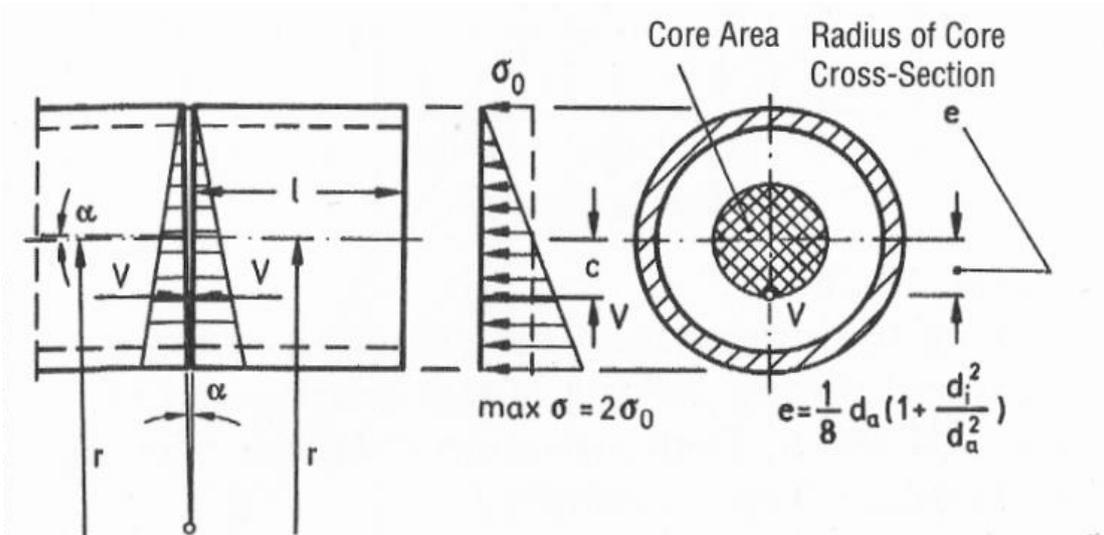


Figura 32 – Closed Joint con tolleranze: Andamento delle tensioni in un giunto interamente a contatto con le due sezioni di tubo contigue (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Qualora invece sia presente un valore di eccentricità maggiore tale per cui esso ricada al di fuori del nocciolo centrale di inerzia della sezione come mostrato in Figura 33, si assume che il giunto non sia

interamente a contatto con le due sezioni di tubo contigue. In questo caso una parte del giunto non viene caricata e dunque risulta scarica (Giunto aperto).

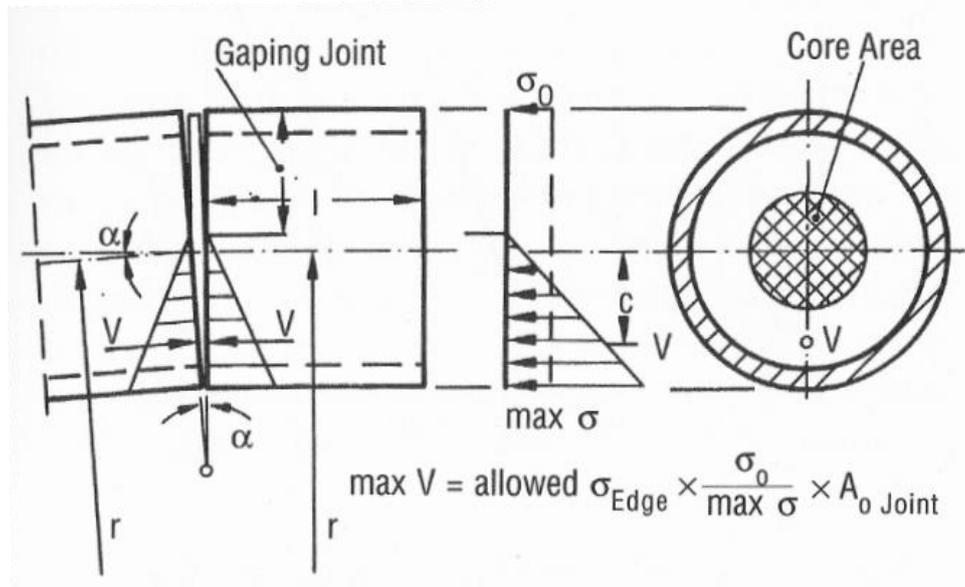


Figura 33 – Open Joint: Andamento delle tensioni in un giunto in cui non vi è interamente il contatto tra le due sezioni di tubo contigue (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

In Figura 34 vengono rappresentate le tensioni agenti sulle tubazioni in condizione ideale di giunto chiuso e in condizione di giunto aperto, inoltre si può osservare l'andamento della risultante delle forze trasmesse tra le varie sezioni di tubo che viene rappresentato dalla linea rossa ed il relativo valore di eccentricità che si traduce in una riduzione delle massime forze di spinta ammissibile.

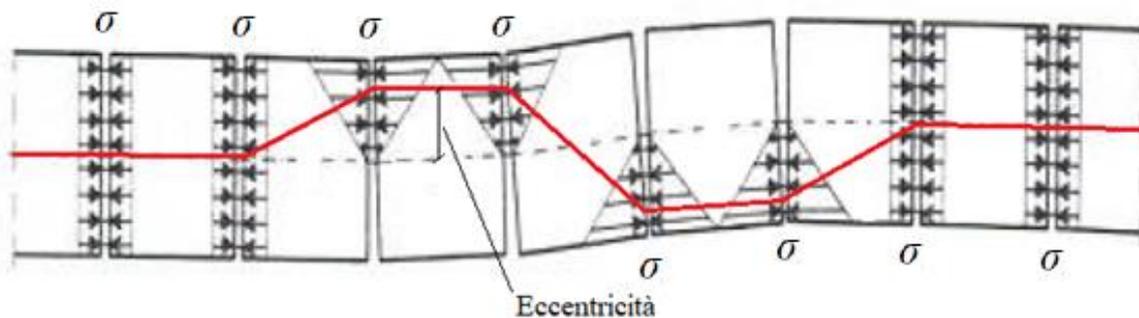


Figura 34 – Rappresentazioni delle tensioni sulle tubazioni e andamento della risultante delle forze trasmesse

Secondo quanto riportato nelle norme DWA A 161 ci si avvale dell'utilizzo di abachi con cui è possibile ottenere il valore massimo della tensione di contatto nella zona più sollecitata del tubo. Per fare ciò risulta necessaria la determinazione dell'asse neutro del giunto e la conoscenza della

geometria sia dei tubi installati sia del giunto. Con riferimento all'abaco di Figura 35, il valore di tensione massima ammissibile viene indicato dal rapporto $max\sigma/\sigma_0$ dove $max\sigma$ rappresenta la massima tensione di contatto, mentre σ_0 rappresenta la tensione uniformemente distribuita che si avrebbe nel giunto per lo stesso valore di carico di spinta supposto perfettamente centrato.

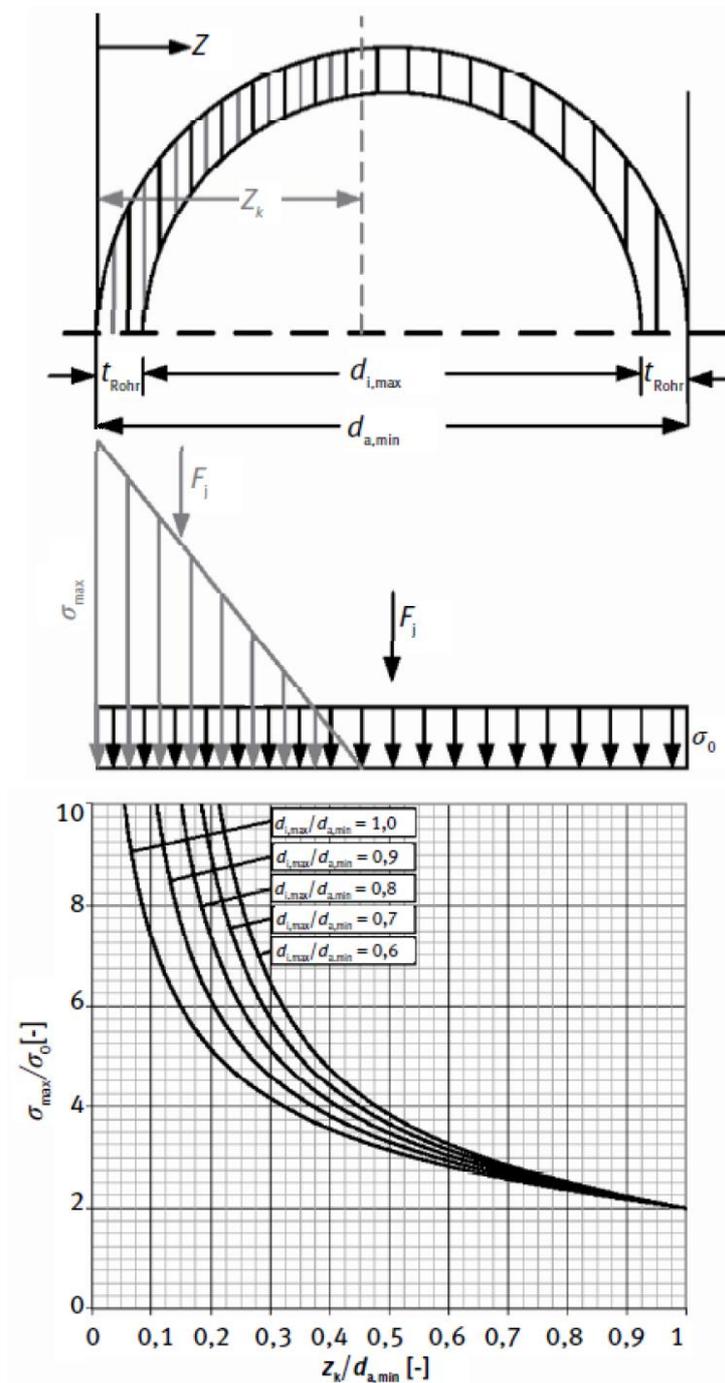


Figura 35 – Abaco norme DWA A 161 per la determinazione del massimo valore di tensione ammissibile, nota la posizione dell'asse neutro z , il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno della tubazione ($d_{i,max}$ e $d_{a,min}$) (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Nella condizione di giunto chiuso illustrato in Figura 32, in cui il giunto risulta interamente a contatto tra le due sezioni di tubo contigue, il rapporto $z_k/d_{a,min}$ risulta essere pari ad 1 di conseguenza, osservando il grafico di Figura 35 si ottiene un valore $\max \sigma/\sigma_0$ pari a 2.

Nella condizione invece di giunti aperto illustrato in Figura 33, in cui il giunto non è interamente a contatto con le due sezioni di tubo contigue a seguito di un valore di eccentricità maggiore del raggio del nocciolo centrale di inerzia, allora il rapporto $z_k/d_{a,min}$ diminuisce con conseguente aumento del valore $\max \sigma/\sigma_0$.

Determinato dunque il valore del rapporto $\max \sigma/\sigma_0$ è possibile ottenere il massimo carico di spinta ammissibile F attraverso la relazione (2.12):

$$F_j = \frac{A_r \cdot \sigma_{max}}{\max \sigma/\sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (2.12)$$

dove F_j rappresenta il massimo valore di spinta ammissibile (kN);

A_r rappresenta la minima area di trasferimento delle tensioni (m²)

$$A_r = (d_{e,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi/4$$

in cui $d_{e,min}$ diametro esterno minimo della condotta (m);

$d_{i,max}$ diametro interno massimo della condotta (m);

σ_{max} rappresenta la tensione massima ammissibile del calcestruzzo (MPa);

$\gamma_{F,ax}$ rappresenta il coefficiente di sicurezza da applicare alla resistenza a compressione del calcestruzzo (-).

2.2.2.5 – Forza trasversali alla tubazione

Le tubazioni per microtunnelling devono essere verificate, oltre che per la spinta assiale cui sono soggette durante la fase di installazione, anche per i carichi trasversali che agiscono sulle stesse sia in fase di costruzione sia durante l'intera vita utile dell'opera.

Infatti, durante la fase di posa e durante la vita di esercizio delle condotte, sono presenti carichi in direzione trasversale che, se non opportunamente quantificati, possono mettere in crisi l'intera opera sotterranea. In Tabella 13 vengono riportati, in accordo con quanto riportato nelle norme DWA A 161, i possibili carichi trasversali agenti sulle tubazioni.

Tabella 13 – Carichi agenti nella direzione trasversale dell'asse del tracciato secondo le norme DWA A 161 (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Load	Acting during construction	Acting during operation
Dead weight	+	+
Soil load	+	+
Lateral soil pressure	+	+
Traffic loads	+	+
Areal loads	+	+
Strip loads	+	+
Point loads	+	+
Water fill up to pipe crown		+
Internal excess pressure		+
Internal underpressure		+
External water pressure up to pipe crown	+	+
External water pressure above pipe crown	+	+
Supporting and lubricating fluid pressure	+	
Compressed air	+	+
Load due to wedging	+	
Uplift	+	+

2.2.2.5.1 – Peso del terreno e carichi distribuiti

Il carico derivante dal peso del terreno sovrastante la struttura rappresenta l'aliquota maggiore di tutti i carichi trasversali gravanti sulla struttura. Ne consegue che, al fine di una corretta progettazione, risulta fondamentale un'accurata determinazione di tale carico. Per fare ciò è richiesta una conoscenza approfondita delle proprietà fisico-meccaniche del terreno e ciò implica onerose indagini preliminari.

Le operazioni di scavo perturbano lo stato tensionale iniziale del terreno sia a seguito della stessa rimozione del terreno sia a causa del vuoto circolare creato dovuto al sovrascavo. Ne risulta pertanto che lo stato tensionale del terreno venga modificato e la sua determinazione richiede l'impiego di modelli matematici a causa della sua complessità.

Per la determinazione del nuovo stato tensionale del terreno si impiega altresì il metodo di Terzaghi (*dead-load*) quando la copertura risulta superiore a una volta e mezza il diametro del vuoto creato.

Il metodo di Terzaghi, basato sulla teoria del silo, assume che si crei un effetto arco che determina l'autosostegno di una porzione del terreno a seguito di forze di attrito sulle pareti laterali del prisma di carico tali per cui solo una porzione del terreno gravi direttamente sulla struttura sotterranea. Tale geometria viene schematizzata in Figura 36 in cui il valore dell'angolo θ_a è pari a $45^\circ + \varphi/2$.

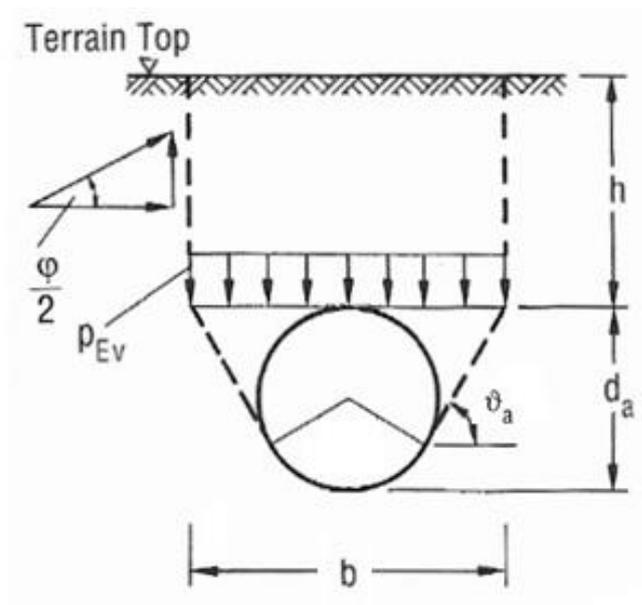


Figura 36 – Prisma di carico del modello di Terzaghi (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Alla luce di questo modello, risolvendo l'equazione differenziale derivante dall'equilibrio delle forze verticali agenti, si ottiene il valore di tensione verticale agente alla quota dello scavo p_{Ev} espresso in kN/m^2 (2.13):

$$p_{Ev} = \frac{b \cdot \left(\gamma - \frac{2 \cdot c}{b} \right)}{2 \cdot k_l \cdot \tan \delta} \cdot \left(1 - e^{-2 \cdot k_l \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}} \right) \quad (2.13)$$

- dove
- b rappresenta l'ampiezza del solido di carico derivante dalla teoria del silo (m);
 - h rappresenta il valore di copertura (m);
 - k_l rappresenta il coefficiente di pressione del terreno (-);
 - δ rappresenta l'angolo di attrito calcestruzzo terreno ($^\circ$).

Tale espressione può essere espressa in maniera più compatta attraverso l'equazione (2.14)

$$p_{Ev} = \gamma \cdot h \cdot \kappa \quad (2.14)$$

- dove
- κ rappresenta il coefficiente di riduzione del carico (-) ed è pari a:

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot k_l \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot k_l \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}} < 1;$$

- h rappresenta il valore di copertura (m);
- γ rappresenta il peso specifico del terreno (kN/m^3);

Il metodo di Terzaghi risulta fondamentale nel corretto dimensionamento della struttura. Infatti, l'andamento delle tensioni verticali incrementa con la profondità ma oltre una certa quota raggiunge un valore asintotico rendendo il valore della copertura ininfluenza ai fini della progettazione. Inoltre, per bassi valori di copertura ($h < b$) l'effetto arco si trascura e viene considerato tutto il peso del terreno (After, 1982).

In letteratura è possibile trovare formulazioni proposte da differenti autori del valore della semiampiezza del solido di carico come viene riportato in Figura 37.

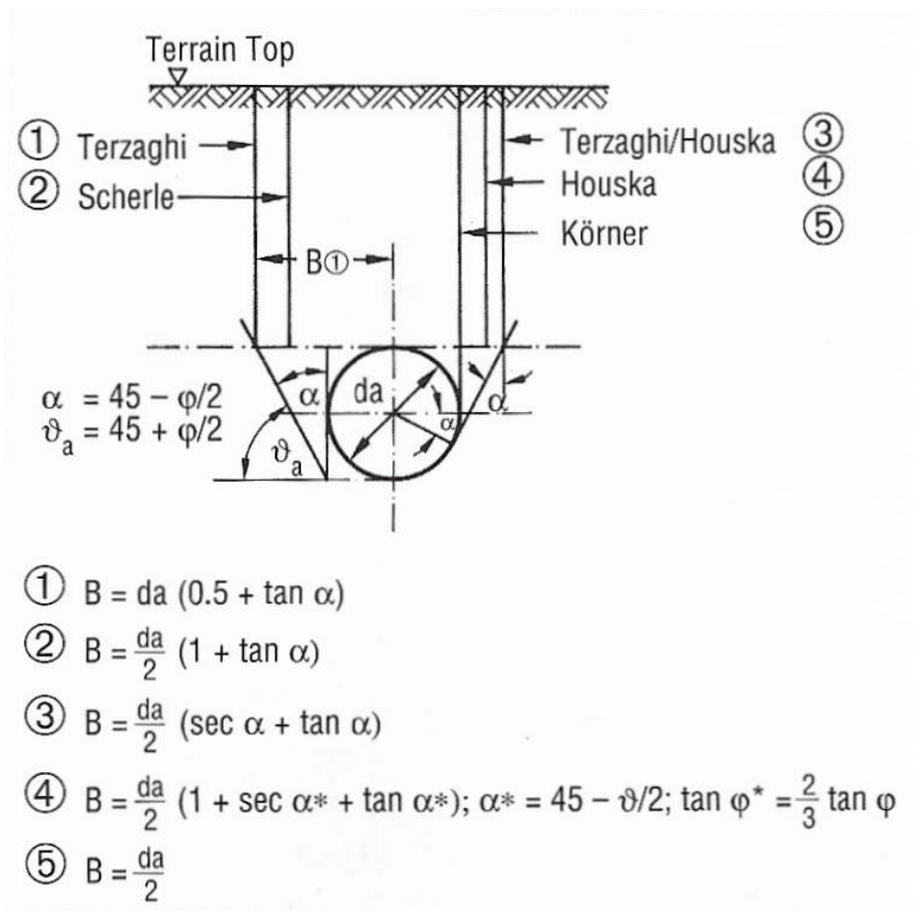


Figura 37 – Confronto tra vari autori della semiampiezza del solido di carico e cunei di rottura (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Analogamente per la determinazione dell'angolo attrito calcestruzzo terreno δ si fa riferimento a quanto indicato in letteratura come riportato in Tabella 14.

Tabella 14 – Valore dell'angolo di attrito tra terreno e tubo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Terzaghi	$\delta = \varphi$
Houska	$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi$
DWA A 161	$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi$

Per quanto riguarda invece il contributo di carico orizzontale agente sulle tubazioni derivante dalla pressione laterale del terreno, si fa riferimento al valore di tensione orizzontale agente alla quota dello scavo p_{Eh} espresso in kN/m^2 secondo la relazione (2.15):

$$p_{Eh} = (p_{Ev} + \frac{d_a}{2} \cdot \gamma) \cdot K_2 \quad (2.15)$$

- dove
- p_{Ev} rappresenta la tensione verticale agente alla quota dello scavo (kN/m^2);
 - d_a rappresenta il diametro esterno della tubazione (m);
 - γ rappresenta il peso specifico del terreno (kN/m^3);
 - K_2 rappresenta il coefficiente di spinta del terreno in fase di esercizio, generalmente compreso tra il coefficiente di spinta attiva k_A del terreno ed il coefficiente di spinta a riposo k_0 (-).

In Figura 38 si osserva l'andamento delle tensioni al contorno delle tubazioni derivanti dal carico del terreno ed inoltre viene indicato anche il contributo di un sovraccarico p_0 .

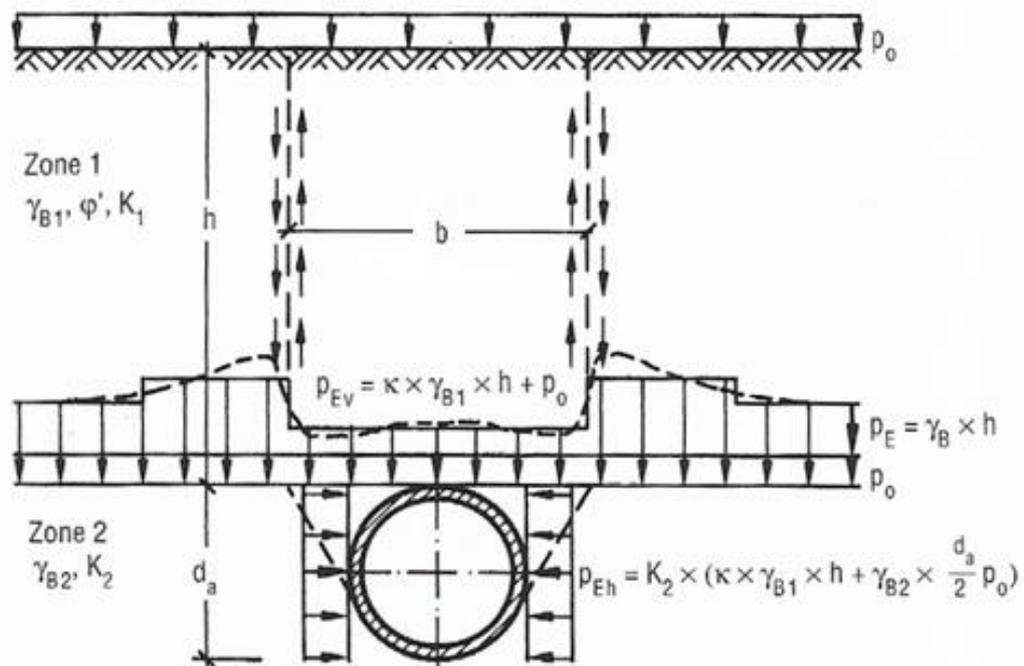


Figura 38 – Tensioni agenti nell'intorno del tubo derivanti dal carico del terreno (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Tale valore di sovraccarico se applicato dopo la realizzazione del vuoto viene interamente trasmesso con la profondità poiché non in grado di causare cedimenti del terreno con conseguente non creazione dell'effetto arco. Qualora invece il sovraccarico sia presente già durante le operazioni di scavo, ad esso può essere applicato il metodo di Terzaghi, a seguito del cedimento in superficie, con conseguente diminuzione del carico con la profondità. Il valore del sovraccarico influisce anche sul valore del carico orizzontale p_{Eh} . In questo ultimo caso, il valore di tensione verticale agente alla quota dello scavo p_{Ev} risulta pertanto pari a (2.16):

$$p_{Ev} = \gamma \cdot h \cdot \kappa + \kappa_0 \cdot p_0 \quad (2.16)$$

dove	κ	rappresenta il coefficiente di riduzione del carico del terreno (-);
	h	rappresenta il valore di copertura (m);
	γ	rappresenta il peso specifico del terreno (kN/m ³);
	κ_0	rappresenta il coefficiente di riduzione del sovraccarico (-);
	p_0	rappresenta il sovraccarico permanente (kN/m ²).

Noto il valore di tensione verticale e orizzontale agente sulla tubazione è pertanto possibile valutare l'effetto della convergenza radiale attesa in campo elastico sul piano verticale (2.17) e sul piano orizzontale (2.18):

$$\Delta v = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot D \cdot (3 \cdot p_{Ev} - p_{Eh}) \quad (2.17)$$

$$\Delta v = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot D \cdot (3 \cdot p_{Eh} - p_{Ev}) \quad (2.18)$$

dove	E	rappresenta il modulo elastico del terreno (kN/m ²);
	ν	rappresenta il coefficiente di Poisson del terreno (-);
	D	rappresenta il diametro di scavo (m);

2.2.2.6 – Verifica stato tensionale della tubazione

In accordo con quanto riportato dalle norma tedesche DWA A 161 ed in ragione dei principali carichi agenti nella direzione trasversale all’asse di tracciato come riportato in Tabella 13, vengono illustrati in Tabella 15 i valori dello sforzo normale N e di momento flettente M agenti sulle tubazioni sulla sezione verticale superiore (chiave o *crown*), sulla sezione orizzontale mediana (spalla o *springing*) e sulla sezione verticale inferiore (piede o *bottom*).

Tabella 15 – Determinazione dello stato tensionale nell’intorno del tubo al variare dei carichi agenti secondo norma DWA A 161

(Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Load Case Extent of Cutting	Soil Load	Traffic Load	Dead Weight	Water Fill to Pipe Crown	External Water Level to Pipe Crown	Internal Excess Pressure	External Water Pressure Above Pipe Crown	
	$p_{Ev} = \kappa \times \gamma_B \times h$ $[kN/m^2]$ $p_{Eh} = \left(p_{Ev} + \frac{d_a}{2} \times \gamma_B \right) \times K_2$ $[kN/m^2]$	$p_v = \varphi \times p$				$p_i = \text{internal excess pressure}$ $r_i = \text{internal radius of pipe}$ $r_a = \text{external radius of pipe}$	$p_a = \text{external water pressure above pipe crown}$	
M ^{Crown}	$0.167 \times 1.25 \times (p_{Ev} - p_{Eh}) \times r_m^2$	$0.167 \times 1.25 \times p_v \times r_m^2$	$0.345 \times s \times \gamma_R \times r_m^2$	$0.172 \times \gamma_w \times r_m^3$	$-0.172 \times \gamma_w \times r_m^3$	thick-walled pipe: $p_i \times r_i \times r_a \times \left(0.5 - \frac{r_i \times r_a}{r_a^2 - r_i^2} \times \ln \frac{r_a}{r_i} \right)$	thick-walled pipe: $-p_a \times r_i \times r_a \times \left(0.5 - \frac{r_i \times r_a}{r_a^2 - r_i^2} \times \ln \frac{r_a}{r_i} \right)$	
M ^{Springing}	$-0.167 \times 1.25 \times (p_{Ev} - p_{Eh}) \times r_m^2$	$-0.167 \times 1.25 \times p_v \times r_m^2$	$-0.393 \times s \times \gamma_R \times r_m^2$	$-0.196 \times \gamma_w \times r_m^3$	$0.196 \times \gamma_w \times r_m^3$			
M ^{Bottom}	$0.167 \times 1.25 \times (p_{Ev} - p_{Eh}) \times r_m^2$	$0.167 \times 1.25 \times p_v \times r_m^2$	$0.441 \times s \times \gamma_R \times r_m^2$	$0.220 \times \gamma_w \times r_m^3$	$-0.220 \times \gamma_w \times r_m^3$			
N ^{Crown}	$-0.333 \times r_m \times (0.5p_{Ev} + 2.5p_{Eh})$	$-0.333 \times 0.5 \times p_v \times r_m$	$-0.167 \times s \times \gamma_R \times r_m$	$0.583 \times \gamma_w \times r_m^2$	$-0.583 \times \gamma_w \times r_m^2$			
N ^{Springing}	$-0.333 \times r_m \times (2.5p_{Ev} + 0.5p_{Eh})$	$-0.333 \times 2.5 \times p_v \times r_m$	$-1.571 \times s \times \gamma_R \times r_m$	$0.215 \times \gamma_w \times r_m^2$	$-0.215 \times \gamma_w \times r_m^2$			$p_i \times r_i$
N ^{Bottom}	$-0.333 \times r_m \times (0.5p_{Ev} + 2.5p_{Eh})$	$-0.333 \times 0.5 \times p_v \times r_m$	$-1.737 \times s \times \gamma_R \times r_m$	$0.631 \times \gamma_w \times r_m^2$	$-0.631 \times \gamma_w \times r_m^2$			$-p_a \times r_a$

I valori di sforzo normale e di momento flettente agenti sulle tubazioni risultano indispensabili al fine della verifica della sezione la quale viene condotta secondo la teoria della pressoflessione secondo la relazione (2.19):

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \cdot \alpha_k \quad (2.19)$$

dove A rappresenta l'area della sezione (m^2);
 W rappresenta il modulo di resistenza a flessione del materiale (m^3);
 α_k rappresenta un coefficiente correttivo adimensionale che per tubazioni in calcestruzzo armato è pari a:

$$\alpha_k = 1 \pm \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m}$$

con s spessore tubo (m);
 r_m raggio del tubo (m).

2.2.2.7 – Deformabilità tubazione

A seguito degli sforzi applicati trasversalmente all'asse del tracciato, i tubi installati subiscono delle deformazioni che tendono a comprimerlo in direzione verticale come mostrato in Figura 39.

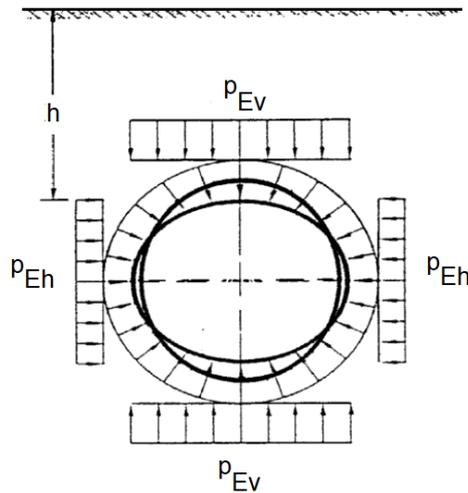


Figura 39 – Deformabilità tubazione a seguito del carico del terreno

Si definisce dunque q_{Eh} il valore di tensione orizzontale derivante dalla deformazione del tubo soggetto ai carichi del terreno in fase di scavo ed in fase di esercizio come (2.20):

$$q_{Eh} = (p_{Ev} - p_{Eh}) \cdot K^* \quad (2.20)$$

- dove
- p_{Ev} rappresenta la tensione verticale agente alla quota dello scavo (kN/m^2);
 - p_{Eh} rappresenta la tensione orizzontale agente alla quota dello scavo (kN/m^2);
 - K^* rappresenta il coefficiente geometrico della tubazione (-) da DWA A 161.

Noto il valore di tensione orizzontale q_{Eh} ed il raggio della tubazione r_m è pertanto possibile ottenere il valore dello sforzo normale N e di momento flettente M agenti sulle tubazioni nella sezione superiore (chiave), sulla sezione mediana (spalla) e sulla sezione inferiore (piede) come riportato nelle direttive DWA A 161 (Tabella 16).

Tabella 16 – Valore dello sforzo normale N e del momento flettente M a seguito della deformazione della tubazione

Chiave	$M_{qh,d} = -0,181 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0,577 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$
Spalla	$M_{qh,d} = +0,208 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = 0$
Piede	$M_{qh,d} = -0,181 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0,577 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$

2.2.2.8 – Sistemi di guida

Tra i vantaggi della tecnologia di scavo con microtunnelling vi è la possibilità di posa di reti di sottoservizi sia in tratti rettilinei sia in tratti curvilinei. Infatti, questa tecnologia viene definita guidata in quanto è possibile variare, con l'ausilio di pistoni idraulici azionabili singolarmente posti a ridosso della camera di scavo, sia l'andamento planimetrico sia l'andamento altimetrico del tracciato di scavo (Figura 40).

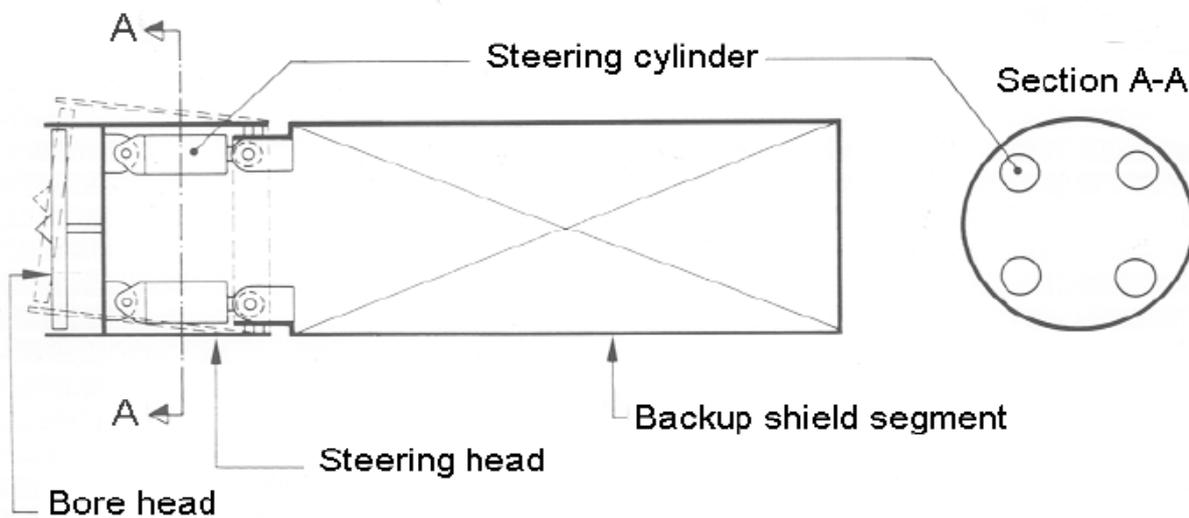


Figura 40 – Sistema di martinetti idraulici, azionabili singolarmente, che agiscono sulla testa frestante per la correzione dell'andamento planoaltimetrico del tracciato di scavo (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Secondo quanto suggerito nei criteri di progettazione al capitolo 8 della ATV A 125, vi sono dei valori di tolleranza massimi da rispettare durante la posa delle tubazioni. Infatti, le deviazioni massime rispetto all'asse di progetto dovranno essere definite in modo che la condotta garantisca la sua funzionalità e che non crei rischi per altre strutture e sistemi esistenti. Inoltre, si prescrive, per la costruzione di fognature o condotte forzate, l'utilizzo esclusivo di metodi guidati. In Tabella 17 vengono riportati i valori di deviazione massima consentiti secondo la normativa tedesca ATV A 125.

Tabella 17 – Valori di deviazione massima da garantire secondo normativa ATV A 125

DN (mm)	Deviazione verticale massima (mm)	Deviazione orizzontale massima (mm)
< 600	± 20	± 25
≥ 600 e ≤ 1000	± 25	± 40
> 1000 e < 1400	± 30	± 100
≥ 1400	± 50	± 200

Per assicurare che tali valori di deviazione massima vengano rispettati, occorre acquisire in continuo, durante tutte le operazioni di scavo, il valore delle deviazioni orizzontali e verticali, la pendenza, le oscillazioni rispetto all'asse di progetto e la progressiva di avanzamento.

Le tecnologie ad oggi presenti sul mercato per poter monitorare i suddetti parametri sono:

- Metodi di misurazione ottica: per la determinazione della deviazione orizzontale e verticale rispetto all'asse di progetto;
- Giroscopi: per monitorare le deviazioni orizzontali;
- Inclinatori e bussole giroscopiche: per la determinazione della pendenza e delle oscillazioni rispetto all'asse di progetto;
- Misuratore di distanza: per la determinazione della progressiva di avanzamento.

I metodi di misurazione ottica si avvalgono dell'impiego di sistemi a tecnologia laser (Electronic Laser System, ELS), mentre, per la misurazione delle oscillazioni e delle pendenze del tracciato, si impiegano bussole giroscopiche e inclinatori attraverso la tecnologia Gyro Navigation System (GNS).

2.2.2.8.1 – Electronic Laser System (ELS)

Questo sistema di guida prevede l'utilizzo di un sistema di laser e di bersagli e per la sua semplicità viene impiegato esclusivamente in attraversamenti rettilinei brevi, solitamente inferiori a 300 metri. Il teodolite laser opportunamente installato nel pozzo di lancio viene puntato verso il bersaglio installato in prossimità della macchina di scavo assicurando il mantenimento del corretto asse di progetto. L'operatore addetto al controllo in remoto della macchina può così controllare eventuali deviazioni sia verticali che orizzontali rispetto all'asse di progetto e dunque correggere la traiettoria di scavo. In Figura 41 viene rappresentata in maniera schematica il principio di funzionamento del sistema di guida ELS.

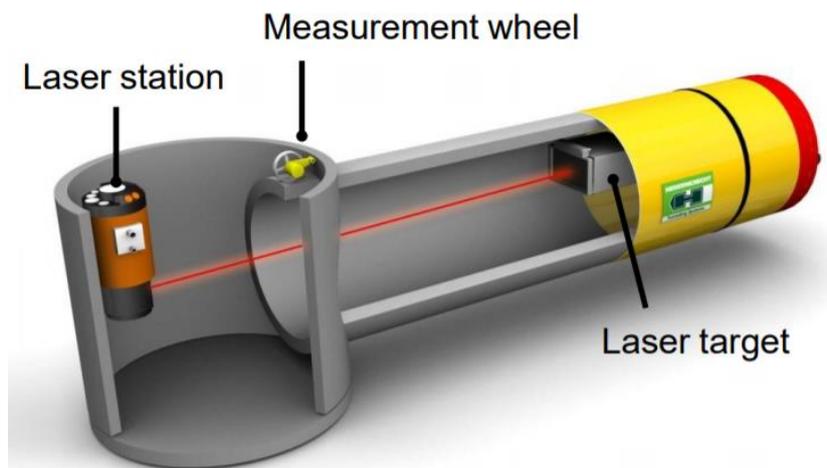


Figura 41 – Rappresentazione schematica del sistema di guida ELS (Herrenknecht.com)

Il corretto utilizzo di sistemi laser per la verifica di deviazioni verticali e orizzontali è però fortemente influenzato dalle variazioni di temperatura all'interno della condotta già realizzata. Infatti, strati di aria a differente temperatura lungo la sezione verticale del tubo, possono causare il fenomeno della rifrazione del raggio laser determinando così una non corretta lettura della traiettoria del raggio stesso.

In Figura 42 viene riportata, all'aumentare della distanza e al variare del gradiente di temperatura, la deviazione subita dal raggio laser a seguito del fenomeno di rifrazione.

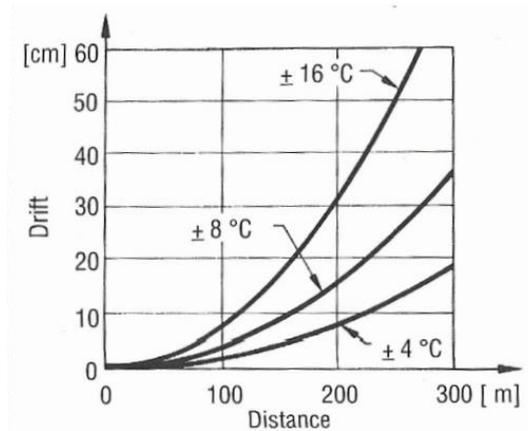


Figura 42 – Deviazione del raggio laser in funzione del gradiente di temperatura e della distanza (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Per ovviare a tale problema viene talvolta affiancato al sistema laser un sistema idraulico di livellamento dell'acqua (Electronic Laser System - Hydrostatic Water Level, ELS-HWL) in grado di determinare la deviazione verticale e rende possibile l'impiego di tale sistema di guida in tratti rettilinei fino a lunghezze di 400 metri (Figura 43).

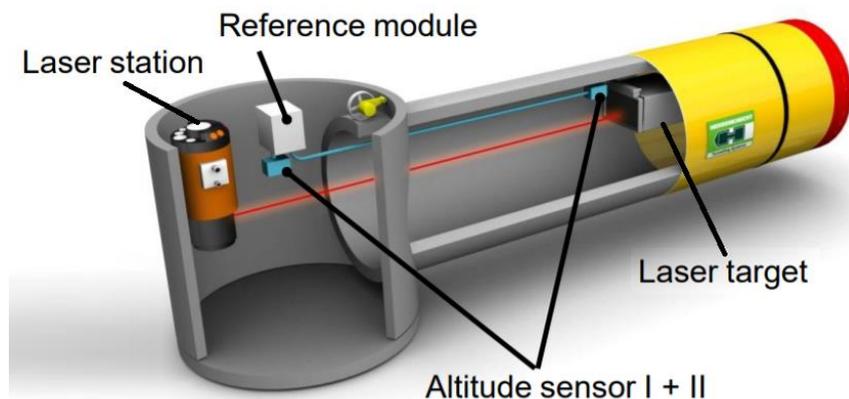


Figura 43 – Sistema di guida laser con sistema idraulico di livellamento dell'acqua, ELS-HWL (Herrenknecht.com)

Un altro fattore da considerare quando vengono impiegati sistemi a tecnologia laser è il fenomeno della dispersione del raggio (scattering). Infatti, quando viene impiegato per distanze considerevoli, la traiettoria del raggio laser viene deflessa a causa della collisione con particelle di polveri presenti nell'aria. Per ovviare a tale problema viene spesso impiegato un sistema di ventilazione in grado di rimuovere le polveri presenti nell'aria.

2.2.2.8.2 – Gyro Navigation System (GNS)

Con questo sistema è possibile determinare in continuo la precisa posizione della macchina di scavo durante l'attraversamento sia di tratti curvilinei sia di tratti rettilinei con lunghezza superiori ai 400 metri e per diametro della tubazione superiore a 800 mm. La posizione spaziale della macchina di scavo risulta visibile su di uno schermo all'operatore addetto al controllo in remoto della macchina permettendo così di correggere un'eventuale deviazione rispetto all'asse di progetto detto anche Designed Tunnel Alignment (DTA).

Questo sistema di guida si basa sull'utilizzo di un giroscopio ottico installato all'interno della macchina in grado di misurarne l'esatta posizione attraverso l'impiego di bussole giroscopiche e di inclinometri. La bussola giroscopica è un dispositivo rotante che si basa sulla legge di conservazione del momento angolare, in grado di rilevare l'esatta posizione del nord geografico. Il suo movimento viene impedito lungo l'asse orizzontale y rimanendo libero di muoversi lungo l'asse orizzontale x e lungo l'asse verticale z . La posizione della macchina viene determinata in tempo reale ed è possibile la valutazione del beccheggio e del rollio grazie alla presenza di accelerometri.

Inoltre, vi è la presenza di un sistema idraulico di livellamento dell'acqua basato sul principio dei vasi comunicanti per la determinazione della deviazione verticale. Esso è composto da due sensori per la determinazione del livello dell'acqua e da un serbatoio collegati tra di loro. La differenza di carico piezometrico tra i due sensori è direttamente proporzionale alla posizione della MTBM.

Questo sistema viene impiegato con successo in tratti curvilinei aventi un qualsiasi raggio di curvatura. Inoltre, ha il vantaggio di poter essere impiegato nel controllare l'andamento planimetrico e altimetrico durante la realizzazione di scavi anche di modesto diametro.

In Figura 44 viene rappresentata in maniera schematica il principio di funzionamento del sistema di guida secondo GNS.

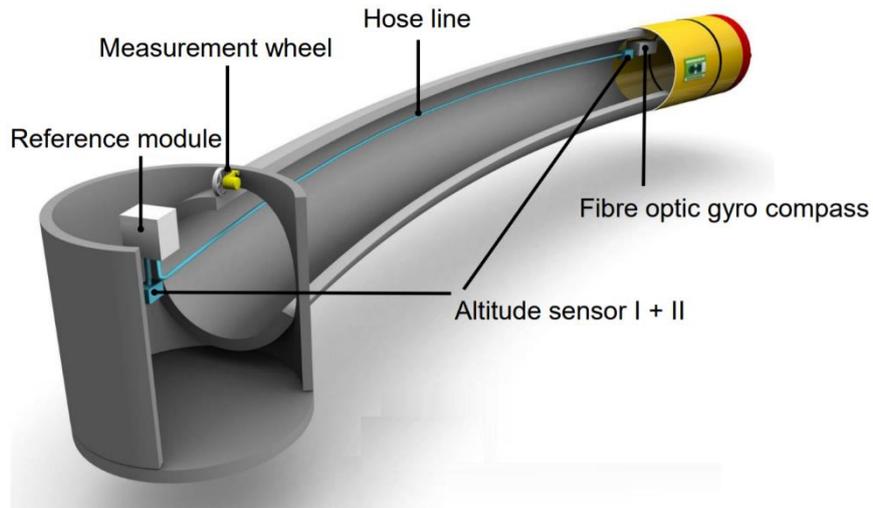


Figura 44 – Rappresentazione schematica del sistema di guida GNS (Herrenknecht.com)

2.2.3 – *Pipe Jacking*

Come ampiamente esplicitato nel capitolo riguardante la Pipe Jacking Technique, questo metodo di scavo non guidato prevede la posa di reti di sottoservizi attraverso l'installazione di condotte prefabbricate da un pozzo di lancio ad uno di ricezione attraverso un sistema di spinta idraulico.

La spinta necessaria all'avanzamento viene impartita nel pozzo di lancio da un sistema di martinetti e trasmesso attraverso le varie sezioni delle condotte fino al raggiungimento della testa di perforazione. Ultimato lo scavo si procede al recupero nel pozzo di estrazione delle varie parti meccaniche della macchina che saranno poi reimpiegate in futuri progetti. Entrambe le fasi di scavo e di smarino richiedono la presenza di personale addetto all'interno delle condotte appena installate. Questa peculiarità è proprio ciò che differenzia la tecnica di scavo del Pipe Jacking dal microtunnelling.

2.3 – Drilling Techniques

Con questa tecnica di scavo si rende possibile la realizzazione e la posa di reti di sottoservizi quali fognature e cavidotti aventi sezione limitata. La traiettoria di scavo realizzata con questa tecnica può essere sia rettilinea sia curvilinea per poter meglio aggirare possibili ostacoli. La direzionalità è ottenuta tramite l'impiego di una testa di perforazione inclinata in grado di compiere traiettorie rettilinee attraverso la rotazione costante della stessa mentre se mantenuta fissa risulta in grado di modificare la traiettoria. Le operazioni di scavo avvengono solitamente in due fasi distinte: la prima prevede la realizzazione di un foro pilota lungo il percorso di progetto mentre la seconda prevede invece l'alesaggio del foro pilota fino al raggiungimento del diametro finale di progetto. Qualora le condizioni geologiche siano particolarmente difficili oppure il diametro finale sia considerevole, gli stadi di alesaggio possono essere più di uno con un aumento graduale del diametro del foro.

La perforazione può essere effettuata sia da un pozzo di lancio ad uno di ricezione, sia direttamente dalla superficie, impostando un angolo di scavo compreso tra 10° e 20° rispetto al piano orizzontale.

Questa tecnica di scavo è fortemente influenzata dalle condizioni geologiche del mezzo: la presenza di argille omogenee rappresenta infatti la condizione migliore per l'impiego delle tecniche di perforazione. La presenza di sabbia può risultare sfavorevole in quanto non in grado di garantire la stabilità del cavo soprattutto in presenza di falda freatica. L'eventuale presenza di ghiaia invece richiede l'impiego di fanghi bentonitici per assicurare la stabilità del cavo e determina un aumento dell'usura degli utensili presenti sulla testa di scavo.

In linea generale è possibile fare riferimento alla Tabella 18 in cui viene riportato, al variare del tipo di terreno, la migliore tecnica di perforazione da impiegare.

Tabella 18 – Classificazione generale delle tecniche di perforazione rispetto al tipo di terreno

Type of ground	Drilling technique
Silt, clay, sand	<ul style="list-style-type: none"> • Low pressure jetting • Dry boring
Gravel, marl, spoil, shale, clays	<ul style="list-style-type: none"> • High pressure jetting • Dry boring • Double tube/head casing system • Mud motors
Marl, spoil, clays, limestone, sandstone	<ul style="list-style-type: none"> • High pressure jetting • Double tube/head casing system • Dry boring (percussion and water mist lubrication) • Mud motors
Limestone, sandstone, some granites, spoil, gneiss	<ul style="list-style-type: none"> • Mud motors with tungsten carbide or diamond inserts • Dry boring (percussion/rotation and water mist lubrication)

La maggior parte delle teste di perforazioni impiegate ad oggi sul mercato per la realizzazione del foro pilota, si avvalgono dell'utilizzo di fluidi di perforazione (Fluid-assisted bore). Il fluido di perforazione maggiormente impiegato è una miscela di acqua e bentonite in grado di trasportare i detriti di scavo in sospensione in superficie ed è convogliato sia a bassa sia ad alta pressione alla testa di perforazione. Per il trattamento del fango in superficie è prevista la presenza di un impianto di

separazione in grado di recuperare la maggiore quantità di bentonite per poi reimmetterla tramite l'ausilio di un impianto dedicato. Inoltre, l'impiego del fango bentonitico durante lo scavo è fondamentale per assicurare la stabilità delle pareti in condizioni geologiche dove essa può venire meno e per poter ridurre le forze di attrito durante il varo dei tubi. Qualora vi sia presenza di formazioni caratterizzate da valori elevati di resistenza a compressione, è previsto l'impiego di turbine con motore a fanghi (mud motors) in grado di assicurare elevati valori di pressione al fluido di perforazione.

Altri sistemi di perforazione invece non prevedono l'utilizzo di fango bentonitico, la perforazione in questo caso avviene a secco (dry boring). Questo sistema risulta più semplice e snello in quanto non è previsto alcun impianto di trattamento ma i diametri raggiungibili risultano limitati.

Una caratteristica sempre più comune è quella di aumentare la forza assiale e di rotazione della perforazione attraverso un'azione percussiva ausiliaria. Questa forza può essere ottenuta tramite l'impiego di martelli a fondo foro in grado di migliorare significativamente l'efficienza della macchina di lavorare in rocce dure ed in presenza di trovanti.

Le tecniche di scavo tramite perforazione si distinguono in perforazioni orizzontali controllate o trivellazioni orizzontali controllate (T.O.C.) in inglese note con il termine Horizontal Directional Drilling (H.D.D.) ed in trivellazioni guidate, in inglese Guided Boring. I due termini risultano intercambiabili in quanto esiste un'ampia sovrapposizione nelle funzionalità delle apparecchiature impiegate che risulta inutile e non necessario tracciare una linea di separazione tra le due tecniche citate. Di seguito viene dunque analizzata la sola tecnica delle trivellazioni orizzontali controllate (H.D.D.).

2.3.1 – Horizontal Directional Drilling (HDD)

Questa tecnologia viene impiegata principalmente per la posa di reti di sottoservizi aventi lunghezze considerevoli ed in presenza di ostacoli che si rende necessario superare. Infatti, questo tipo di trivellazioni risultano guidate in quanto è possibile modificare con l'avanzare dello scavo la traiettoria rendendo tale tecnologia adatta al superamento di strade, ferrovie, alvei fluviali etc.

Le fasi di realizzazione e posa delle condotte con questa tecnica sono sostanzialmente tre e vengono illustrate di seguito:

1. **Realizzazione del foro pilota (Pilot drilling):** in questa prima fase una batteria di perforazione, avente diametro compreso tra i 100 mm ed i 150 mm, viene spinta per rotopercolazione nel mezzo secondo un tracciato prestabilito da un punto di ingresso fino al raggiungimento del punto di uscita. Le teste di perforazioni impiegate in questa fase variano a seconda delle condizioni geologiche presenti. Le operazioni di realizzazione del foro pilota sono riportate in Figura 45.

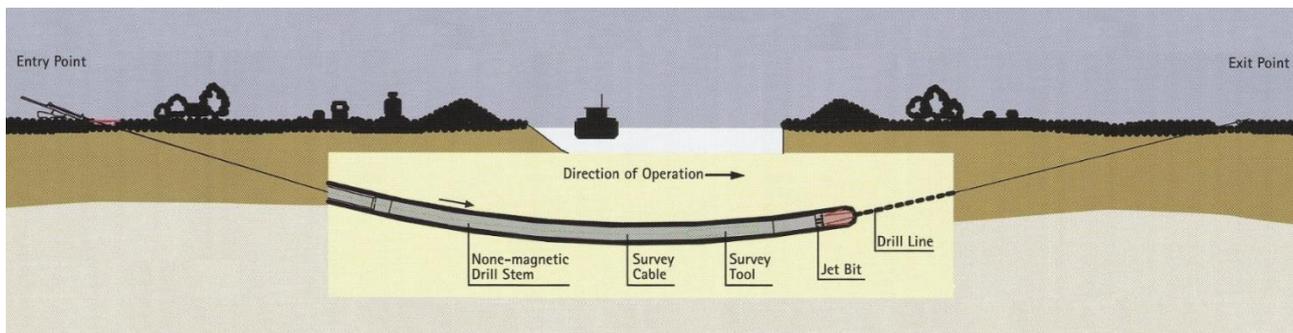


Figura 45 – Realizzazione del foro pilota (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)

2. **Alesaggio del foro pilota (Pre-reaming):** in questa seconda fase avviene l'alesaggio a ritroso del foro pilota che può essere effettuato anche con più passaggi fino al raggiungimento del diametro di progetto. L'alesatore viene installato in testa alla batteria di aste di acciaio quando

l'utensile di fondo foro ha raggiunto il punto di uscita. Le operazioni di alesaggio del foro pilota sono riportate in Figura 46.

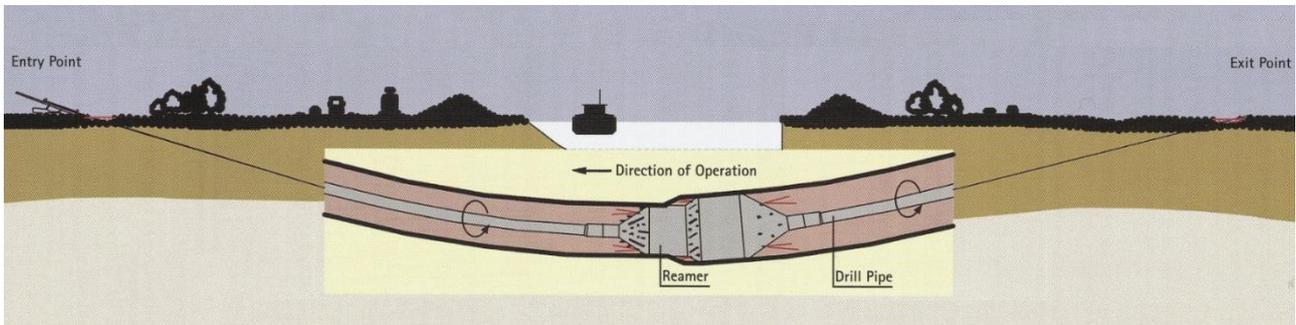


Figura 46 – Fase di alesatura del foro pilota fino al raggiungimento del diametro di progetto (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)

3. Tiro (Pullback): in questa ultima fase vi è la vera e propria installazione delle tubazioni. La tubazione da installare viene assemblata fuori terra e collegata alla batteria di aste di perforazione al punto di uscita. Vi è la presenza di un giunto girevole reggispinta (swivel) il cui compito è quello di trasmettere alle tubazioni la sola forza di trazione in fase di varo e non la coppia. La posa della tubazione si conclude con il raggiungimento del punto di entrata. Le operazioni di tiro delle tubazioni sono riportate in Figura 47.

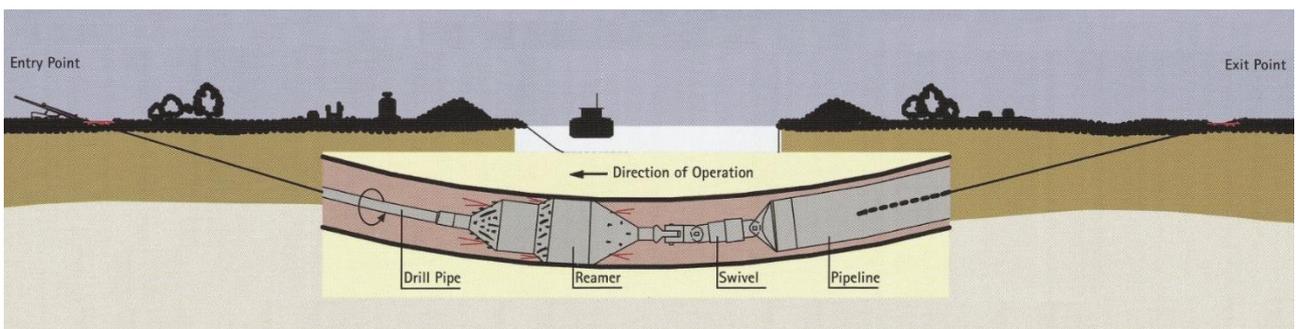


Figura 47 – Fase finale di tiro delle tubazioni (HDD – Horizontal Directional Drilling: trenchless installation of pipe system with state of the art equipment from Herrenknecht)

I perforatori impiegati in questa tecnica di scavo si differiscono tra di loro per forza di tiro, coppia e peso proprio. Infatti, al variare delle condizioni geologiche e della lunghezza di scavo è possibile scegliere tra quattro sistemi di perforazioni differenti come riportato in Tabella 19.

Tabella 19 – Classificazione dei perforatori impiegati nelle trivellazioni orizzontali controllate

Sistema HDD	Massima forza di tiro (kN)	Coppia massima (kNm)	Peso (t)
Mini	≤ 150	10 – 15	< 10
Midi	$> 150 - \leq 400$	15 – 30	10 – 25
Maxi	$> 400 - \leq 2500$	30 – 100	25 – 60
Mega	> 2500	> 100	> 60

3 – Nuovo collegamento ferroviario Torino - Ceres

3.1 – Il progetto

In passato, la ferrovia storica Torino – Ceres che collegava il capoluogo piemontese con l’aeroporto di Caselle Torinese e le Valli di Lanzo, si immetteva sul passante ferroviario FS, ora RFI, di Torino in corrispondenza della stazione Dora.

A seguito dei lavori di ammodernamento e quadruplicamento del passante ferroviario di Torino eseguiti ad opera di RFI su progetto Italferr, si è preclusa la possibilità di mantenere il predetto proseguimento della ferrovia Torino – Ceres sul passante ferroviario della città. Infatti, la soluzione adottata fu quella di interrare la linea ferroviaria del passante fin sotto il fiume Dora Riparia abbassandone dunque il piano del ferro di circa 20 metri dal piano campagna. Ne consegue che, in corrispondenza della Stazione Dora, dove avveniva l’immissione della linea ferroviaria Torino – Ceres nel passante di Torino, le due ferrovie si trovino ad una differenza di quota di circa 18 metri.

L’intera opera si sviluppa in sotterraneo all’interno di una galleria artificiale tra paratie eseguita con metodo “*Cut and Cover*”. La lunghezza complessiva del collegamento è di 3385 metri, all’interno di tale tratta si inseriscono e saranno operative la Stazione Rebaudengo (in condivisione con l’utenza RFI) e la nuova Fermata Grosseto, introdotta nel percorso in sostituzione della Stazione di Madonna di Campagna che il nuovo tracciato ha invece escluso, e riservata esclusivamente all’utenza della linea GTT Torino – Ceres. Anche la Stazione Dora, attualmente in superficie, verrà dismessa.

In Figura 48 viene riportata uno schema semplificato dell’opera da realizzarsi.

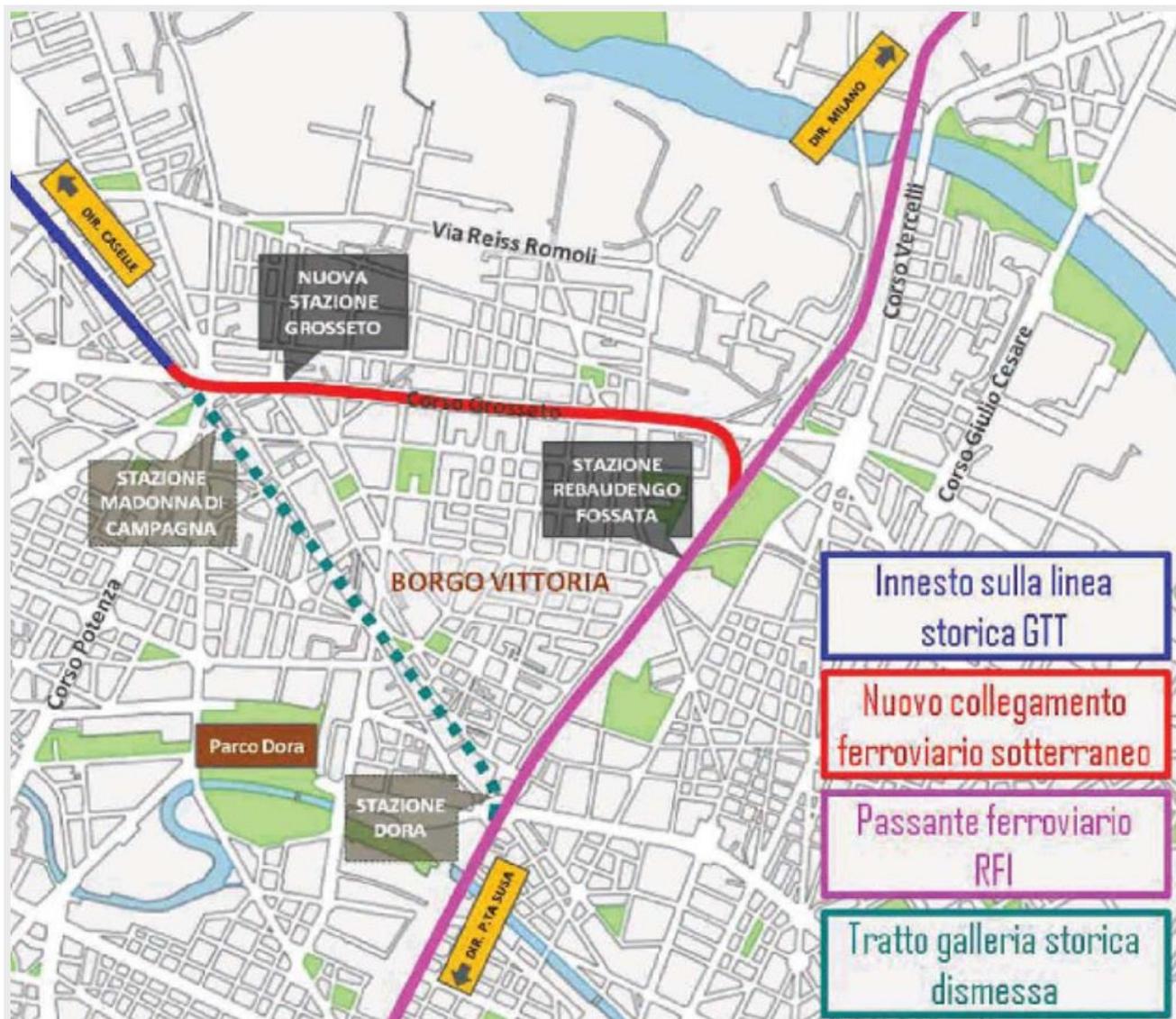


Figura 48 – Rappresentazione schematica del nuovo collegamento ferroviario da realizzare lungo la direttrice di corso Grosseto, con indicazione delle stazioni contemplate nel progetto (S.C.R. Piemonte S.p.A., Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres)

L'importanza strategica di questa opera in progetto precluderà ogni possibilità di un eventuale proseguimento della ferrovia Torino – Ceres sulla linea esistente fino a stazione Dora. La galleria artificiale, che rappresenta l'intervento da realizzare, si sviluppa per 2500 metri circa, a partire dalla Stazione Rebaudengo, per ricollegarsi, in corrispondenza di Largo Grosseto, al tracciato della ferrovia Torino – Ceres, all'imbocco di Via Confalonieri.

Lo sviluppo plano-altimetrico del tracciato ha dovuto tener conto di diversi vincoli territoriali ed infrastrutturali che hanno comportato una certa rigidità nella definizione dello stesso. Tra i principali vincoli che hanno condizionato le scelte progettuali ci sono:

- La presenza di fabbricati in prossimità del parco Sempione e del raccordo con la linea esistente Torino – Ceres;
- Il contesto altamente trafficato di Corso Grosseto che impone di mantenere il maggior numero possibile di corsie stradali per non gravare sulla viabilità;
- La presenza di opere complementari quale il nuovo sottopasso veicolare in Largo Grosseto;
- La necessità di raccordarsi con le linee ferroviarie esistenti e garantire la comunicazione con RFI.

Il tracciato della nuova bretella ferroviaria percorre quindi il passante ferroviario dalla dismessa fermata Dora, posta ad una quota di circa 20 metri dal piano campagna, per risalire fino alla stazione Rebaudengo ad una quota di circa 8 metri dal piano campagna.

Superata stazione Rebaudengo, il collegamento si estende in direzione Ovest percorrendo Corso Grosseto sempre in sotterraneo ed in rettilineo fino a Largo Grosseto. Subito dopo la nuova stazione Grosseto, il tracciato compie un flesso planimetrico in grado di garantire il riallineamento al tracciato del vecchio percorso storico della ferrovia Torino – Ceres.

La tratta di galleria esistente su cui si immette il nuovo tracciato è oggetto di riqualificazione e messa a norma mediante l'introduzione di idonei impianti.

La sezione netta della galleria artificiale corrente è stata dimensionata per contenere il doppio binario avente scartamento pari a 1435 mm ciascuno. Tuttavia, a seguito dell'adozione di raggi di curvatura ridotti, si è verificata la necessità di realizzare una sezione di galleria allargata necessaria a contenere l'aumento dell'intervallo dei binari. Pertanto, si prevedono due sezioni tipo aventi rispettivamente una luce netta interna pari a 9,16 metri ed intervallo pari a 2,12 metri, adottate in rettilinei e nei tratti aventi raggio di curvatura maggiore di 450 metri, ed una luce interna pari a 9,60 metri ed intervallo pari a 2,57 metri, in corrispondenza di curve con raggio minore di 450 metri.

La galleria artificiale è dotata di uscite di sicurezza per le situazioni di emergenza, poste circa a 700 metri di distanza una dall'altra.

Il profilo longitudinale del nuovo tracciato, lungo tutto il suo sviluppo, presenta alle estremità un dislivello pari a circa 11 metri, equivalente ad una pendenza media di circa il 6 ‰, mentre la pendenza in corrispondenza della fermata Grosseto resta al di sotto del 2 ‰, così come imposto dalle normative ferroviarie.

La nuova fermata Grosseto si sviluppa in sotterraneo con banchine di lunghezza pari a 180 metri, per mantenere l'omogeneità con tutte le altre stazioni della ferrovia Torino – Ceres. Tali banchine sono collegate tra loro attraverso un cunicolo che sottoattraversa i due binari, servito da scale fisse e mobili e dotato di ascensori per disabili, e consentono l'uscita all'esterno mediante scale fisse, scale mobili ed ascensori.

L'opera in questione prevede altresì interventi di revisione della viabilità metropolitana attraverso una completa riqualificazione dell'area. Infatti, è prevista inizialmente la demolizione delle due sopraelevate di corso Grosseto, Grosseto Est – Ovest e Potenza – Grosseto, in quanto interferenti con l'opera da realizzare e sostituite con un incrocio regolato da semafori. Inoltre, per smaltire il volume di traffico di superficie, è prevista la realizzazione di un sottopasso viario sotto largo Grosseto lungo circa 400 metri in grado di mettere in comunicazione corso Potenza con corso Grosseto.

Lungo l'intero tratto di corso Grosseto interessato dai lavori, sono previsti interventi per riorganizzare le aree di parcheggio a raso ed inoltre è prevista la realizzazione di una pista ciclabile.

Il costo complessivo dell'opera ammonta a 175.000.000,00 € e le fonti del finanziamento sono così suddivise:

- 20.000.000,00 € provenienti dai fondi dell'organismo statale CIPE (Comitato interministeriale per la programmazione economica) assegnati il 23/03/2012;

- 137.000.000,00 € fondi del Programma Attuativo Regionale (PAR) del fondo per lo Sviluppo e la Coesione (FSC) nel Dicembre 2015;
- 18.000.000,00 € fondi regionali Legge Regionale 28/12/2012 n. 18.

La stazione appaltante che realizza l'opera è S.C.R. Piemonte S.p.A. che individua come appaltatore la società di costruzioni italiana ITINERA S.p.A. e la società CMB Carpi entrambe facente parte della società consortile CERVIT.

L'inizio dei lavori è avvenuto nel Settembre del 2017 e la durata prevista per il completamento dell'intera opera è di circa 4 anni. La realizzazione dell'opera viene suddivisa in 5 macrofasi come illustrato in Figura 49.



Figura 49 – Individuazione delle macrofasi su corso Grosseto con cui verrà realizzata l'opera di collegamento ferroviario della linea Torino – Ceres con il Passante ferroviario di Torino (S.C.R. Piemonte S.p.A., Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres)

Durante la fase 1 dalla durata di 7 mesi, è previsto lo spostamento dei sottoservizi (by-pass) e delle fognature. Inoltre, si procede con la demolizione del 95% del viadotto Grosseto Est – Ovest e di una rampa del viadotto Potenza – Grosseto poiché, le restanti 4 campate (5%) sono oggetto di un progetto di ricerca da parte del Politecnico di Torino e del Politecnico di Milano finalizzato al recupero delle travi per poterne studiare le prestazioni residue al completamento del ciclo di vita utile.

Ultimate le demolizioni è possibile effettuare l'inizio dei lavori di costruzione delle paratie della galleria ferroviaria nella zona del nodo Potenza Grosseto e in zona Parco Sempione, stazione Rebaudengo.

La fase 2, avente una durata di 5 mesi, prevede lo spostamento della rete fognaria SMAT (Società Metropolitana Acque Torino), la costruzione della galleria ferroviaria su Corso Grosseto, tra via Bibiana e via Campiglia e tra via Ala di Stura e gli svincoli tangenziali.

La fase 3, analoga alla Fase precedente ma dalla durata di 6 mesi, contempla lo spostamento della rete fognaria SMAT e la costruzione della galleria ferroviaria su Corso Grosseto, tra via Campiglia e via Casteldelfino, e tra via Bibiana e via Ala di Stura. Inoltre, in questa fase, avranno inizio i lavori per la realizzazione della Fermata Grosseto.

La fase 4 prevede, in 6 mesi, il completamento dell'ultimo tratto di galleria ferroviaria su Corso Grosseto, tra via Casteldelfino e largo Grosseto. Inoltre, verrà ultimata la fermata Grosseto e verrà demolito l'ultima rampa del viadotto facente parte del ramo Potenza – Grosseto.

I lavori si ultimeranno con la fase 5 in cui verrà realizzato il sottopasso stradale che permetterà di smaltire agevolmente i flussi di traffico diretti su largo Grosseto. Questa ultima fase avrà una durata pari a 10 mesi.

L'avanzamento dei lavori stimato a Febbraio 2019 è pari al 25% del totale in linea con il cronoprogramma generale dell'opera.

3.2 – Inquadramento geologico

Nel presente capitolo viene fornita una sintesi dell'inquadramento geologico dell'area di intervento. Tali informazioni sono reperite all'interno del Progetto Esecutivo negli elaborati relativi alla relazione geologica e idrogeologica e alla relazione geotecnica.

A scala regionale l'area del comune di Torino ricade in un tratto di pianura costituito da una serie di depositi alluvionali e fluvioglaciali prevalentemente grossolani con spessore dell'ordine di alcune decine di metri, che ricoprono in discordanza una successione di sedimenti lacustri e fluvio-lacustri a granulometria fine, poggiante a sua volta su termini riferibili ad una successione pliocenica terrigena di ambiente marino.

La successione litostratigrafica del sottosuolo torinese risulta costituita dalle seguenti unità:

- Coltre alluvionale quaternaria, costituita in prevalenza da ghiaie e ciottoli in matrice sabbioso-limosa, al cui interno sono presenti localmente intercalazioni limoso-argillose e livelli discontinui di conglomerato (depositi morenici, fluvioglaciali e fluviali);
- Sequenza di depositi di ambiente lacustre e fluvio-lacustre (Villafranchiano), comprendente un'alternanza di sedimenti limoso-argillosi con intercalazioni a granulometria più grossolana (sabbioso-ghiaiosa) relative agli apporti dei corsi d'acqua;
- Depositi di ambiente marino a granulometria sabbiosa fine e limoso-argillosa caratterizzati dalla frequente presenza di resti fossili.

I sedimenti affioranti nell'intorno dell'area di intervento sono costituiti da depositi fluviali e fluvioglaciali di età quaternaria. Secondo quanto riportato nella Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), Foglio 56 (Torino), tali depositi risultano costituiti da ghiaie e sabbie alternate a subordinate lenti sabbioso-limose di spessore variabile.

Secondo quanto riportato nello “Studio generale geologico, idrogeologico geotecnico e sismico” a corredo del Progetto Definitivo, l’assetto litostratigrafico del sottosuolo a scala locale, ricostruito sulla base di indagini geognostiche condotte in prossimità dell’area di intervento nel periodo compreso tra il 1959 e il 2007, risulta così costituito (dall’alto verso il basso):

- Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa generalmente scarsa e occasionale presenza di frammenti di manufatti in calcestruzzo. Tale orizzonte assume potenza variabile e compresa tra 0,5 e 4 m;
- Depositi fluvioglaciali e fluviali costituiti da ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa con ciottoli. Tali depositi risultano debolmente cementati fino alla profondità di circa 18 m dal piano campagna; localmente è stata osservata la presenza di livelli conglomeratici di spessore inferiore al metro e lenti di sabbia con potenza metrica a profondità comprese tra i 15 e i 35 m dal piano campagna;
- Depositi di ambiente marino costituiti da limi con sabbia fine debolmente plastici e fortemente addensati.

Sulla base delle indagini geognostiche condotte nel 2010 e nel 2015 in corrispondenza dell’area di intervento e finalizzate rispettivamente alla redazione del Progetto Definitivo e del Progetto Esecutivo della nuova linea Torino – Ceres, è risultato possibile definire in maniera dettagliata l’assetto litostratigrafico del sottosuolo (cfr. “Progetto Esecutivo – Studio generale geologico, idrogeologico geotecnico e sismico” a firma dei dott. Cocchi S., ing. Enrione R. e dott. Ricci G.).

Sulla base dei dati ricavati dallo studio delle carote di terreno estratte durante la perforazione dei sondaggi di cui sopra è emerso che l’assetto litostratigrafico del sottosuolo nell’area di interesse, coerentemente con quanto già evidenziato dalle indagini pregresse, è costituito per i primi 20 metri dal piano campagna da (dall’alto verso il basso):

- Terreno di riporto: costituito da ghiaia e sabbia medio-grossolana con subordinata presenza di ciottoli (diametro massimo 15 cm) e rari blocchi (diametro maggiore di 20 cm) in matrice debolmente limosa con frammenti di laterizi e conglomerato cementizio. Tale orizzonte assume potenza variabile e compresa tra 0,5 metri e 5,5 metri;
- Sequenza di depositi a granulometria medio-grossolana: costituiti prevalentemente da ghiaia eterometrica e sabbia con subordinati ciottoli arrotondati, eterometrici (diametro massimo compreso tra i 12 cm e i 15 cm) e poligenici in matrice sabbioso-limosa di colore grigio-marrone. A partire dalla profondità di circa 18 metri dal piano campagna è stata osservata la presenza di intercalazioni con spessore generalmente metrico di depositi a granulometria medio-fine costituiti da limi sabbioso argillosi con rara presenza di ghiaia minuta. L'intera sequenza di depositi, di origine fluvioglaciale e fluviale, presenta grado di cementazione variabile da debole a medio-elevato.

In definitiva, la successione stratigrafica di riferimento è riassunta in Tabella 20 mentre in Tabella 21 vengono riassunti i parametri geotecnici di progetto limitatamente alle formazioni interessate dalle attività di scavo.

Tabella 20 – Successione stratigrafica di riferimento (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Unità e descrizione	Profondità da p.c. (+0,0 m)
STR 1 (Unità 1): terreno superficiale (riporto e/o limo sabbioso argilloso)	da +0,0 a -3,0 m
STR 2 (Unità 2): ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate	da -3,0 m a -5,0 m
STR 3 (Unità 3): ghiaie e sabbie con cementazione da debole a media	da -5,0 m a -7,5 m
STR 2 (Unità 2): ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate	da -7,5 m a -12,0 m
STR 3 (Unità 3): ghiaie e sabbie con cementazione da debole a media	< -12,0 m

Tabella 21 – Parametri geotecnici di progetto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Unità e descrizione	γ_n (kN/m ³)	E (MPa)	ν (-)	φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)
STR1 (Unità 1): terreno superficiale (riporto e/o limo sabbioso argilloso)	19	10	0,35	32	0	-
STR2 (Unità 2): ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate	19,5	150	0,35	36	5	-
STR3 (Unità 3): ghiaie e sabbie con cementazione da debole a media	21	170	0,35	36	15	-

In Figura 50 si riporta una sezione tipo relativa all'assetto litostratigrafico del sottosuolo in corrispondenza del tracciato di riferimento relativa alle progressive comprese tra i 1050 e i 1300 metri all'altezza del Parco Sempione.

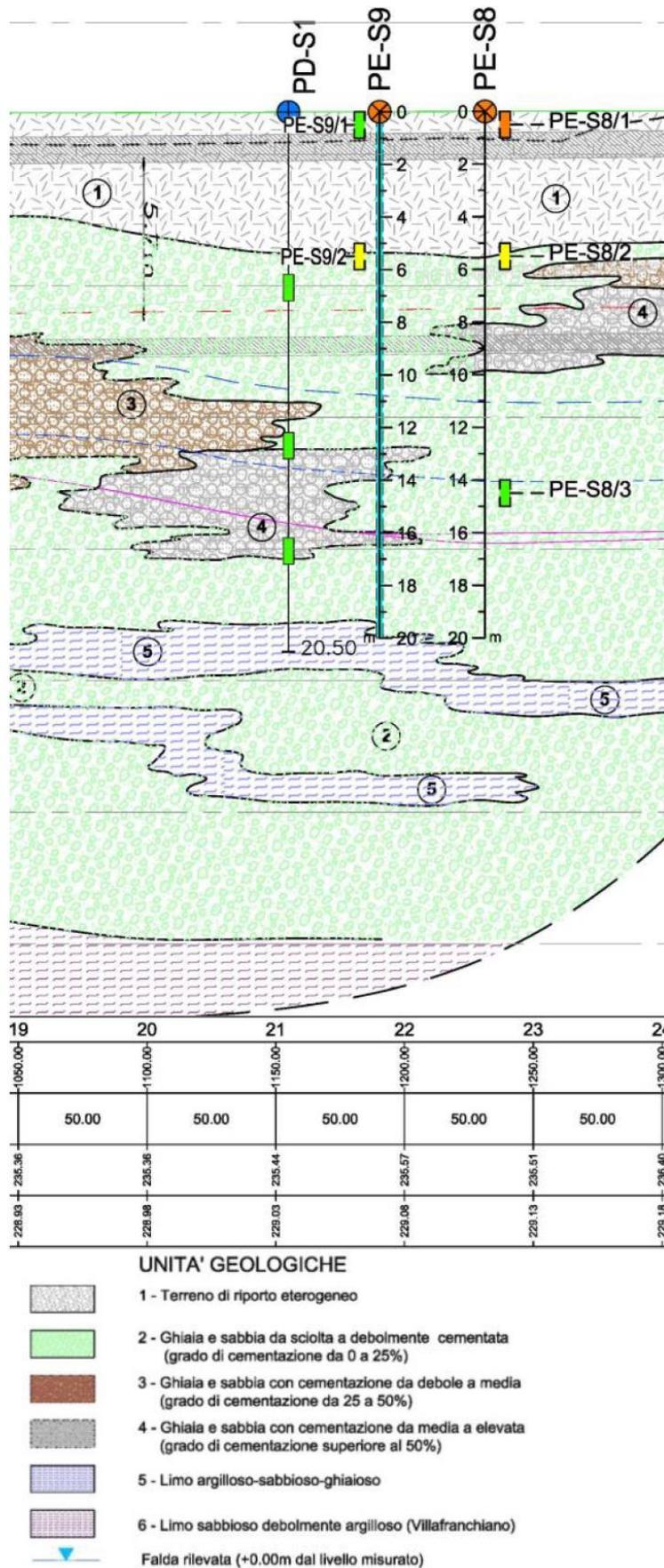


Figura 50 – Sezione tipo del sottosuolo in corrispondenza del tracciato di riferimento all’altezza del Parco Sempione (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

3.3 – Inquadramento idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, la pianura torinese risulta condizionata dal sistema idrografico superficiale del Po e dei suoi tributari Stura di Lanzo, Dora Riparia, Sangone e Chisola. In accordo con M. Civita, e S. Pizzo (2001) si possono distinguere i tre seguenti complessi idrogeologici (dal più antico al più recente):

- **Complesso arenaceo-marnoso:** individuato nei depositi terziari di ambiente marino costituiti da marne, arenarie e conglomerati che affiorano in particolare nella struttura collinare e in pianura risultano coperti dalla coltre di depositi plio-quadernari. La permeabilità per porosità primaria o per fessurazione degli orizzonti meno cementati è scarsa e il complesso non risulta quindi sede di acquiferi rilevanti;
- **Complesso delle alternanze (Villafranchiano):** è presente a profondità variabili da qualche decina di metri a sud di Torino e nel settore nord-orientale della pianura, fino ad un massimo di circa 200 metri in pozzi perforati a Venaria e Borgaro;
- **Complesso ghiaioso:** è sede della falda superficiale e si estende con continuità su tutta l'area torinese ed è caratterizzato da alternanze di sedimenti più grossolani (ghiaie sabbiose, ghiaie sabbioso-limose e conglomerati) con orizzonti più fini (sabbie e limi debolmente argillosi) che nell'insieme riducono la porosità del complesso ad un grado medio e possono determinare un effetto di confinamento della falda a carattere episodico e locale.

Secondo quanto riportato nell'elaborato relativo allo Studio generale geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico a corredo del Progetto Esecutivo, l'area interessata dal progetto di Collegamento della linea Torino – Ceres con la rete RFI lungo la direttrice di Corso Grosseto risulta caratterizzata dalla presenza di due complessi idrogeologici (dal basso verso l'alto):

- Un complesso limoso-argilloso-sabbioso situato indicativamente a profondità superiori ai 30 metri dal piano campagna e costituito per i primi 20-30 metri circa da depositi limoso-argillosi che costituiscono la base dell'acquifero superficiale;
- Un complesso ghiaioso-sabbioso sede della falda acquifera superficiale e costituito da una sequenza di depositi grossolani quaternari con potenza pari a circa 30-35 metri.

In corrispondenza dell'area di intervento, sulla base dei dati piezometrici misurati durante le campagne geognostiche condotte durante le fasi di progettazione definitiva (giugno 2010) ed esecutiva (aprile-settembre 2015), la soggiacenza della superficie piezometrica della falda superficiale si attesta a profondità comprese tra 13 e 18 metri dal piano campagna e la direzione di deflusso della stessa risulta orientata da Ovest verso Est nel tratto compreso tra Largo Grosseto e Parco Sempione e da Sud Ovest verso Nord Est in corrispondenza del Passante Ferroviario come illustrato in Figura 51.

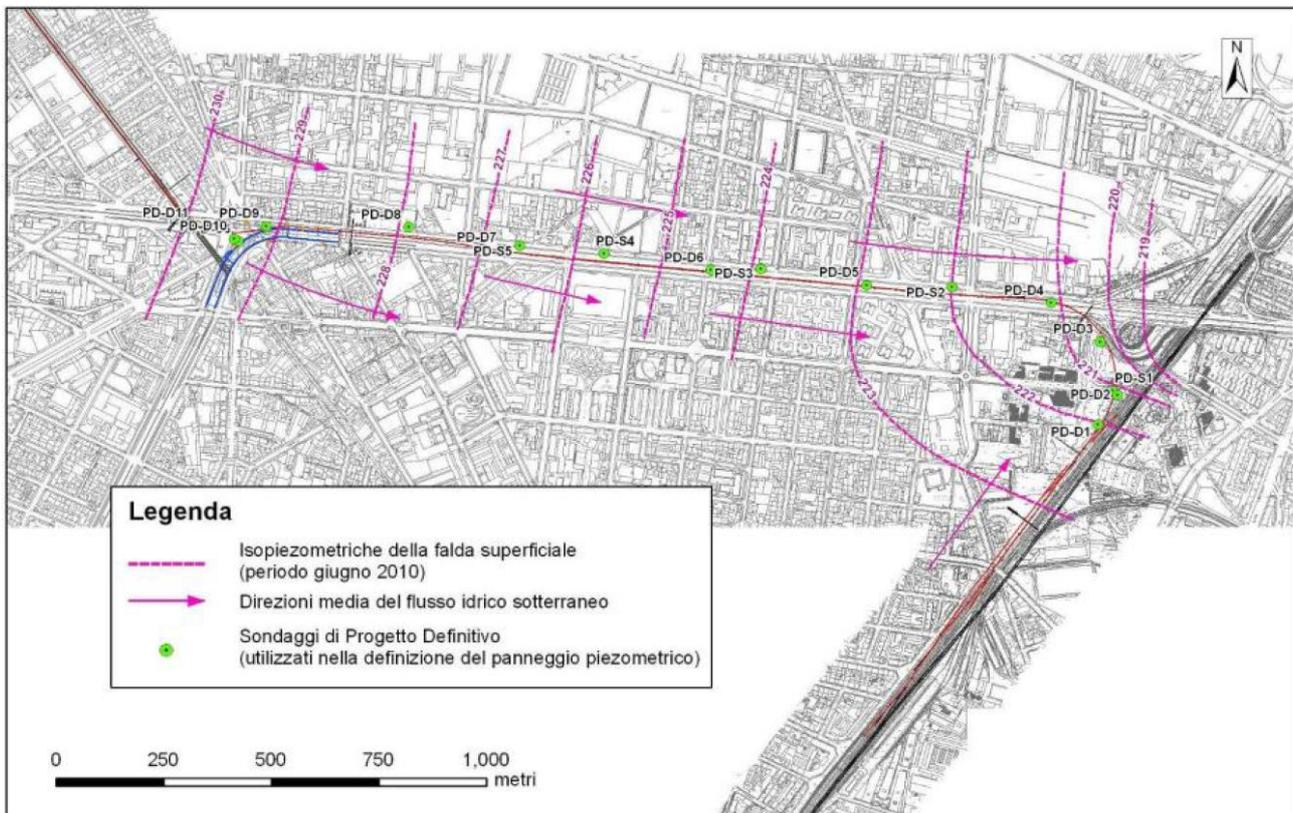


Figura 51 – Carta delle isopiezometriche della falda superficiale nell'area del Progetto, relativa al periodo di giugno 2010

(Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

3.4 – Inquadramento sismico

Al fine di quantificare il probabile livello di scuotimento del suolo associato al verificarsi di un terremoto è stata condotta una caratterizzazione sismica per quanto riguarda il tratto di fognatura oggetto dell'elaborato di tesi (riferimento al capitolo 3.6 – Dorsale n° 15 - Microtunnelling).

Lo studio è stato condotto nel comune di Torino identificato dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine 45.0781
- Longitudine 7.6761

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale seppur improbabile collasso della struttura, l'opera è classificata come “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti” (Classe II).

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'opera è classificata come “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” (tipologia I), a cui corrisponde una vita nominale V_N di 50 anni. Per costruzioni in Classe d'uso II il valore del coefficiente d'uso C_u è assunto pari a 1. Le coordinate dei nodi che delimitano la maglia che circonda il cantiere di corso Grosseto vengono riportate in Tabella 22.

Tabella 22 – Nodi della maglia che circonda il cantiere di corso Grosseto (INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

ID nodo	Latitudine (°)	Longitudine (°)
13349	45.1445	7.6795
13350	45.1479	7.7502
13571	45.0946	7.6844
13572	45.098	7.755

3.4.1 – Azione sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R ottenuto moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u come riportato dalla relazione (3.1):

$$V_R = V_N \cdot C_u \quad (3.1)$$

Per tale vita di riferimento si devono considerare azioni sismiche che abbiano una probabilità di superamento consistente con quanto indicato dal D.M. 17/01/2018 (Tabella 23), definiti gli stati limite previsti.

Fissata la vita di riferimento V_R , i parametri tempo di ritorno T_R e probabilità di superamento P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione (3.2):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.2)$$

In Tabella 1 dell'allegato B al D.M. 14/01/2008 vengono forniti, per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri relativi alla pericolosità sismica a_g , F_0 , T_c^* da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC.

Tabella 23 – Valori di probabilità associati ai diversi stati limite per vita di riferimento pari a 50 anni

Stato Limite		Probabilità di superamento (%)	Tempo di ritorno (anni)	Tempo di ritorno da tabella 1 allegato B
Stati limite di esercizio	SLO	81	30.1	30
	SLD	63	50.3	50
Stati limite ultimi	SLV	10	474.6	475
	SLC	5	974.8	975

Noti dunque dalla Tabella 1 dell'allegato B al D.M. 14/01/2008 i valori caratteristici a_g , F_0 , T_c^* dei nodi di Tabella 22, si ottengono i parametri relativi al sito operando una media pesata di tali valori nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici attraverso la relazione (3.3):

$$p = \frac{\sum \frac{p_i}{d_i}}{\sum \frac{1}{d_i}} \quad (3.3)$$

- dove
- p rappresenta il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
 - p_i rappresenta il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
 - d_i rappresenta la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia del reticolo.

In Tabella 24 vengono dunque riportati i valori di tali parametri in riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) in quanto impiegati per il calcolo dell'azione sismica.

Tabella 24 – Parametri sismici del sito

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (m/s ²)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLV	475	0,128	2,760	0,272

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nel D.M. 17/01/2018, il sottosuolo risulta appartenere alla categoria B:” Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

3.5 – Tecnologie di scavo adottate per la realizzazione dell'opera

Nel presente capitolo si illustrano sinteticamente le tecnologie di scavo impiegate per la realizzazione dell'opera infrastrutturale e le profondità di scavo raggiunte.

In particolare, le lavorazioni previste per la realizzazione della galleria ferroviaria risultano essere:

- Demolizione delle due sopraelevate di corso Grosseto e conseguente svuotamento del terreno di riporto costituente il corpo del rilevato delle rampe di accesso ai viadotti. Questa fase viene realizzata attraverso scavo tradizionale con escavatore a benna rovescia e pinze demolitrici;
- Scavo di sbancamento fino ad una quota -2 metri dal piano campagna per la realizzazione dei cordoli guida lungo tutto l'asse della futura galleria, previa rimozione del manto stradale e spostamento dei sottoservizi esistenti. Lo scavo avviene in tradizionale attraverso l'impiego di escavatore a benna rovescia;
- Realizzazione di paratie in pali secanti. Le paratie saranno realizzate mediante l'esecuzione di pali secanti trivellati armati realizzati a partire dalla quota dei cordoli posto a -2 metri dal piano campagna e spinti fino a profondità comprese tra -12 metri e -17 metri;
- Scavo di svuotamento della galleria eseguito in top down in tradizionale a seguito della realizzazione delle paratie e del solettone di copertura attraverso l'impiego di escavatore a benna rovescia.

A seguito della realizzazione del solettone di copertura, si procede al riporto di quota parte di materiale precedentemente estratto per il ripristino del piano campagna e del manto stradale lungo Corso Grosseto.

Una sezione tipo relativa allo scavo in galleria è riportata in Figura 52.

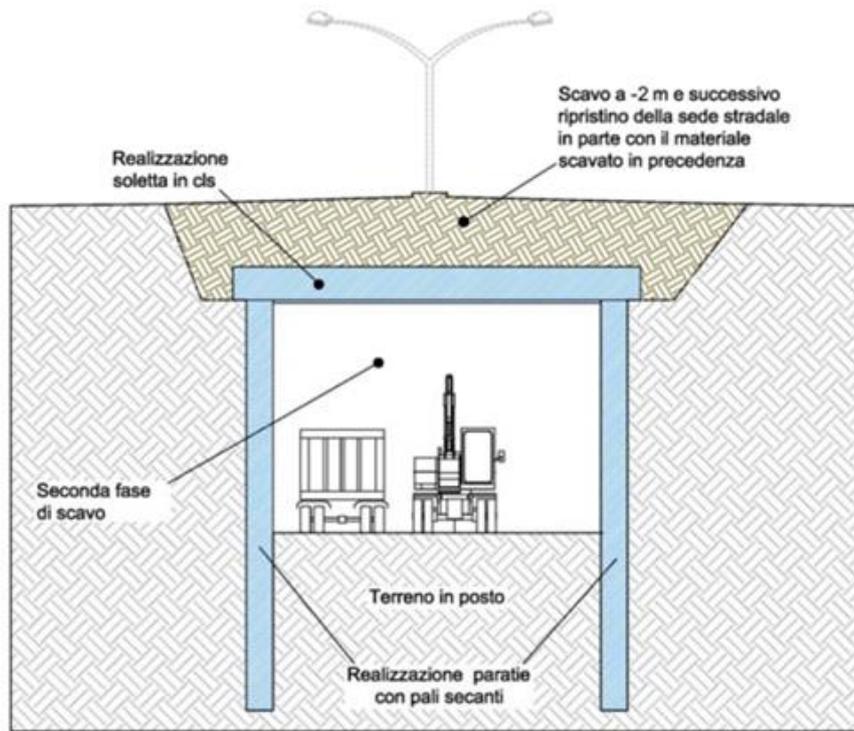


Figura 52 – Sezione tipo di scavo della galleria ferroviaria lungo la direttrice di Corso Grosseto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Per quanto concerne gli interventi atti alla risoluzione delle interferenze con le reti fognaria bianca e nera SMAT derivanti dalla realizzazione delle opere civili in sotterranea del collegamento della linea ferroviaria, sono state individuate e sviluppate 23 tratte di nuova realizzazione di rete fognaria bianca e nera e la loro ubicazione rispetto la direttrice di Corso Grosseto è riportata in Figura 53.

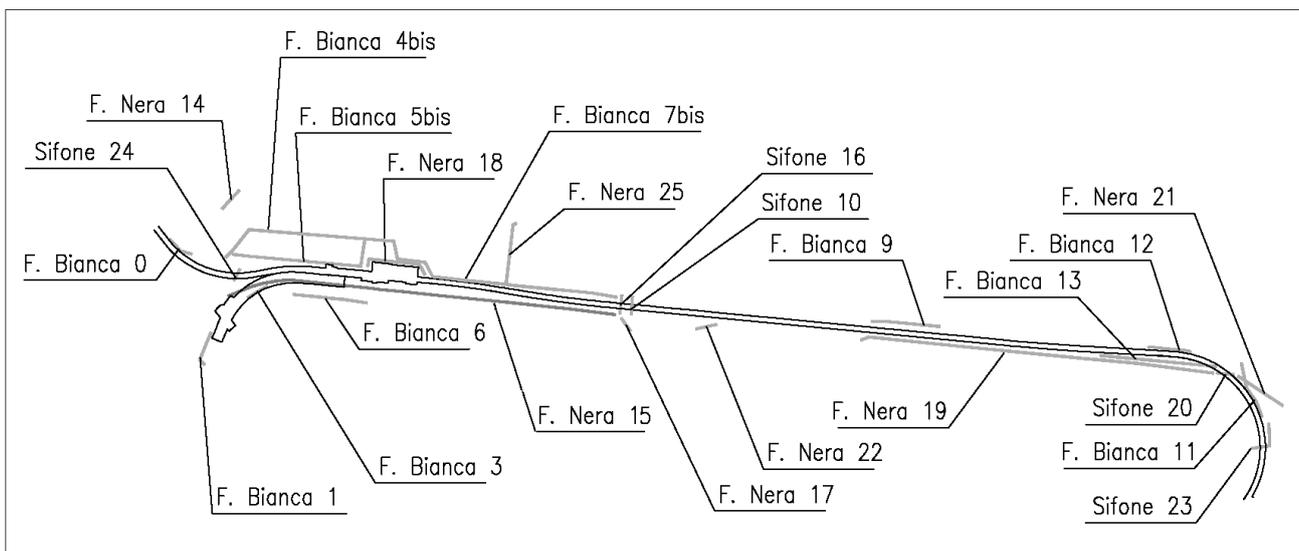


Figura 53 – Schema rappresentativo delle tratte di rete fognaria da realizzare lungo la tratta di corso Grosseto (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Suddette tratte vengono realizzate secondo metodologie e tecniche di scavo differenti e che di seguito vengono illustrate.

Le tratte di fognatura bianca vengono realizzate ricorrendo a due differenti metodologie, scelte in funzione delle necessità tecnologiche e delle altezze di scavo:

1. Scavo Automatizzato non guidato (Spingitubo – Tratta n° 10). Realizzazione del sifone posto trasversalmente a corso Grosseto in asse di via Casteldelfino, al fine di collegare la nuova tratta 7bis posta in corrispondenza del controviale Nord di Corso Grosseto con la tratte di fognatura bianca esistente posizionate a sud di Corso Grosseto; il sifone verrà realizzato mediante infissione di camicia metallica (n°2 di diametro interno di 1500 mm) e di successiva tubazione definitiva in PRFV (n°2 di diametro interno di 1000 mm) in una serie di conci fatti avanzare mediante spinta nel terreno con scudo a fronte scavo. L'avanzamento è garantito dalla spinta di martinetti idraulici contrastati dalla parete della camera di partenza. I vari conci, nel proseguo dell'avanzamento, fungono da tubo prolunga per la trasmissione in testa della spinta. L'intervento di infissione si conclude, a valle, in una camera di arrivo. Tali camere sono realizzate in paratie di micropali;
2. Scavo in trincea (tutte le restanti tratte). Posa delle condotte fognarie di diametro interno variabile in scavi a cielo aperto successivamente ricoperti. Gli scavi sono sostenuti tramite apposito sistema di blindaggio della parete che garantisce il sostegno della terra scavata risolvendo i problemi di sicurezza delle maestranze. Il sistema di blindaggio (a guide semplici e guide doppie) è dimensionato in funzione della larghezza e dell'altezza di scavo, tenendo in considerazione le caratteristiche del terreno in sito e dei sovraccarichi stradali e delle strutture presenti in prossimità delle tratte oggetto di scavo.

Le tratte di fognatura nera vengono realizzate utilizzando cinque metodi realizzativi differenti, in parte analoghi alle precedenti descrizioni.

1. Scavo automatizzato guidato (Minitunnelling – Tratta n° 19). Realizzazione di tratti di galleria con scudo direzionale a fronte aperto con fresa ad attacco puntuale (Roadheader Tunnel Machine). L'avanzamento avviene tramite spinta con martinetti idraulici. Il rivestimento definitivo della galleria ha diametro netto pari a 1500 mm. Per tale metodologia di scavo è prevista la realizzazione di pozzi circolari con misure interne diverse a seconda dell'utilizzo. Si individuano pozzi del diametro interno di 3500 mm utilizzati quale camera di partenza e arrivo e pozzi del diametro interno di 3000 mm per l'asportazione dello smarino derivante dagli scavi. I tracciati degli interventi sono ubicati nella parte a sud dell'asse stradale di corso Grosseto tra via Bibiana e Parco Sempione.
2. Scavo meccanizzato guidato (Microtunnelling – Tratta n° 15). Lo sviluppo planimetrico del tracciato ha dovuto tenere conto non solo dei suddetti vincoli territoriali ed infrastrutturali, ma bensì delle limitazioni della macchina di scavo impiegata. Infatti, la macchina impiegata, della ditta Herrenknecht modello AVN1500TB consente la realizzazione di curve aventi un raggio di curvatura minimo circa pari a 500 metri. Le condotte installate in particolare sono caratterizzate da diametro interno pari a 1500 mm e diametro esterno di 1790 mm. La pendenza di tutto il tracciato risulta essere costante e pari a 0,155%.
3. Scavo automatizzato non guidato (Spingitubo – Tratte n° 16, n° 20 e n° 23). Realizzazione dei passaggi sotterranei posti trasversalmente a corso Grosseto in asse di via Casteldelfino (tratta 16 caratterizzata da n°1 tubazione di diametro interno di 1500 mm) e per risolvere l'interferenza della galleria ferroviaria in progetto nella curvatura del tracciato nella zona del parco Sempione (tratte 20 e 23 caratterizzate da n°2 tubazioni di diametro interno di 1000 mm e 1300 mm). Tali tratte vengono realizzate con infissione orizzontale controllata delle tubazioni (camicia metallica e tubi definitivi in PRFV) suddivise in una serie di conci fatti avanzare mediante spinta nel terreno con scudo a fronte scavo. L'avanzamento è garantito

dalla spinta di martinetti idraulici contrastati dalla parete della camera che ha funzione di camera di partenza. I vari conci, nel proseguo dell'avanzamento, fungono da tubo prolunga per la trasmissione in testa della spinta. L'intervento di infissione ha conclusione, a valle, in una camera con funzione di camera di arrivo. Tali camere sono realizzate in paratie di micropali.

4. Scavo in tradizionale (Tratte n°14, n°17, n°18, n°21 e n°23) con la tecnica dei marciavanti. Realizzazione delle gallerie in avanzamento manuale da parte degli operatori con progressiva installazione di centine metalliche e marciavanti a sostegno del terreno scavato. Ultimata la fase di scavo, viene realizzata la condotta fognaria con getto definitivo di diametro interno 1500 mm.
5. Scavo in trincea (Tratta n°22). Posa della condotta fognaria di diametro interno 400 mm in scavo a cielo aperto successivamente ricoperto. Lo scavo è sostenuto tramite apposito sistema di blindaggio della parete che garantisce il sostegno della terra. Sulla tratta è presente un pozzetto di ispezione da realizzarsi in opera.

L'attività di tesi svolta ha come obiettivo finale il monitoraggio e lo studio approfondito e dettagliato della prima tratta della dorsale n°15 realizzata attraverso la tecnica del Microtunnelling.

3.6 – Dorsale n° 15 - Microtunnelling

La tratta n° 15 di fognatura nera viene realizzata con scavo meccanizzato a piena sezione attraverso la tecnica del Microtunnelling. Questo metodo di scavo non era inizialmente previsto all'interno del Progetto Definitivo in quanto la medesima tratta era da realizzarsi secondo scavo a sezione parziale attraverso la tecnica del Minitunnelling (*Roadheader Tunnel Machine*), soluzione impiegata altresì per la realizzazione della tratta n° 19.

Durante le fasi di demolizione del viadotto Grosseto Est – Ovest e del viadotto Potenza – Grosseto è stata riscontrata la presenza di minerali di amianto all'interno della pavimentazione stradale. Questo ritrovamento ha causato un fermo lavori di circa 3 mesi da parte dell'Asl e degli organi competenti in quanto risultava necessario un piano di bonifica. Alla luce dei suddetti avvenimenti nel rispetto dei percorsi critici del cronoprogramma di progetto, si è optato per l'impiego di una macchina a piena sezione controllata in remoto (Microtunnelling) poiché le opere preliminari risultavano inferiori in quanto non richiedevano la realizzazione di pozzi per lo smarino potendo così anticipare i tempi di inizio scavo ed evitando la chiusura, seppur temporanea, del traffico già congestionato dal fermo lavori di Corso Grosseto.

Grazie a questa variante in corso d'opera è stato pertanto possibile effettuare l'inizio dei lavori di scavo in accordo con il cronoprogramma senza registrare significativi ritardi.

La stazione appaltante che realizza l'intero collegamento ferroviario è S.C.R. Piemonte S.p.A. che individua come appaltatore la società di costruzioni italiana ITINERA S.p.A. che, in particolare, subappalta all'impresa CO.GE.AT S.R.L. la realizzazione della tratta in questione.

Il tracciato della suddetta tratta, sopra falda, corre lungo la direttrice di corso Grosseto, tra largo Grosseto e via Casteldelfino e viene realizzato in due fasi. La prima fase, oggetto dello studio di tesi, prevede lo scavo di un tratto rettilineo verso Est avente lunghezza pari a 333,2 metri che corre da via Brusnengo fino a giungere in via Casteldelfino, mentre il secondo tratto lungo 421,2 metri si sviluppa

verso Ovest da via Brusnengo fino a giungere in largo Grosseto. Il tracciato dunque da realizzare attraverso la tecnologia del Microtunneling prevede una lunghezza complessiva di 754,4 metri. La profondità alla quale avviene lo scavo è compresa tra i -14,43 metri dal piano campagna in corrispondenza del pozzo di estrazione P1-15 e i -11,28 metri in corrispondenza del pozzo di estrazione S1-16.

Come esplicito nel capitolo 2.2.2 – Microtunnelling, sono previste opere strutturali preparatorie quali pozzi di spinta e di estrazione della testa fresante di scavo. Il lancio del microtunneller avviene dal pozzo di spinta P2-15 posizionato in corrispondenza di via Brusnengo, dal quale vengono effettuate entrambe le fasi di spinta, la prima verso il pozzo S1-16 ubicato in via Casteldelfino ed appartenente al sifone n° 16 (vedasi Figura 53) e la seconda verso il pozzo di estrazione P1-15 in largo Grosseto. Lungo il tracciato sono previsti diversi allacciamenti privati alla rete fognaria preesistente che renderanno, a scavo ultimato, la tratta operativa.

Le operazioni di scavo sono partite in data 25 Ottobre 2018 e per la realizzazione della prima tratta inizialmente era previsto un turno di lavoro unico di 10 ore dal lunedì al venerdì, dalle 7,30 fino alle 17,30 con un'ora di pausa pranzo ma, a seguito di ritardi registrati durante la prima fase di scavo, durante la settimana 13 si è optato per il doppio turno di lavoro da 8 ore, dalle 6 fino alle 14, e dalle 14 fino alle 22. Questa scelta si è rivelata opportuna in quanto la realizzazione della prima tratta non ha subito ritardi come previsto da cronoprogramma e tale tratta è stata ultimata in data 15 Febbraio 2019.

In Figura 54, Figura 55, Figura 56 e in Figura 57 viene riportata la planimetria del tratto di fognatura nera in questione in cui è possibile osservare l'ubicazione dei suddetti pozzi di spinta e di estrazione nonché i pozzi di ispezione e gestione degli allacci privati.

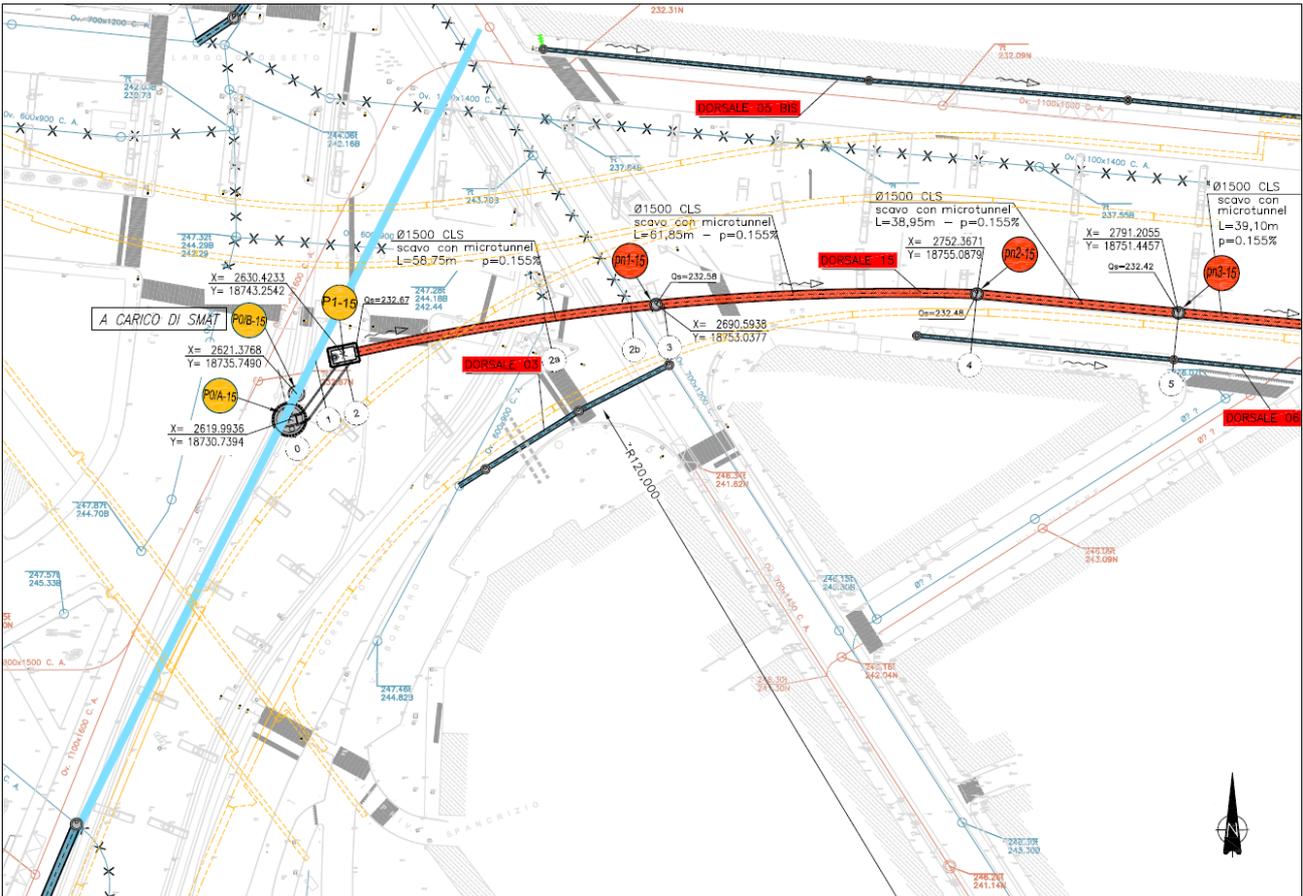


Figura 54 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 0 m – 180 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

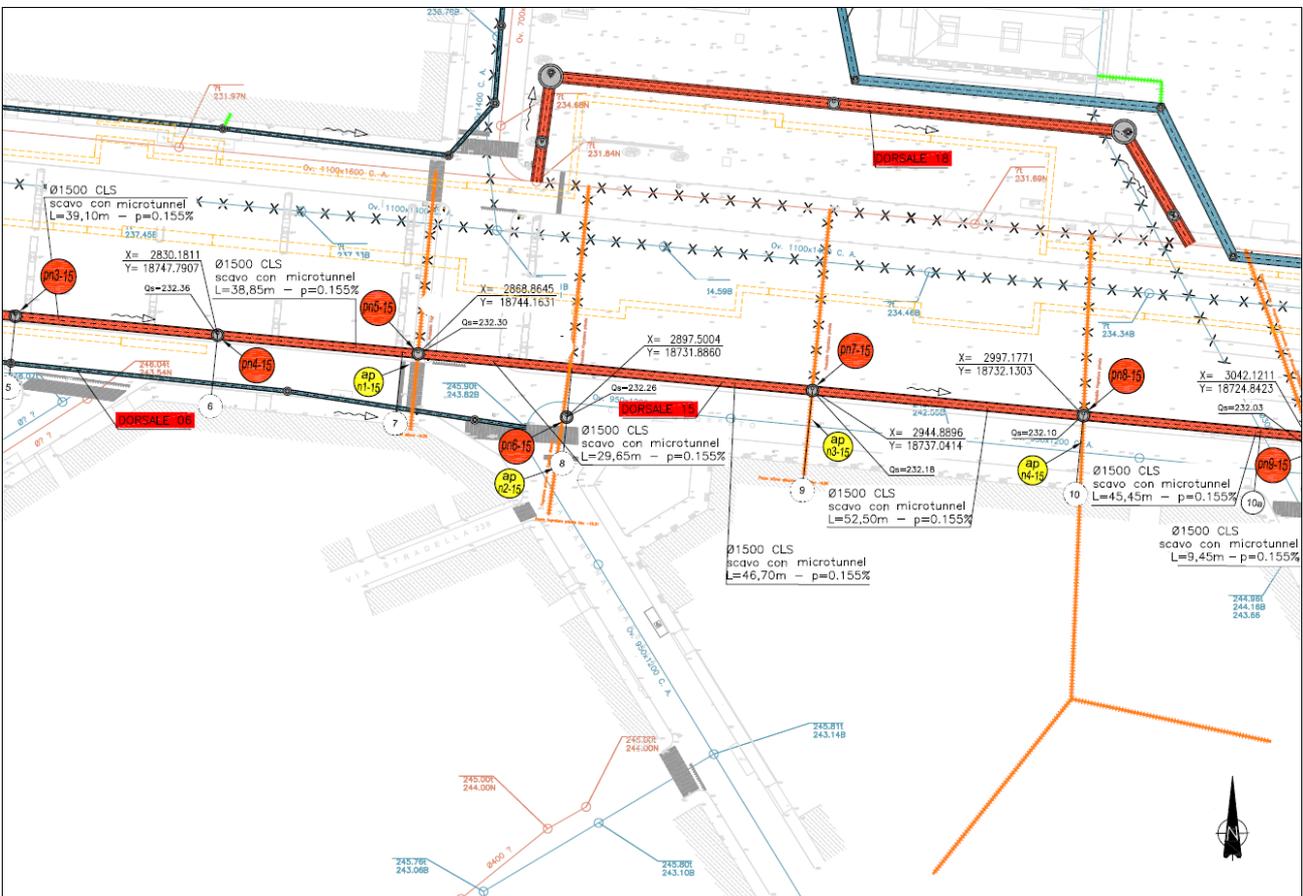
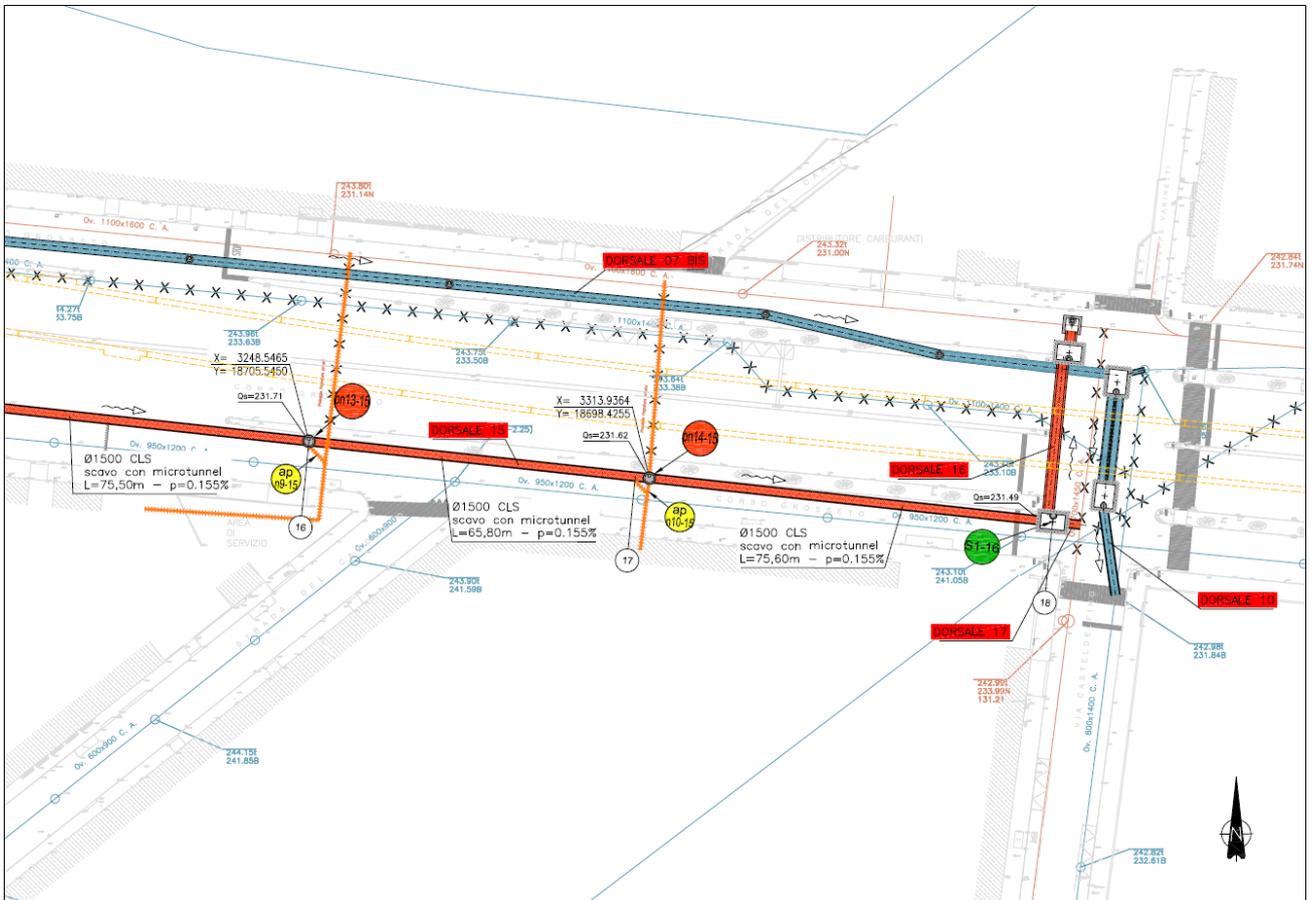
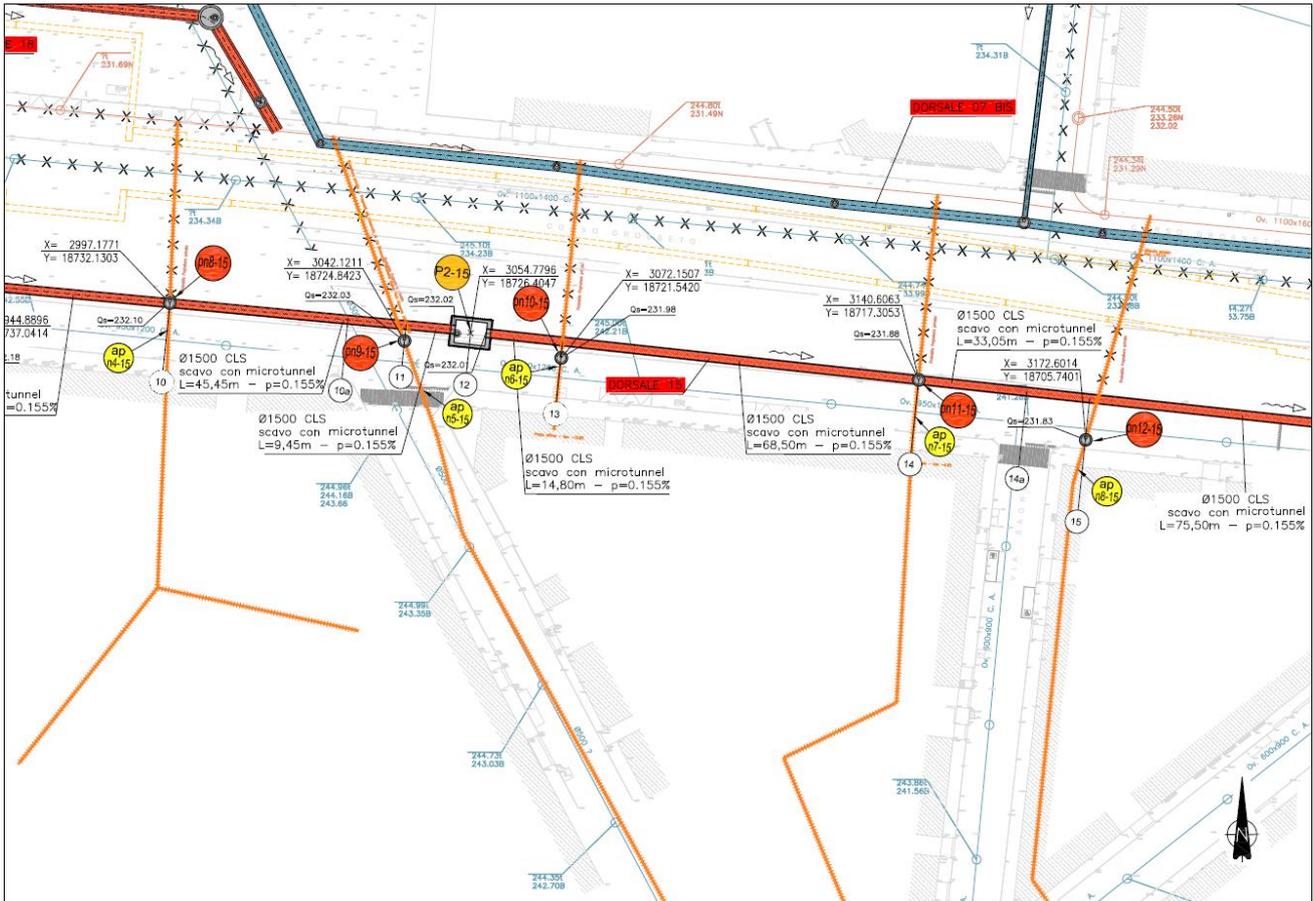


Figura 55 – Planimetria fognatura nera, dorsale 15. Progressiva 160 m – 410 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)



3.6.1 – Opere preliminari

Le opere strutturali preliminari legate alla realizzazione della dorsale n° 15 sono costituite dal pozzo di spinta P2-15 posizionato in corrispondenza di via Brusnengo e dai pozzi di estrazione S1-16 situato in via Casteldelfino e P1-15 localizzato in largo Grosseto nonché dalla realizzazione di 14 pozzi di ispezione e gestione degli allacci privati.

I suddetti pozzi vengono realizzati secondo la tecnologia realizzativa della sottomurazione, prevedendo in specifici casi la preventiva realizzazione di micropali. Infatti, per i pozzi di spinta e di estrazione, essendo caratterizzati da sezioni rettangolari nonché da una dimensione maggiore, è previsto, prima di effettuare lo scavo in sottomurazione, la realizzazione di una berlinese di micropali e la relativa trave di coronamento in calcestruzzo armato.

In Tabella 25 vengono riportati il numero di micropali installati e le caratteristiche degli stessi impiegati nella realizzazione dei pozzi.

Tabella 25 – Numero e caratteristiche dei micropali installati per la realizzazione del pozzo di spinta e dei pozzi di estrazione

Pozzo	Numero micropali	Ø Perforazione (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Acciaio		
					Tipo	Ø Armatura (mm)	Spessore (mm)
P1-15	32	250	0,6	20	S275	168,3	10
P2-15	68	250	0,4	22	S275	193,7	12
S1-16	34	250	0,6	20,5	S275	193,7	12

Nello specifico vengono di seguito elencate le fasi realizzative dei pozzi in sottomurazione realizzati con l'ausilio di micropali (P1-15, P2-15, S1-16):

1. Preparazione delle aree di lavoro, realizzazione micropali e relativa trave di coronamento in calcestruzzo armato;

2. Realizzazione del primo scavo di ribasso;
3. Esecuzione di spritz beton con rete elettrosaldata;
4. Secondo scavo di ribasso di altezza pari a circa 1,50 metri;
5. Regolarizzazione dello scavo, posa delle armature (predisposizione delle riprese per il concio successivo) e getto del concio 1 che rappresenta il rivestimento interno dell'opera;
6. Ripetizione delle fasi 2 e 3 sino all'esecuzione del penultimo concio;
7. Esecuzione scavo fino a quota di fondo, regolarizzazione del fondo scavo e posa magrone di base;
8. Realizzazione del solettone di fondo;
9. Realizzazione del concio terminale;

Per quanto concerne le fasi realizzative dei pozzi in sottomurazione senza l'ausilio di micropali, nonché dunque i 14 pozzi di ispezione e gestione degli allacci privati (pn 1-15, pn 2-15, pn 3-15, pn 4-15, pn 5-15, pn 6-15, pn 7-15, pn 8-15, pn 9-15, pn 10-15, pn 11-15, pn 12-15, pn 13-15, pn 14-15) aventi sezione circolare ed un diametro interno pari a 1800 mm, possono essere riassunte come segue:

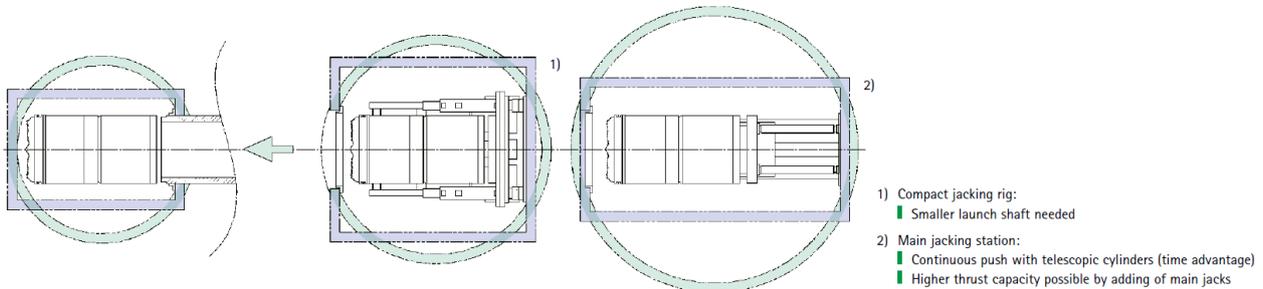
1. Preparazione delle aree di lavoro;
2. Realizzazione del primo scavo di ribasso;
3. Esecuzione di spritz beton con rete elettrosaldata;
4. Secondo scavo di ribasso di altezza pari a circa 1,50 metri;
5. Regolarizzazione dello scavo, posa delle armature (predisposizione delle riprese per il concio successivo) e getto del concio 1 che rappresenta il rivestimento interno dell'opera;
6. Ripetizione delle fasi 2 e 3 sino all'esecuzione del penultimo concio;
7. Esecuzione scavo fino a quota di fondo, regolarizzazione del fondo e posa magrone di base;
8. Realizzazione del solettone di fondo;
9. Realizzazione del concio terminale;

Per quanto riguarda le dimensioni dei pozzi in esame è possibile fare un confronto tra le dimensioni effettive riportate in Tabella 26 e le dimensioni consigliate per l'installazione di tubi aventi lunghezza pari al caso in esame (3000 mm) reperibile sul sito internet della ditta Herrenknecht in Tabella 27 riferite a pozzi caratterizzati da una profondità pari a 15 metri.

Tabella 26 – Dimensioni effettive dei pozzi di spinta e di estrazione adottate

Pozzo	Funzione	Sezione	Dimensioni (m)	Profondità (m)
P1-15	Estrazione	Rettangolare	4,50 x 2,50	15,70
P2-15	Spinta	Rettangolare	6,00 x 4,50	13,60
S1-16	Estrazione	Rettangolare	4,70 x 3,00	16,05

Tabella 27 – Dimensioni tipiche dei pozzi di spinta e di estrazione riferite a pozzi aventi profondità pari a 15 metri (Herrenknecht.com)



		AVN1200TB	AVN1400TB	AVN1500TB	AVN1600TB	AVN1600TE	AVN1800TB
Launch Shaft Compact jacking rig	Pipe length	Shaft size	Shaft size	Shaft size	Shaft size	Shaft size	Shaft size
	2,500mm	Ø = 4.87m 5.0m x 4.5m	Ø = 5.27m 5.0m x 4.5m	Ø = 5.27m 5.0m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m
Launch Shaft Main jacking station	3,000mm	Ø = 4.87m 5.0m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m	Ø = 6.5m 5.5m x 4.5m
	2,500mm	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5 m	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5m	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5m	Ø = 8.5m 8.0m x 4.0m	Ø = 9.0m 8.5m x 4.0m	Ø = 9.0m 8.5m x 4.0m
Reception Shaft	3,000mm	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5m	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5m	Ø = 8.5m 8.0m x 3.5m	Ø = 8.5m 8.0m x 4.0m	Ø = 9.0m 8.5m x 4.0m	Ø = 9.0m 8.5m x 4.0m
	L_{AS}	3,750mm	3,750mm	3,800mm	3,900mm	4,200mm	4,200mm
Circular	Ø = 4.5m	Ø = 4.5m	Ø = 4.5m	Ø = 5.0m	Ø = 5.0m	Ø = 5.5m	Ø = 5.5m
	Rectangular	4.5m x 2.5m	4.5m x 2.5m	4.5m x 2.5m	5.0m x 3.0m	5.0m x 3.0m	5.0m x 3.0m

All dimensions according to 15m shaft depth.

È possibile pertanto osservare come le raccomandazioni impartite dalla ditta Herrenknecht trovino riscontro all'interno del presente cantiere per la realizzazione dei pozzi di ricezione e del pozzo di

spinta della macchina in quanto viene adottata una configurazione che prevede l'impiego di carrelli di spinta compatti con martinetti idraulici laterali corrispondente alla voce *Compact jacking rig* di Tabella 27.

I materiali strutturali impiegati per gli interventi di realizzazione dei pozzi sono i seguenti:

- Calcestruzzo per rivestimento interno dei pozzi, classe di resistenza C25/30;
- Calcestruzzo per la sagomatura interna dei pozzi, classe di resistenza C35/45;
- Calcestruzzo per micropali, classe di resistenza C15/20;
- Calcestruzzo per la trave di coronamento dei micropali, classe di resistenza C20/25;
- Acciaio in barre per il calcestruzzo armato, tipo B450C;
- Acciaio per micropali, tipo S275.

La classe di esposizione del calcestruzzo impiegato nella realizzazione dei pozzi risulta essere di due differenti tipi:

1. XC2 "Superfici in calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo in condizioni di bagnato/raramente secco" per gli elementi non a diretto contatto con i reflui circolanti nella rete fognaria;
2. XD2 "Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenente cloruri" e XA3 "Calcestruzzo in ambiente chimico fortemente aggressivo" per le parti a diretto contatto con i reflui circolanti nella rete fognaria (calcestruzzo per sagomatura interna pozzi).

In definitiva, il calcestruzzo impiegato per la realizzazione dei pozzi è caratterizzato da una classe di resistenza caratteristica cubica R_{ck} pari a 30 MPa realizzato con cemento pozzolanico, mentre il calcestruzzo impiegato per la sagomatura interna di pozzi ha una classe di resistenza caratteristica cubica R_{ck} pari a 45 MPa.

L'ultima operazione antecedente lo scavo consiste nel taglio dei micropali e dell'armatura del calcestruzzo armato impiegato come rivestimento interno dei pozzi dal personale specifico con

l'impiego di cannelli a fiamma ossidrica. Infatti, questa operazione deve essere eseguita sia nel pozzo di spinta P2-15 sia nei pozzi di recupero P1-15 e S1-16 in quanto la macchina scudata impiegata nello scavo non è in grado di tagliare il ferro delle armature.

Le operazioni di realizzazione del pozzo di spinta P2-15 sono ultimate con l'installazione del sistema idraulico di spinta, del sistema frenante, dell'anello di tenuta come esplicito nel capitolo 2.2.2 – Microtunnelling.

In Figura 58, Figura 59 e Figura 60 viene dunque riportato il profilo longitudinale di progetto in cui è possibile osservare il tracciato della dorsale n°15 nonché l'ubicazione del pozzo di spinta, dei pozzi di estrazione e dei pozzi di ispezione e gestione degli allacci privati. Inoltre è possibile osservare in Figura 58 la presenza del sottopasso veicolare da realizzare in corrispondenza di Largo Grosseto.

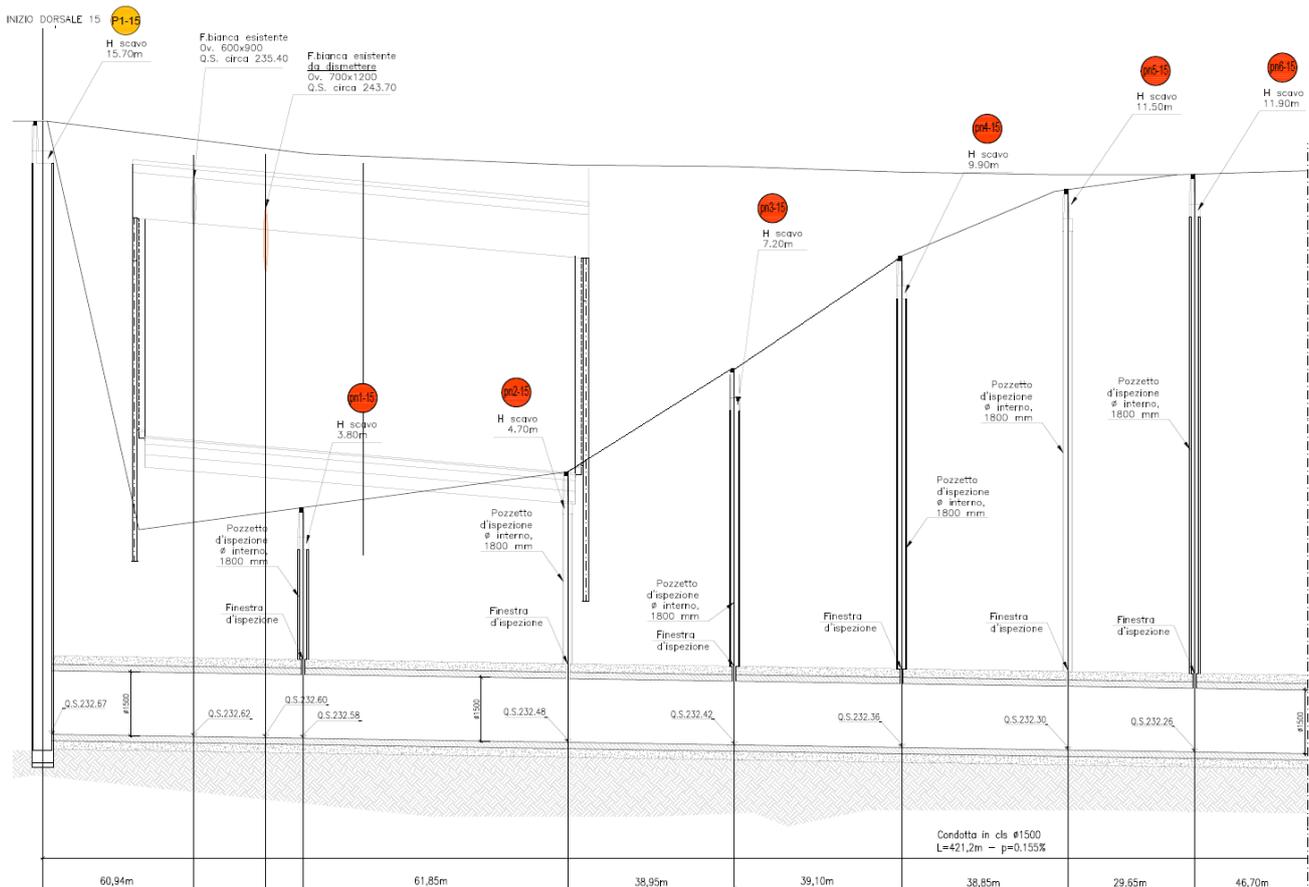


Figura 58 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 0 – 300 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

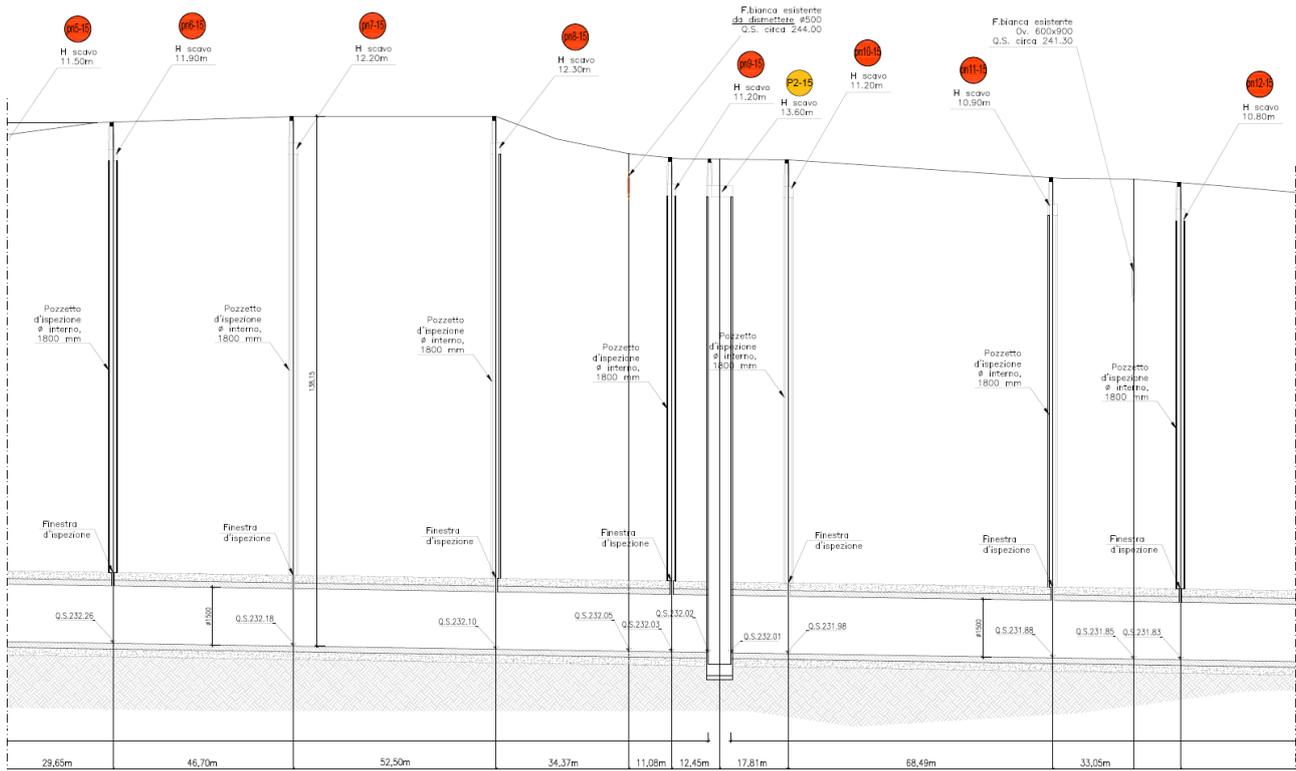


Figura 59 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 255 – 540 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

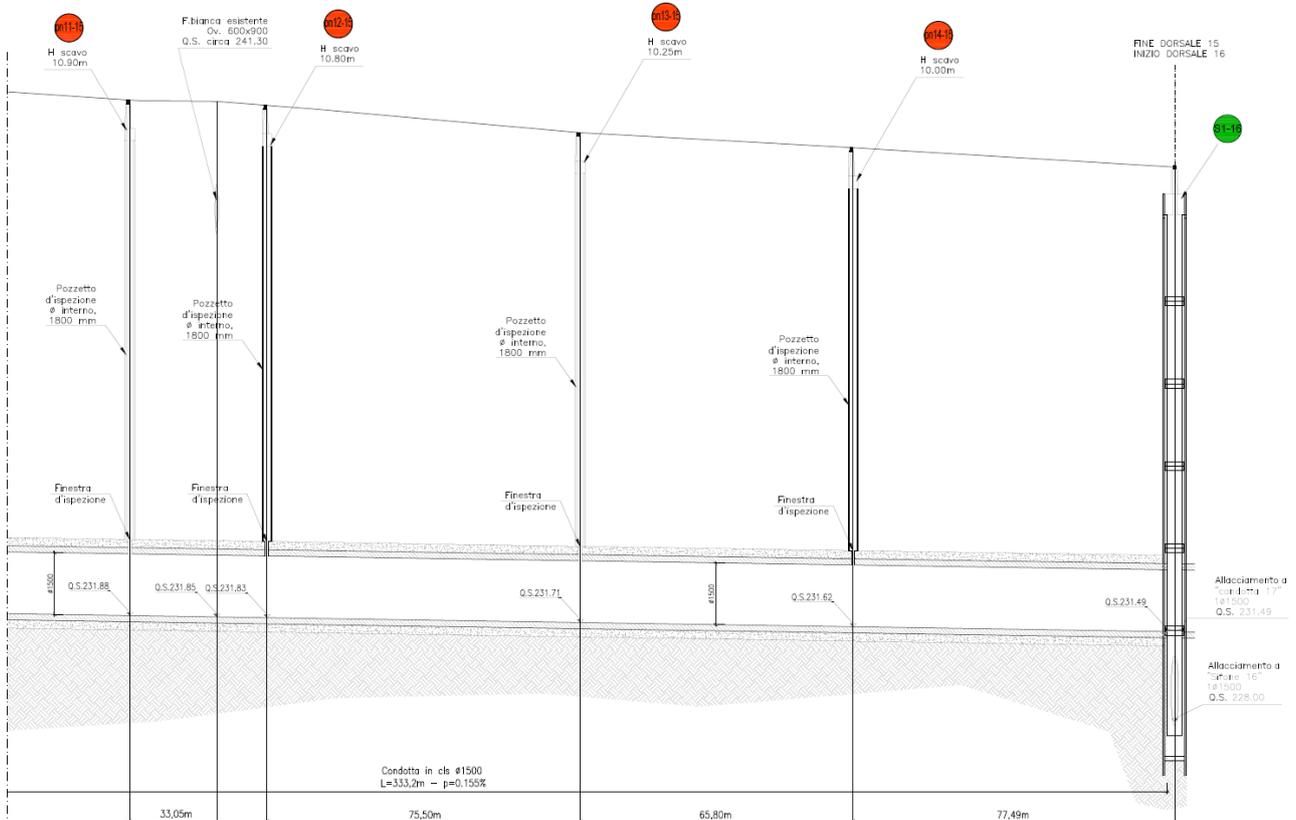


Figura 60 – Profilo longitudinale di progetto, dorsale n°15. Progressiva 495 – 765 m (Progetto Costruttivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

3.6.2 – Telaio di spinta

L'unità principale di spinta è di tipo idraulico ed è montata su una slitta installata alla base del pozzo di lancio P2-15 in corrispondenza del piano di scivolamento di progetto posto ad una quota di -12.87 metri rispetto al piano campagna. Le operazioni di avanzamento a spinta dei conci prefabbricati in cemento armato e del microtunneller vengono effettuate da martinetti idraulici telescopici installati tra una piastra di contrasto in acciaio ed un anello di ripartizione della spinta (Figura 61). Il sistema in particolare prevede l'impiego di carrelli di spinta compatti con martinetti idraulici laterali che meglio si adatta alla sezione del pozzo.

La piastra di contrasto in acciaio è posizionata contro il muro di spinta del pozzo il quale viene dimensionato per sopportare il valore della massima spinta ammissibile (vedasi capitolo 3.6.8 – Forza di spinta e stazioni intermedie).

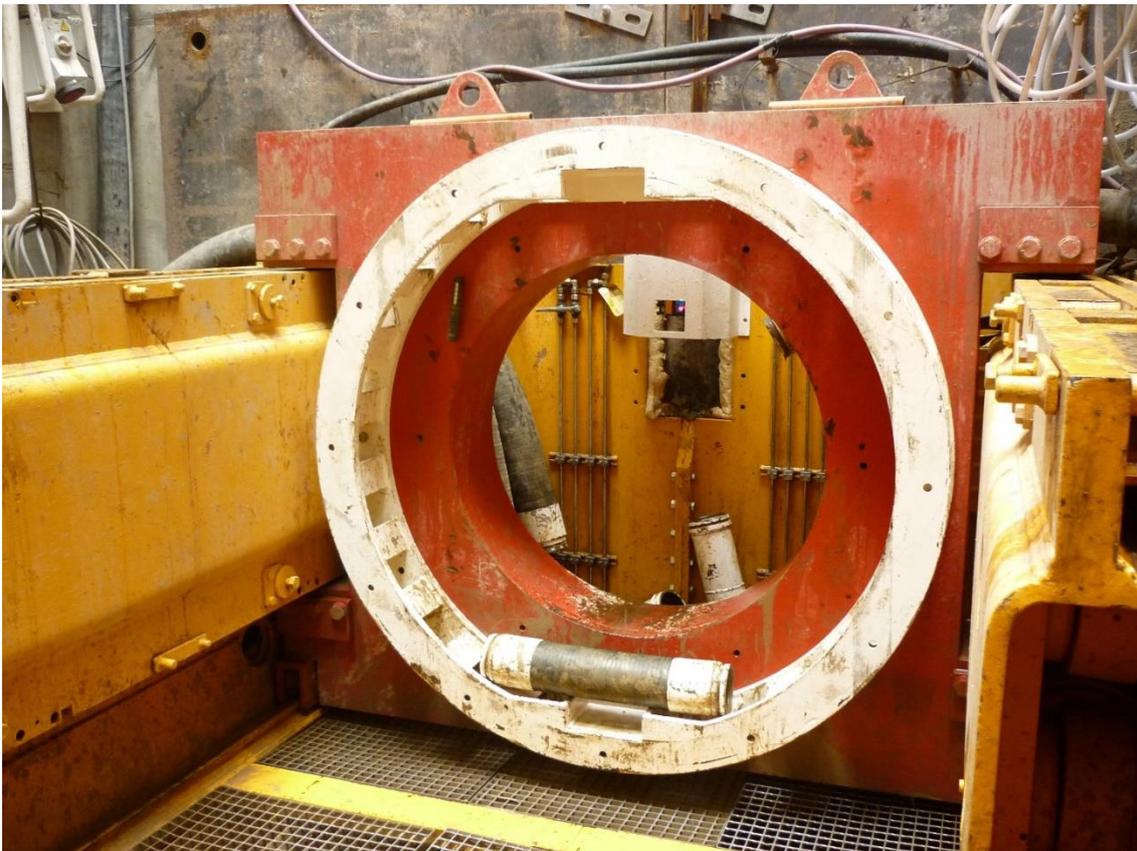


Figura 61 – Particolare anello di ripartizione della spinta, carrelli di spinta e sullo sfondo la piastra di contrasto in acciaio

3.6.3 – Macchina di scavo

La macchina di scavo impiegata per la realizzazione della tratta di fognatura nera in questione appartiene alla ditta Herrenknecht modello AVN1500TB la cui scheda tecnica viene riportata in Tabella 28 e le sue dimensioni in Tabella 29. In particolare, la MTBM è caratterizzata da un diametro esterno di 1810 mm e risponde alle caratteristiche delle macchine *Slurry* in grado di effettuare lo smarino per mezzo di circolazione di fango bentonitico utile anche a garantire la stabilità del fronte di scavo. Il microtunneller inoltre, è appositamente scelto per poter realizzare tratti curvilinei. Infatti, durante la seconda fase di scavo verso il pozzo di estrazione P1-15 ubicato in largo Grosseto, il tracciato prevede una curva caratterizzata da un raggio di curvatura di 480 metri come si osserva dalla planimetria di Figura 54.

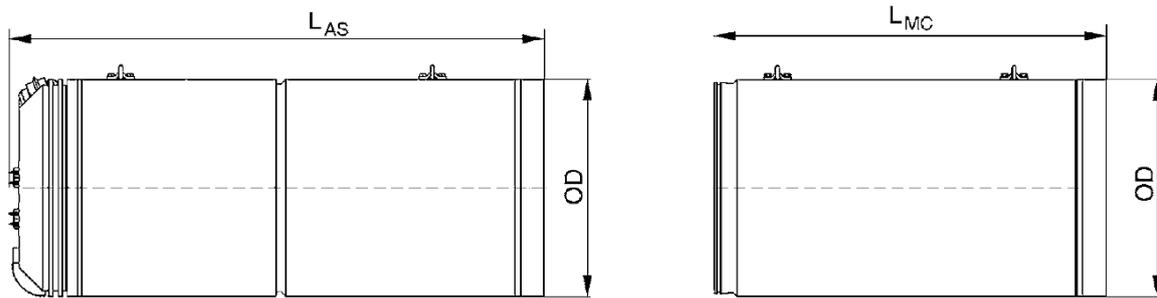
Tabella 28 – Scheda tecnica della macchina *Slurry* AVN1500TB adottato per lo scavo (Herrenknecht.com)

TECHNICAL DATA		AVN1200TB		AVN1400TB		AVN1500TB		AVN1600TB		AVN1600TE		AVN1800TB	
		Std*	Ext*	Std	Ext								
1. Articulated Shield													
Outer diameter	mm	1,505	1,810	1,740	1,970	1,810	2,150	1,970	2,150	1,970	2,150	2,150	2,425
Pipe OD	mm	1,490	1,780	1,720	1,940	1,780	2,120	1,940	2,120	1,940	2,120	2,120	2,400
Pipe ID	mm	1,200	1,500	1,400	1,600	1,500	1,800	1,600	1,800	1,600	1,800	1,800	2,000
Main drive													
Max. torque	kNm	258		258		474		474		431		554	
Revolution	LH/RH rpm	0-6.7		0-6.7		0-7.7		0-7.7		0-10.4		0-11.9	
Rated Power	kW	132		132		160		160		220		250	
Roll correction		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Steering													
Steering cylinders		3		3		4		4		4		4	
Force per cyl./oil pressure	kN/bar	752/500		752/500		1,005/500		1,005/500		1,005/500		1,272/500	
Stroke per cyl.	mm	60		60		60		60		60		100	
Control													
Computer data logging system		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Fuzzy control (automatic steering)		opt.		opt.		opt.		opt.		opt.		opt.	
Fully visualized process control		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Active roll protection (el.-hydr.)		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Suitability U.N.S.:	ELS	✓		✓		✓		✓		✓		✓	
	ELS-HWL	✓		✓		✓		✓		✓		✓	
	GNS	✓		✓		✓		✓		✓		✓	
2. Machine Can													
Lubrication System		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
3. General Information													
Pipe jacking		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Drive length (recommended)	m	500		500		700		900		900		900	
Access to cutting wheel		✓		✓		✓		✓		✓		✓	
Waterproofness	bar	3		3		3		3		3		3	
Airlock		-		-		opt.		opt.		opt.		opt.	
Telescopic and interjacking station		opt.		opt.		opt.		opt.		opt.		opt.	
Slurry line diam.	mm	125		125		125		150		150		150	
High pressure water system		✓		-		-		-		-		-	
Medium pressure jet system		✓		✓		✓		✓		✓		✓	

All measures and data represent the main feasibility of the machines. Individual solutions are possible. Errors excepted.

*Std = standard; Ext = extension kit

Tabella 29 – Dimensioni della macchina Slurry AVN1500TB (Herrenknecht.com)



		AVN1200TB	AVN1400TB	AVN1500TB	AVN1600TB	AVN1600TE	AVN1800TB
Outer Diameter	OD mm	1,505	1,740	1,810	1,970	1,970	2,150
Length artic. shield	L _{AS} mm	3,750	3,750	3,800	3,900	4,200	4,200
Length machine can	L _{MC} mm	3,200	3,200	3,200	3,200	3,200	3,200
Max. single weight	W kg	13,000	17,000	22,000	24,000	25,000	29,000

Il microtunneller è composto da due sezioni le quali devono essere installate in sequenza. Nella parte frontale è presente la testa fresante posta all'interno della camera in pressione, in cui si trova un frantoio rotante di forma conica il cui compito è quello di comminuire il materiale scavato fino a granulometrie idonee al trasporto in sospensione nel fango bentonitico. All'interno della camera di scavo vi è la presenza di ugelli per l'immissione di acqua in pressione in grado di scongiurare eventuali fenomeni di intasamento e ricostituzione dell'argilla all'interno della camera stessa che altrimenti porterebbe ad una sensibilmente diminuzione della velocità di avanzamento dello scavo.

Dalla camera in pressione partono e giungono le condotte per il trasporto del fango bentonitico aventi diametro pari a 125 mm. Inoltre, sono presenti i pistoni idraulici posti a ridosso della camera di scavo con i quali è possibile variare sia l'andamento planimetrico sia l'andamento altimetrico del tracciato di scavo.

Nella parte retrostante del microtunneller, nota con il termine *back-up*, vi è la presenza delle pompe per la movimentazione del fango bentonitico, delle strumentazioni e del bersaglio del raggio laser generato all'interno del pozzo di lancio.

Le operazioni di movimentazione ed installazione del microtunneller sono documentate dalla Figura 62, Figura 63, Figura 64, Figura 65 e Figura 66 scattate presso il pozzo di spinta P2-15 posizionato

su corso Grosseto in corrispondenza di via Brusnengo nella finestra temporale compresa tra l'1 Ottobre 2018 e il 22 Ottobre 2018.



Figura 62 – Fase di sollevamento e movimentazione del microtunneller con l'impiego di una gru mobile autocarrata e semovente. Particolare condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico. A fondo pozzo, posto ad una quota di -13,60 metri dal p.c., si osserva la presenza dei carrelli di spinta con martinetti idraulici laterali, del sistema frenante e dell'anello di tenuta



Figura 63 – Fase di sollevamento e movimentazione del microtunneller con testa fresante in rosso. A fondo pozzo vi è la presenza dei carrelli di spinta compatti con martinetti idraulici laterali e piastra di ripartizione del carico



Figura 64 – Fase di installazione del microtunneller a fondo pozzo, collegamento dei cavi elettrici e condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico.



Figura 65 – Fase di installazione del microtunneller a fondo pozzo, anello di tenuta idraulica intestato sulla testa di perforazione



Figura 66 – Fase di installazione del back-up del microtunneller una volta completata la fase di installazione e spinta della sezione frontale della macchina, particolare condotta di mandata e ritorno del fango bentonitico e cavi elettrici

3.6.3.1 – Utensili di scavo

La scelta degli utensili di scavo da installare sulla testa fresante della macchina è influenzata dalle condizioni geologiche del sito. In particolare, come riportato nel capitolo 3.2 – Inquadramento geologico, la scavo della dorsale n°15 di fognatura nera avviene in depositi fluvio-glaciali e fluviali costituiti da ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa con ciottoli, in cui si osserva localmente la presenza di livelli conglomeratici di spessore inferiore al metro e lenti di sabbia. L'intera sequenza di depositi presenta grado di cementazione variabile da debole a medio-elevato.

Le caratteristiche geologiche del sito hanno pertanto reso necessario l'impiego di una configurazione mista degli utensili di scavo in grado di garantire la copertura della sezione di scavo ed il distacco di chips di roccia tra utensili adiacenti; infatti, oltre all'impiego di 16 utensili striscianti drag picks (scraper) vengono anche installati 7 utensili di scavo rotolanti da 280 mm (cutter disc). I primi vengono impiegati in presenza di terreni facilmente o moderatamente asportabile, i secondi in presenza di rocce o trovanti caratterizzati da resistenza maggiore.

È altresì prevista la sostituzione di tutti gli utensili di scavo al completamento della prima tratta avente lunghezza pari a 333,2 metri compresa tra il pozzo di spinta P2-15 ed il pozzo di estrazione S1-16.

In Figura 67 viene dunque riportata la testa di scavo impiegata nella realizzazione della tratta ed in Figura 68 un particolare degli utensili di scavo adottati.



Figura 67 – Testa fresante di scavo installata sul microtunneller



Figura 68 – Particolare degli utensili di scavo installati: utensili striscianti e utensili rotolanti in grado di assicurare la copertura della sezione di scavo. Si nota la presenza del frantoio rotante di forma conica posto a ridosso della testa fresante

3.6.4 – Stabilità dello scavo

Nel seguente paragrafo viene condotta una analisi di stabilità del fronte di scavo e del cavo basata su un approccio di tipo analitico utile alla definizione della condizione di stabilità dello scavo.

3.6.4.1 – Stabilità fronte di scavo

L'impiego della macchina di scavo Herrenknecht AVN1500TB richiede un'analisi di stabilità del fronte in quanto, il valore di pressione del fango immesso nella camera di scavo deve essere tale da garantirne la stabilità minimizzando i cedimenti indotti in superficie e quindi le deformazioni delle strutture presenti. Tra i vari metodi per la valutazione della pressione da garantire in grado di assicurare la stabilità del fronte di scavo, si utilizza quello proposto da Anagnostou e Kovari (1996), secondo cui il meccanismo di collasso del fronte consiste in un cuneo di spinta frontale e di un corpo prismatico che si estende fino in superficie come mostrato in Figura 69.

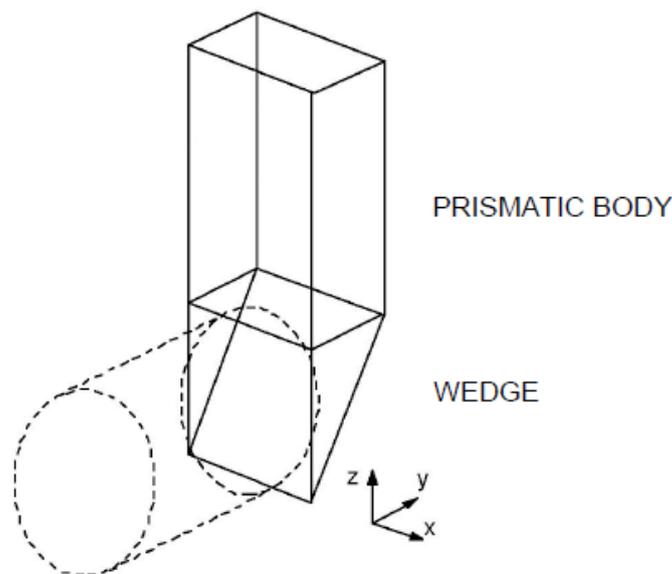


Figura 69 – Meccanismo di collasso del fronte di scavo (Anagnostou e Kovari, 1996)

Il metodo si basa su un'analisi all'equilibrio limite di tutte le forze che agiscono sul sistema come si osserva in Figura 70.

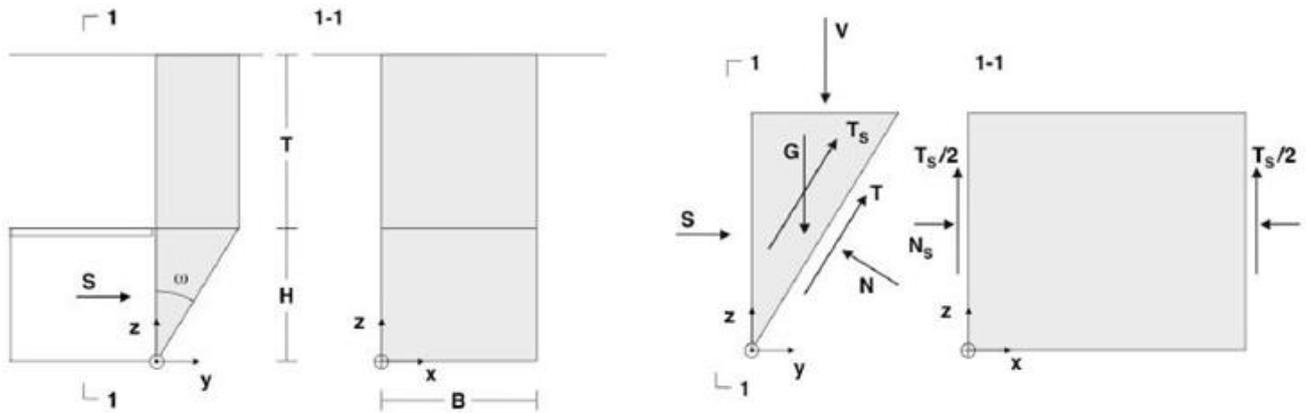


Figura 70 – Parametri geometrici e forze agenti sul cuneo di spinta e sull'elemento prismatico (Anagnostou e Kovari, 1996)

Nel caso generale si ottiene un valore di spinta S da applicare al fronte di scavo per garantire la stabilità pari a (3.4):

$$S = \frac{V + G}{\tan(\omega + \varphi)} - \frac{T_s + c \cdot \frac{B \cdot H}{\cos \omega}}{\cos \omega \cdot (\tan \omega + \tan \varphi)} \quad (3.4)$$

dove $V = F \cdot \sigma_v$ rappresenta il carico agente sul cuneo ed è ottenuto applicando la teoria del silo su di un corpo prismatico (kN);

G peso del cuneo (kN);

ω angolo alla base del cuneo ($^\circ$);

φ angolo di attrito del terreno ($^\circ$);

T_s forza a taglio agente sulla superficie di scivolamento del cuneo (kN);

c coesione del terreno (kPa);

B larghezza del cuneo di spinta (m);

H altezza del cuneo di spinta (m).

Tale valore di spinta S è ottenuto da considerazioni geometriche: l'area della base del prisma di carico F (3.5), il perimetro della base del prisma di carico U (3.6) e dal loro rapporto R (3.7).

$$F = B \cdot H \cdot \tan \omega \quad (3.5)$$

$$U = 2 \cdot (B + H \cdot \tan \omega) \quad (3.6)$$

$$R = \frac{F}{U} \quad (3.7)$$

Il peso del cuneo G espresso in kN è ottenuto dalla relazione (3.8):

$$G = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot B \cdot H^2 \cdot \tan \omega \quad (3.8)$$

Il valore del carico verticale σ_v espresso in kN/m², è espresso dalla relazione (3.9):

$$\sigma_v = \frac{R \cdot \gamma - c}{\lambda \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\lambda \cdot \tan \varphi \cdot \frac{T}{R}} \right) \quad (3.9)$$

dove λ rappresenta il coefficiente laterale di spinta del carico verticale (-);
 T rappresenta la copertura (m).

Infine, il valore della forza a taglio T_s agente sulla superficie di scivolamento del cuneo espressa in kN, è data dalla relazione (3.10):

$$T_s = H^2 \cdot \tan \omega \cdot \left(c + \lambda_k \cdot \tan \varphi \cdot \frac{2 \cdot \sigma_v + H \cdot \gamma}{3} \right) \quad (3.10)$$

dove λ_k rappresenta il coefficiente laterale di spinta delle forze di taglio sulla superficie laterale (-).

Qualora invece l'analisi di stabilità del fronte di scavo sia condotta a breve termine, la relazione (3.4) viene modificata tenendo in considerazione i parametri propri di una condizione non drenata con conseguente valore di S espresso in kN risulta pari a (3.11):

$$S = B \cdot H \cdot \sigma_v + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot H^2 - 2 \cdot s_u \cdot H \cdot \frac{H \cdot \sin \omega + B}{\sin 2\omega} \quad (3.11)$$

dove s_u rappresenta la resistenza a taglio non drenata (kPa).

Il valore del carico verticale σ_v espresso in kN/m², è espresso dalla relazione (3.12):

$$\sigma_v = T \cdot \gamma \cdot \left(1 - \frac{s_u}{R \cdot \gamma}\right) \quad (3.12)$$

Inoltre, nel caso specifico si è quantificato un carico agente sull'estradosso della tubazione dovuto alla presenza dell'arteria urbana di corso Grosseto a scorrimento veloce composta da 3 corsie.

Per quantificare il carico dato dallo scorrimento del traffico sulla strada sopra la tratta di fognatura si utilizza un approccio pseudo-statico secondo quanto definito dalle Norme Tecniche nella sezione riguardante il dimensionamento dei ponti. Il carico dato da un veicolo a due assi, è simulato dal *carico tandem*, carico concentrato in impronte aventi una dimensione imposta normativamente pari a quadrati di lato 0.40 m e intensità variabile a seconda della corsia.

La corsia 1 presenta dei valori di carico concentrato per asse e valori di carico distribuito più gravosi, la corsia due meno e così via fino alla corsia 4 (pedonale) in cui si considerano solo il carico distribuito (Figura 71).

Per il dimensionamento si calcola la distribuzione del carico con la profondità secondo linee a 45° fino all'estradosso della tubazione, considerando un valore di copertura pari a 13 metri.

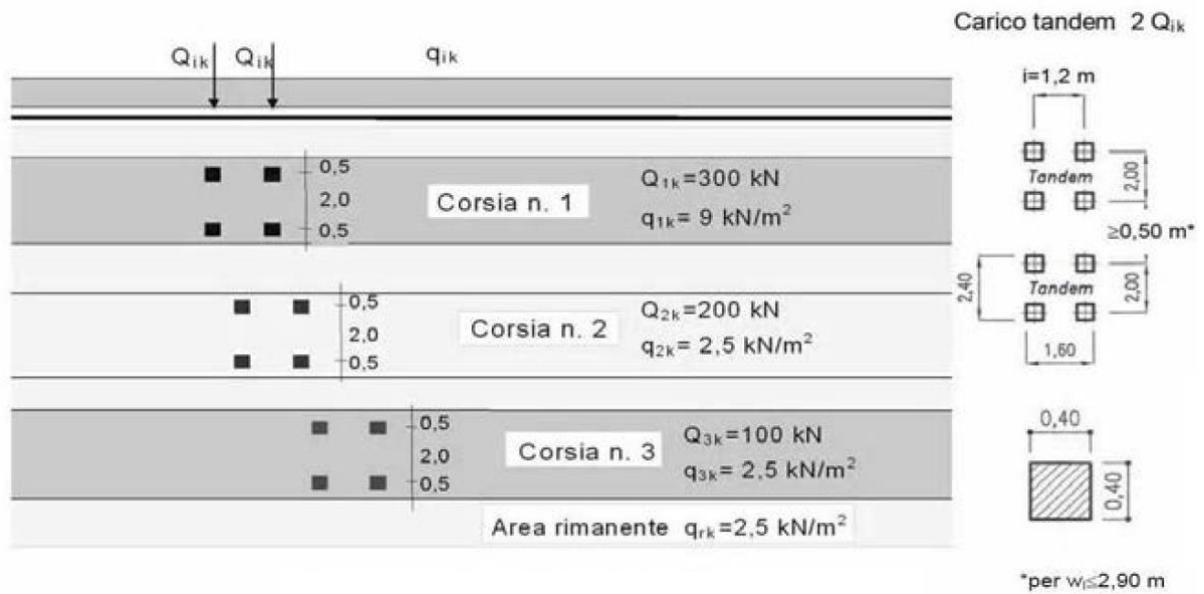


Figura 71 – Schema di carico (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018)

Ne consegue che, per la verifica di stabilità del fronte di scavo, si considera un carico distribuito sull'area di base del prisma di carico pari a $15,515 \text{ kN/m}^2$ che si somma al carico agente sul cuneo di spinta V . Il medesimo valore del carico stradale può essere altresì determinato ipotizzando un aumento del valore di copertura di circa un metro a causa della considerevole profondità dell'opera con conseguente aumento del carico litostatico gravante sulla tubazione

Dalle informazioni riportate al capitolo 3.2 – Inquadramento geologico, si evince che l'area attraversata dalla dorsale n°15 sia costituita da terreni di varia natura alluvionale. In via cautelativa, il terreno attraversato viene classificato secondo le prescrizioni DWA A 161 come terreno di tipo G2, ovvero costituito da *suolo leggermente coesivo: sabbie, ghiaie con limi e argille*, i cui parametri di riferimento per il calcolo sono i seguenti:

- Angolo di attrito φ' pari a 30°
- Peso specifico del terreno γ_B pari a 20 kN/m^3 ;
- Peso di volume immerso γ_B' pari a 11 kN/m^3 .

In considerazione della distribuzione delle densità e angolo di attrito per le unità geotecniche di interesse, a favore di sicurezza si deroga dalla norma assumendo come peso specifico del terreno γ_B un valore pari a 22 kN/m^3 mantenendo invece un valore dell'angolo di attrito φ' pari a 30° .

L'analisi di stabilità è stata eseguita utilizzando un foglio di calcolo Excel: variando l'angolo ω alla base del prisma, è stato possibile calcolare il valore massimo della forza S a cui corrisponde la condizione di carico più gravosa. Qualora il valore di S_{max} così determinato risultasse negativo, la stabilità del fronte viene garantita e la pressione da applicare al fronte tramite il fluido bentonitico iniettato nella camera di scavo, dovrà garantire essenzialmente che il fronte non si deformi per minimizzare gli spostamenti indotti alla superficie.

Poiché il valore di S_{max} ottenuto è pari a $8,64 \text{ kN}$ da applicarsi sulla sezione di scavo pari a $2,57 \text{ m}^2$ ($3,36 \text{ kN/m}^2$) risulta pertanto fondamentale garantire almeno tale valore di pressione, seppur modesto, all'interno della camera di scavo durante l'avanzamento. Infatti, il terreno entro cui avviene lo scavo presenta grado di cementazione variabile da debole a medio-elevato, inoltre il passaggio prolungato nel tempo di mezzi gommati su Corso Grosseto ha determinato un grado di costipamento tale da richiedere un valore di spinta minimo per garantire la stabilità del fronte.

I valori della pressione del terreno sono monitorati in continuo dall'operatore addetto attraverso manometri installati all'interno della camera di scavo ed in particolare non devono mai essere inferiori a tale valore indicato. In Allegato A si riporta a titolo di esempio, il report della macchina corrispondente alla sesta settimana di lavoro in cui è possibile osservare i valori della pressione espressi in bar registrati all'interno della camera di scavo durante tutto l'avanzamento dello scavo.

In Figura 72 viene riportato il risultato ottenuto tramite l'ausilio del foglio di calcolo Excel in cui è possibile osservare, al variare dell'angolo del cuneo instabile ω , il valore della spinta necessaria a garantire la stabilità del fronte di scavo. In particolare, la condizione di carico più gravosa prevede un angolo del cuneo instabile pari a 28° a cui corrisponde un valore di spinta S_{max} pari a $8,64 \text{ kN}$.

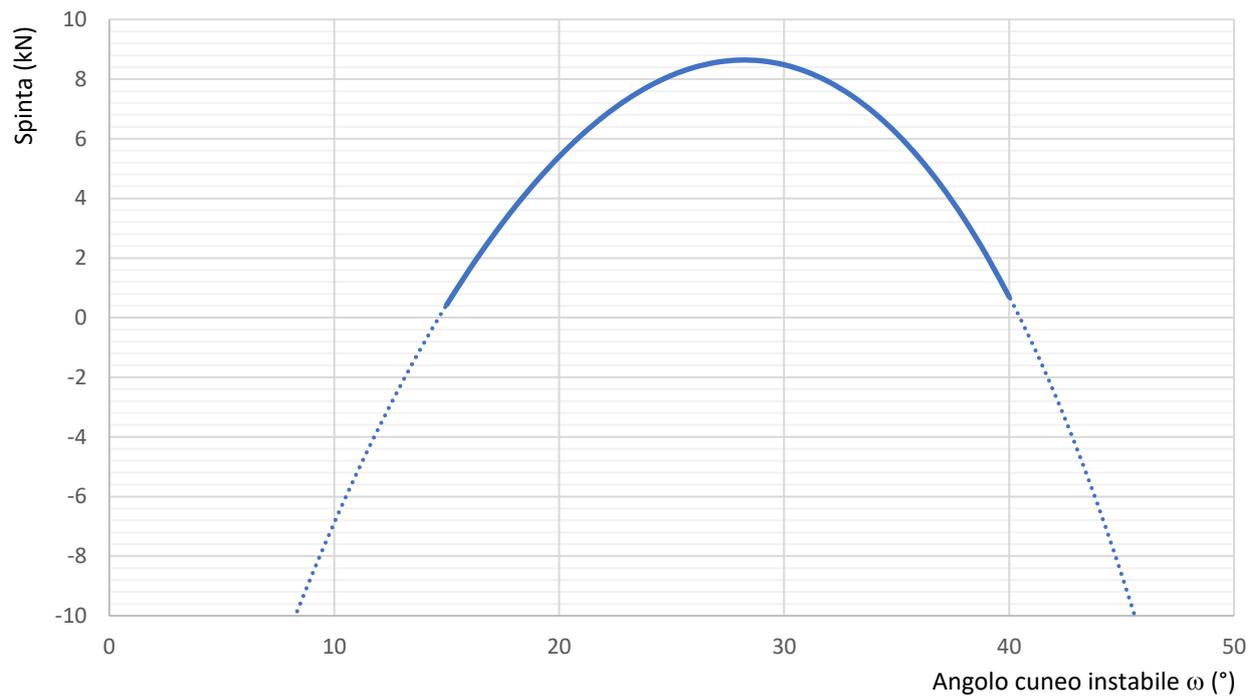


Figura 72 – Valore della spinta S per garantire la stabilità del fronte di scavo

3.6.4.2 – Stabilità del cavo

A seguito della realizzazione del sovrascavo utile all'avanzamento, risulta importante verificare la stabilità del cavo ed eventualmente definire un valore di pressione di ripristino del terreno. Infatti, con le iniezioni in pressione a tergo delle tubazioni è possibile garantire un valore di pressione costante al fine di contrastare il fenomeno di convergenza radiale del cavo realizzato.

Per i terreni a comportamento coesivo in particolare, risulta che la pressione necessaria per garantirne la stabilità σ_t sia ottenuta tramite la relazione semiempirica (3.13):

$$\sigma_t = \gamma \cdot \left(h + \frac{D}{2} \right) - T_c \cdot c_u \quad (3.13)$$

- dove
- h rappresenta il valore di copertura (m);
 - D rappresenta il diametro di scavo (m);
 - c_u rappresenta la coesione non drenata del terreno (kN/m²);
 - T_c rappresenta il coefficiente di stabilità del terreno (-).

Il valore del coefficiente di stabilità del terreno T_c è ottenuto tramite l'ausilio dell'abaco di Figura 73, in cui nota la geometria dello scavo è possibile ottenere il suddetto valore.

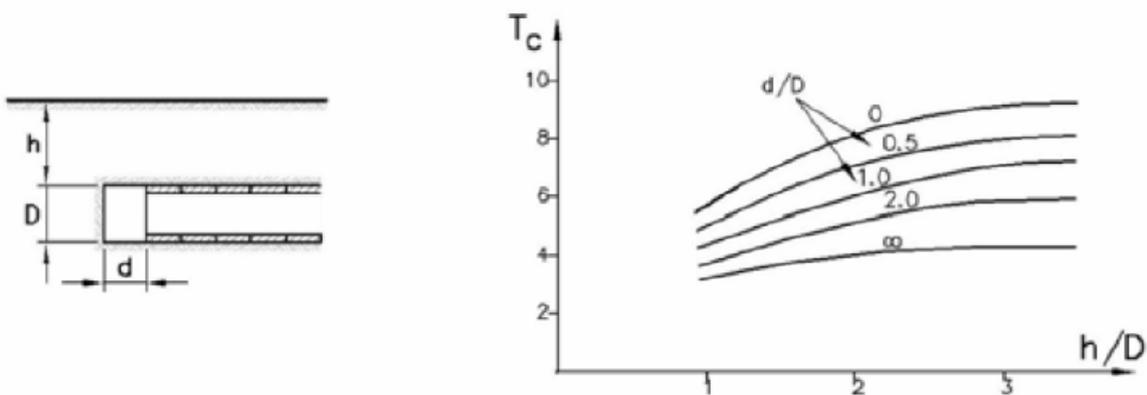


Figura 73 – Abaco per la determinazione del coefficiente di stabilità T_c per terreni coesivi



Si assume un valore di T_c pari a 6, in quanto il rapporto h/D risulta > 3 mentre d/D pari a 2. Inoltre, considerando un valore cautelativo di coesione non drenata del terreno pari a 5 kPa, risulta che il valore di tensione necessaria a garantire la stabilità del cavo sia pari a 275 kPa.

Sarà pertanto compito dell'operatore di macchina verificare che durante tutto l'avanzamento dello scavo sia sempre garantito un valore minimo di pressione di retroiniezione pari a 2,75 bar. Questa accortezza risulta di fondamentale importanza per ridurre il volume perso di scavo con conseguente diminuzione del fenomeno di subsidenza superficiale.

3.6.5 – Unità di controllo e container di guida

Il microtunnelling è un metodo di scavo guidato in remoto e tutte le operazioni di comando avvengono dall'esterno mediante un'unità di controllo computerizzata ubicata all'interno di un container di guida posto in superficie. Vista la complessità delle operazioni è richiesta la presenza in cantiere di un operatore opportunamente addestrato e istruito dalla ditta proprietaria della macchina di scavo. Attraverso l'unità di controllo computerizzata è possibile controllare e variare i vari parametri di avanzamento in funzione del tipo di terreno attraversato. Tutte le operazioni di spinta devono essere osservabili dall'operatore di macchina di conseguenza il container di guida viene posizionato immediatamente a ridosso del pozzo di spinta come mostrato in Figura 74.



Figura 74 – Container di guida posizionato immediatamente a ridosso del pozzo di spinta P2-15

Per rispettare il tracciato di progetto definito da quote georeferenziate note, l'unità di controllo computerizzata monitora in continuo la posizione della testa fresante attraverso metodi di misurazione ottica che si avvalgono dell'impiego di sistemi a tecnologia laser (Electronic Laser System, ELS) in cui, un raggio laser generato all'interno del pozzo di spinta, colpisce un bersaglio fotosensibile solidale allo scudo della macchina. Poiché il secondo tratto del tracciato di scavo prevede attraversamenti più lunghi e curvilinei, il controllo dell'andamento della perforazione viene implementato attraverso l'utilizzo di un sistema Gyro Navigation System (GNS) il cui principio di funzionamento viene illustrato nel paragrafo 2.2.2.8 – Sistemi di guida. Dall'unità di controllo computerizzata illustrata in Figura 75 si è in grado di monitorare tutti i parametri di avanzamento della macchina e modificarli se necessario.



Figura 75 – Unità di controllo computerizzata ubicata all'interno del container di guida posizionato immediatamente a ridosso del pozzo di spinta P2-15

I dati monitorati vengono raccolti settimanalmente e presentati dall'impresa esecutrice CO.GE.AT S.R.L. alla società di costruzioni italiana ITINERA S.p.A. con cui monitora lo stato di avanzamento dello scavo. In Allegato A si riporta a titolo di esempio, il report della macchina corrispondente alla sesta settimana di lavoro. Da tale report è possibile pertanto ottenere informazioni, ogni circa 20 cm di avanzamento dello scavo, tra cui la posizione della testa fresante rispetto all'asse di progetto, la corsa dei pistoni di guida, la velocità di avanzamento, la pressione all'interno della camera di scavo, il numero di giri al minuto della testa fresante ed il valore della forza di spinta totale.

Di particolare importanza risultano essere i dati relativi all'orientamento della fresa, alla pressione al fronte e alla spinta dei martinetti. Infatti, questi dati vengono utilizzati dall'addetto qualità incaricato alla compilazione del documento Piano Controllo Qualità (PCQ) redatto dall'impresa esecutrice. Si riserva il trattamento di tale documento nel capitolo 3.6.13 – Monitoraggio.

3.6.6 – Sistema di lubrificazione dell'anulus

Fondamentale per la riduzione dell'attrito tra tubi e terreno durante le fasi di spinta risulta il sistema di lubrificazione specialmente per lunghezze elevate. Infatti, l'utilizzo di bentonite iniettata attraverso singole valvole presenti nelle tubazioni ad intervalli regolari è in grado di saturare il vuoto circolare di 10 mm dovuto al sovrascavo (anulus), decretando così una diminuzione della forza di spinta utile all'avanzamento. Attraverso la retroiniezione in continuo inoltre, si garantisce il mantenimento costante della pressione di 2,75 bar all'interno dell'anulus in modo da garantire l'assenza di fenomeni convergenza radiale (paragrafo 3.6.4.2 – Stabilità del cavo). Per poter eseguire correttamente le operazioni di iniezione a tergo è prevista l'installazione dei tubi in calcestruzzo dotati di apposite valvole in sequenza alternata rispetto alle tubazioni standard. Infatti, ogni quattro tubazioni è prevista l'installazione di una tubazione valvolata.

Il sistema di controllo della pressione e del volume iniettato è in continuo ed in remoto ed in Figura 76 ne viene illustrato il principio di funzionamento.

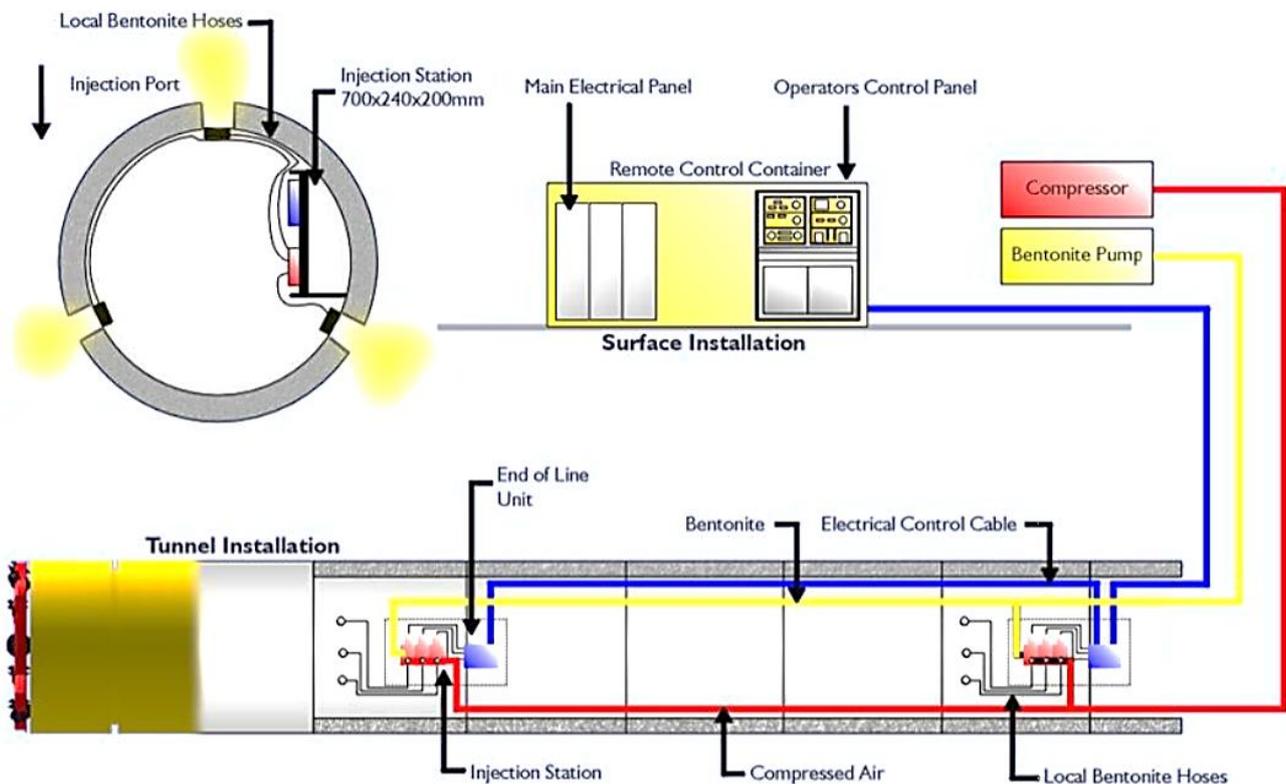


Figura 76 – Principio di funzionamento del sistema di lubrificazione dell'anulus con fango bentonitico (Herrenknecht.com)

In Figura 77 viene riportata la foto scattata in campo dei suddetti tubi dotati di tre valvole di lubrificazione dell'anulus poste secondo una configurazione a 120 gradi.



Figura 77 – Vista interna dei tubi dotati di tre valvole per effettuare la retroiniezione di bentonite

In Figura 78 in dettaglio il disegno quotato non in scala delle valvole di lubrificazione.

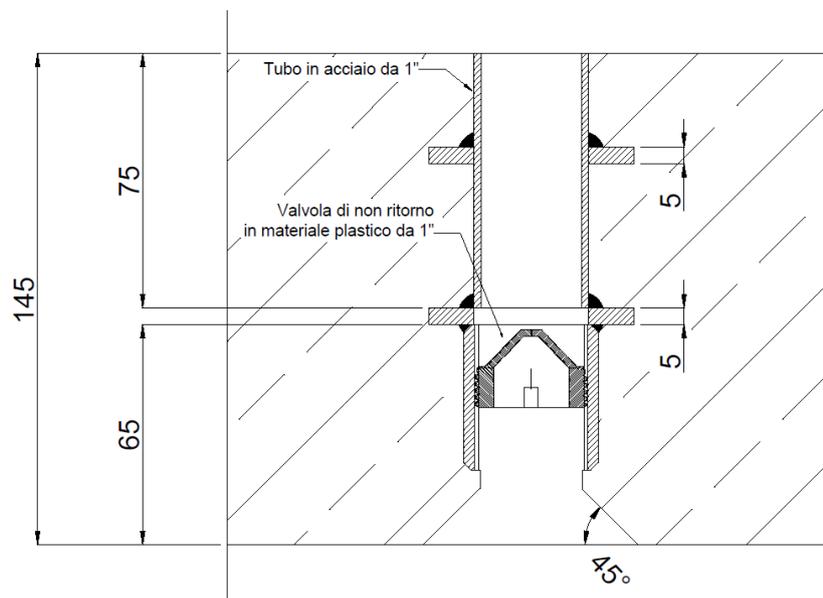


Figura 78 – Dettaglio valvola di lubrificazione, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

L'impianto a gestione automatica per la miscelazione della bentonite impiegata per effettuare l'iniezione a tergo dei tubi è posto a ridosso del container di guida immediatamente limitrofo al pozzo di spinta. L'operazione di confezionamento è compiuta dall'operatore addetto che, impiegando bassi quantitativi d'acqua, deve realizzare una miscela densa caratterizzata da elevati valori di viscosità.

In Figura 79 viene riportato l'impianto di miscelazione della bentonite.



Figura 79 – Impianto di miscelazione del fango bentonitico

3.6.7 – Tubazioni e giunti

Le tubazioni adottate per la realizzazione della tratta n°15 di fognatura nera sono tubi circolari in calcestruzzo armato vibrocompresso, idonei alla posa mediante microtunnelling.

Il tubo è prodotto dalla ditta ILCEV S.R.L. di Cavarzere (VE) specializzata nella produzione di elementi prefabbricati in calcestruzzo armato ed è caratterizzato da un diametro interno pari a 1500 mm, un diametro esterno pari a 1790 mm ed una lunghezza utile di 3000 mm. In Figura 80 viene riportata la tubazione impiegata nel progetto.



Figura 80 – Tubazioni ILCEV S.R.L. impiegate per la realizzazione della tratta n°15 di fognatura nera, diametro interno 1500 mm, diametro esterno 1790 mm e lunghezza utile 3000 mm

La tubazione è realizzata in calcestruzzo con una classe di resistenza C50/60, idoneo a sostenere i carichi assiali durante la fase di posa in opera. Al fine di garantire la rispondenza tra le ipotesi di calcolo dimensionale e la situazione reale è necessario il rispetto delle tolleranze geometriche, con particolare riguardo al parallelismo tra le facce in accordo con le prescrizioni ATV A 125.

Dalle informazioni contenute all'interno del Progetto Esecutivo, le condotte impiegate nel microtunnel, attraversano terreni di esposizione ambientale inquadrati nelle classi XC2, XD2 e XA3 per una vita utile dell'opera di 50 anni. Da cui, secondo le prescrizioni dal DM 17/01/18 le condizioni ambientali sono classificate "Molto Aggressive". Per le fessure invece, in condizioni ambientali "Molto Aggressive" e per armature di tipo "Poco sensibile" quali sono le armature delle tubazioni realizzate con acciai ordinari, l'apertura massima ammessa deve essere non superiore a 0,2 mm. L'armatura per la tubazione è tale da assolvere sia funzionalità strutturale, sia da regolazione all'apertura delle fessure a valori non superiori di quello sopra identificato. Il valore del copriferro è assunto cautelativamente e a favore di sicurezza pari a 30 cm.

In Figura 81 viene riportato il disegno quotato non in scala delle tubazioni impiegate.

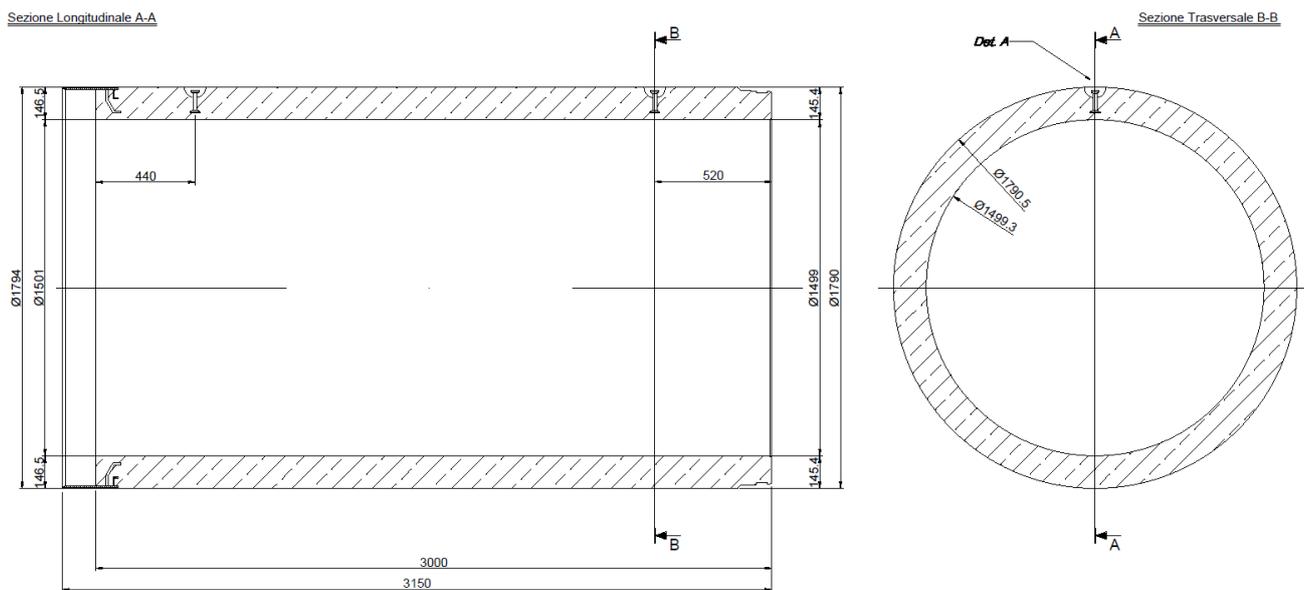


Figura 81 – Sezione longitudinale e sezione trasversale delle tubazioni impiegate, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R.

Piemonte S.p.A.)

Per effettuare le operazioni di movimentazione e posa dei tubi in totale sicurezza, vi è la presenza di ganci di sollevamento a testa sferica DEHA il cui disegno quotato e non in scala è riportato in dettaglio in Figura 82. Tali chiodi sono annegati nel calcestruzzo con una guaina successivamente rimossa e sono formati da tondi di acciaio di elevata qualità. La movimentazione avviene tramite l'impiego di maniglioni universali i quali, posizionati nell'incavo appositamente predisposto nel calcestruzzo,

vengono agganciati manualmente al chiodo per poi essere movimentati tramite l'impiego di una gru mobile autocarrata e semovente.

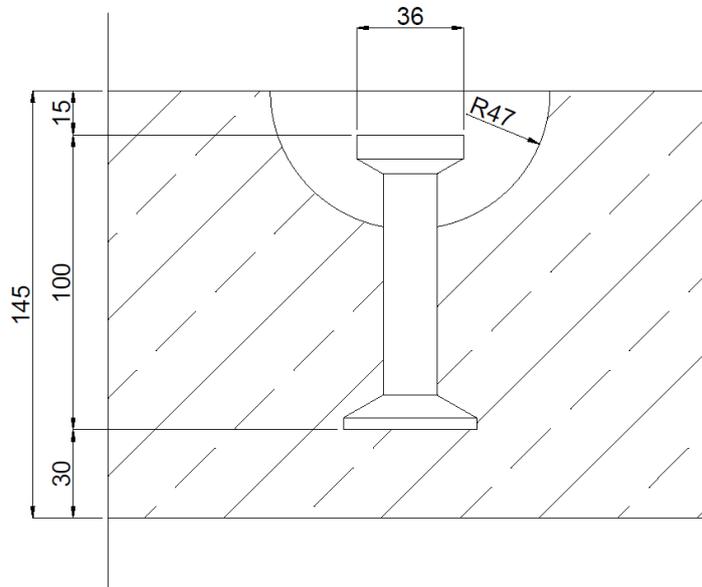


Figura 82 – Dettaglio gancio DEHA per sollevamento tubi per tiro superiore, portata 4 tonnellate, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Il sistema di giunzione prevede giunti maschio femmina completo di giunto a tenuta costituito da un manicotto in acciaio incorporato nel getto e da una guarnizione elastomerica di tenuta montata sul giunto maschio. Tale guarnizione, detta *gasket*, presenta una sezione cuneiforme e in Figura 83 ne viene riportato il profilo.

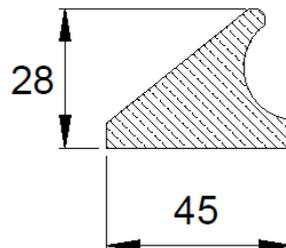


Figura 83 – Profilo della guarnizione, GAP in esercizio di 16 mm e compressione al 43%, quote espresse in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Inoltre, vi è la presenza di un anello a doppio strato in legno truciolare con caratteristiche idrofughe in grado di ripartire le forze di spinta. Lo scopo di tale anello è quello di evitare il contatto diretto tra le superfici in calcestruzzo di due conci contigui, garantendo una migliore distribuzione della spinta

sull'interfaccia dei tubi grazie alla sua deformabilità intrinseca. In Figura 84 si riporta uno schema in cui è possibile osservare la distribuzione delle forze agenti sul concio nel caso di anello ripartitore della spinta in legno.

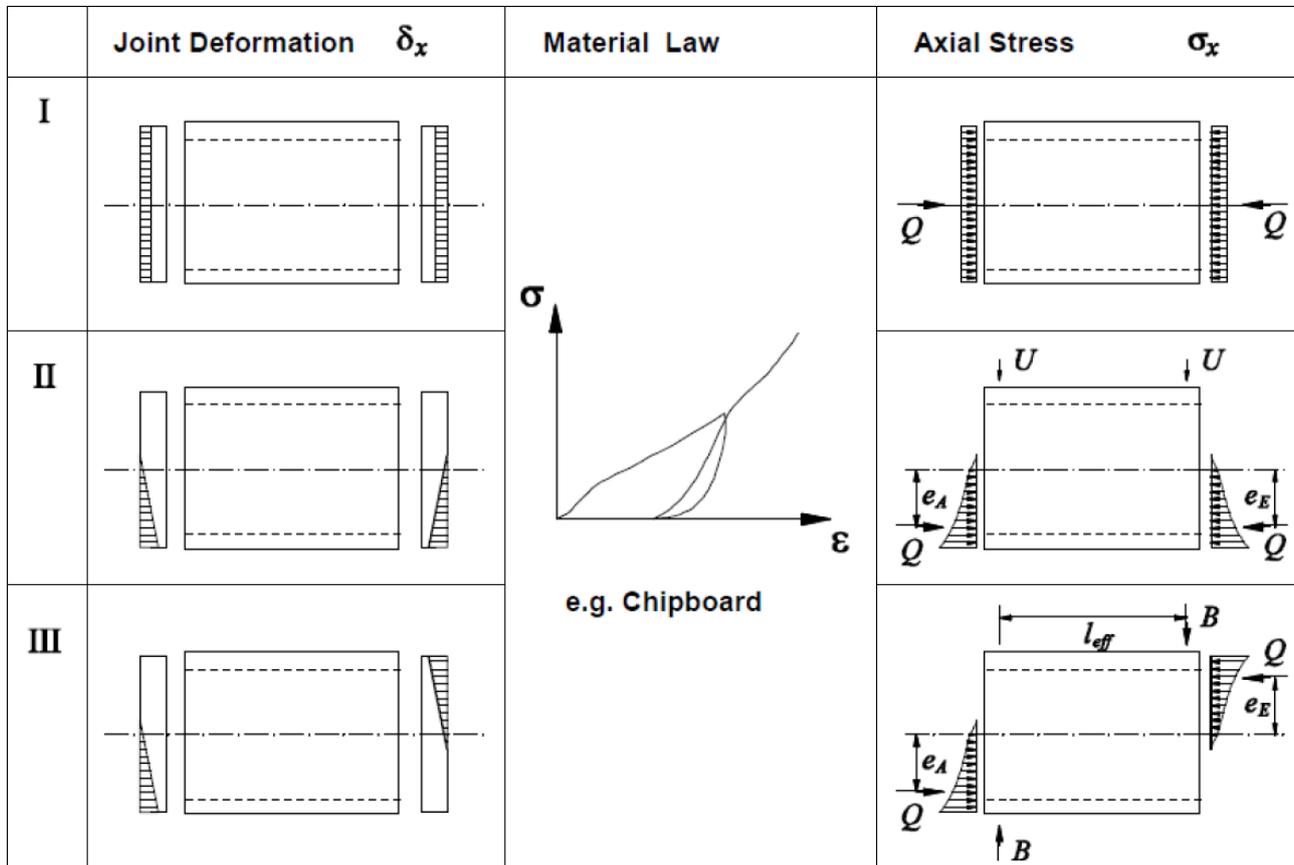


Figura 84 – Schema delle forze agenti su anello ripartitore della spinta in legno

Con riferimento alla Figura 84, il primo caso (I) rappresenta un tratto rettilineo in cui la forza applicata Q risulta uniformemente distribuita sull'intera superficie. Il secondo caso (II) rappresenta invece una curva a destra con incremento della forza Q verso l'estremità del tubo con la formazione di un'eccentricità e_A e della forza U generata dal contatto tra tubo e terreno. Infine, il terzo caso (III) è riferito ad un contatto tra tubi in corrispondenza delle due estremità opposte che si verifica in caso di curve a S oppure per un non corretto allineamento tra due tubi adiacenti. In questo caso si ha l'aggiunta di un momento B che può danneggiare il tubo per taglio.

Si riporta infine in Figura 85 un'immagine scattata in campo in cui è possibile osservare due tubi contigui con relativo anello di ripartizione della spinta e del sistema di giunzione, nonché del manicotto in acciaio e della guarnizione elastomerica.



Figura 85 – Vista sistema di giunzione maschio femmina di due tubi contigui

3.6.8 – Forza di spinta e stazioni intermedie

Il progetto prevede la posa di tubazioni sia su tratto rettilineo relativo alla prima tratta oggetto di studio, il cui raggio di curvatura risulta essere infinito e dunque assimilabile a una condizione teorica di giunto chiuso come esplicitato al capitolo 2.2.2.4 – Forza di spinta e stazioni intermedie, sia in presenza di curvatura. Dalla planimetria riportata nel capitolo 3.6 – Dorsale n° 15 - Microtunnelling, si osserva che nella parte finale della seconda tratta di scavo nella zona di Largo Grosseto, la traiettoria presenta una curvatura orizzontale di raggio pari a 480 metri, a cui corrisponde una condizione di giunto aperto. Alla luce dell'andamento planimetrico del tracciato di scavo, risulta necessaria la determinazione di una forza di spinta massima applicabile in condizione teorica di giunto chiuso e per completezza si procede alla determinazione anche in condizioni di giunto aperto relativa al secondo tratto della dorsale n° 15. Tali informazioni sono reperite all'interno delle relazioni di calcolo a corredo del Progetto Esecutivo.

Durante tutte le fasi di avanzamento e di spinta vengono raccolti dati relativi al monitoraggio della macchina di scavo tra cui direzionalità di scavo e forza di spinta totale applicata. È compito dell'operatore qualificato addetto alla macchina verificare durante l'avanzamento lo stato di apertura delle varie giunzioni presenti nella linea in modo da regolare la forza massima di spinta applicabile al fine di non incorrere in situazione di applicazione puntuale o eccessiva del carico di spinta longitudinale. Infatti, applicazioni puntuali o eccessive del carico di spinta possano portare a problematiche di integrità delle tubazioni.

Il calcolo della massima spinta assiale in considerazione del raggio di curvatura di progetto avviene nel rispetto delle prescrizioni della UNI EN 1916 e delle norme tedesche DWA A 161.

Inoltre, è previsto l'impiego di stazioni di spinta intermedie SSI (*Intermediate Jacking Station, IJS*) composte da anelli metallici sui quali sono montate batterie di martinetti idraulici installate lungo la condotta. Tali stazioni di spinta vengono installate ogni circa 100 metri di condotta al fine di ridurre

la forza dell'unità di spinta principale. In particolare, è prevista l'installazione di 2 stazioni di spinta intermedie nella prima tratta caratterizzata da una lunghezza totale di 333,2 metri compresa tra il pozzo di spinta P2-15 e il pozzo di estrazione S1-16, mentre per la seconda tratta avente una lunghezza complessiva di 421,2 metri, compresa tra il pozzo P2-15 ed il pozzo di estrazione P1-15 le stazioni di spinta intermedie installate saranno 3. Risulta pertanto necessaria la determinazione della massima forza di spinta applicabile per la stazione intermedia, considerando che operi in condizione di spinta uniformemente distribuita sui 12 pistoni.

In Figura 86 viene riportata un'immagine scattata in sito in cui si osservano le operazioni di movimentazione ed installazione della stazione di spinta intermedia e in Figura 87 viene riportato il disegno quotato non in scala della medesima stazione.



Figura 86 – Movimentazione ed installazione per mezzo di gru mobile semovente della stazione di spinta intermedia

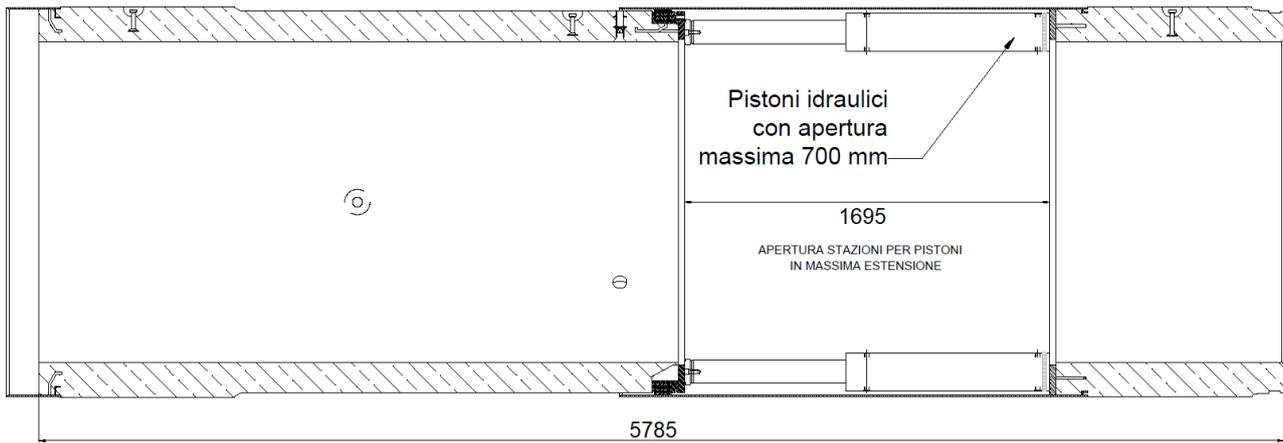


Figura 87 – Sezione longitudinale della stazione intermedia di spinta, quote in mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

3.6.8.1 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura infinito

Per la determinazione della forza di spinta massima ammissibile per la prima tratta di dorsale n°15 risulta fondamentale il calcolo della deviazione sul giunto al parallelismo delle facce in relazione al raggio di curvatura. Infatti, all'aumentare del suddetto angolo di deviazione corrisponde una condizione di giunto aperto con conseguente diminuzione della massima spinta ammissibile.

L'angolo di deviazione angolare complessivo risulta funzione della deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura φ_R , della deviazione angolare al parallelismo delle facce φ_{St} , e della deviazione angolare dovuta alla deviazione della rettangolarità sul giunto del tubo $\varphi_{\Delta a, cat}$.

In particolare, la deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura φ_R risulta nulla poiché il tratto considerato è rettilineo. Per la determinazione della deviazione angolare al parallelismo delle facce φ_{St} , ci si avvale del grafico di Figura 88 in cui, noto il diametro interno massimo $d_{i,max}$ della tubazione pari a 1500 mm, si ottiene il rapporto $\varphi_{St,0}/L_R$, da cui, con la relazione (3.14), si ottiene il valore φ_{St} .

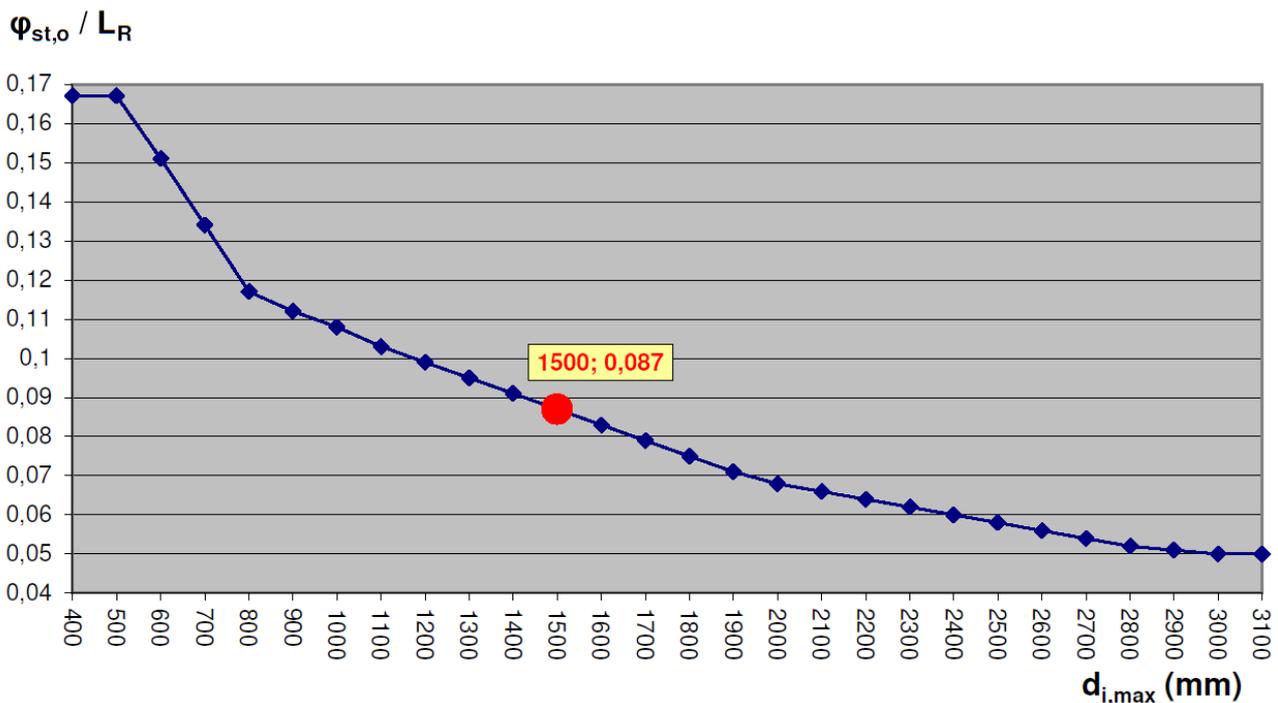


Figura 88 – Grafico per la determinazione della deviazione al parallelismo delle facce di due tubi contigui, L_R rappresenta la lunghezza utile della tubazione pari a 3000 mm (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

$$\varphi_{St} = \left(\frac{\varphi_{St,0}}{L_R} \right) \cdot L_R + 0,0625 = 0,324^\circ \quad (3.14)$$

Infine, la deviazione angolare dovuta alla deviazione della rettangolarità sul giunto del tubo $\varphi_{\Delta a, cal}$ si ottiene tramite l'impiego della relazione (3.15):

$$\varphi_{\Delta a, cal} = \arctan \left(\frac{\Delta \alpha_{cal}}{d_{a, min}} \right) = 0,162^\circ \quad (3.15)$$

dove $\Delta \alpha_{cal}$ è la massima deviazione dal parallelismo delle facce da indicazioni DWA A 161, pari a 5 mm;

$d_{a, min}$ rappresenta il diametro minimo esterno della tubazione compreso blocco guarnizione, pari a 1758 mm.

È dunque possibile ottenere il valore dell'angolo di deviazione angolare complessivo φ_{ges} attraverso la relazione (3.16):

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a, cal}) = 0,388^\circ \quad (3.16)$$

dove ψ rappresenta il coefficiente di combinazione per la deviazione angolare della tubazione, pari a 0,8 (-).

Il valore della forza di spinta massima ammissibile si ottiene attraverso l'impiego dell'abaco di Figura 89 in cui, noto il rapporto tra la posizione dell'asse neutro della sezione considerata z_k e il diametro esterno minimo $d_{a, min}$ e noto altresì il rapporto tra il diametro interno massimo $d_{i, max}$ ed il diametro esterno minimo $d_{a, min}$, è possibile ottenere il valore di σ_{max}/σ_0 in cui σ_{max} rappresenta la massima tensione di contatto, mentre σ_0 rappresenta la tensione uniformemente distribuita che si avrebbe nel giunto per lo stesso valore di carico di spinta supposto perfettamente centrato.

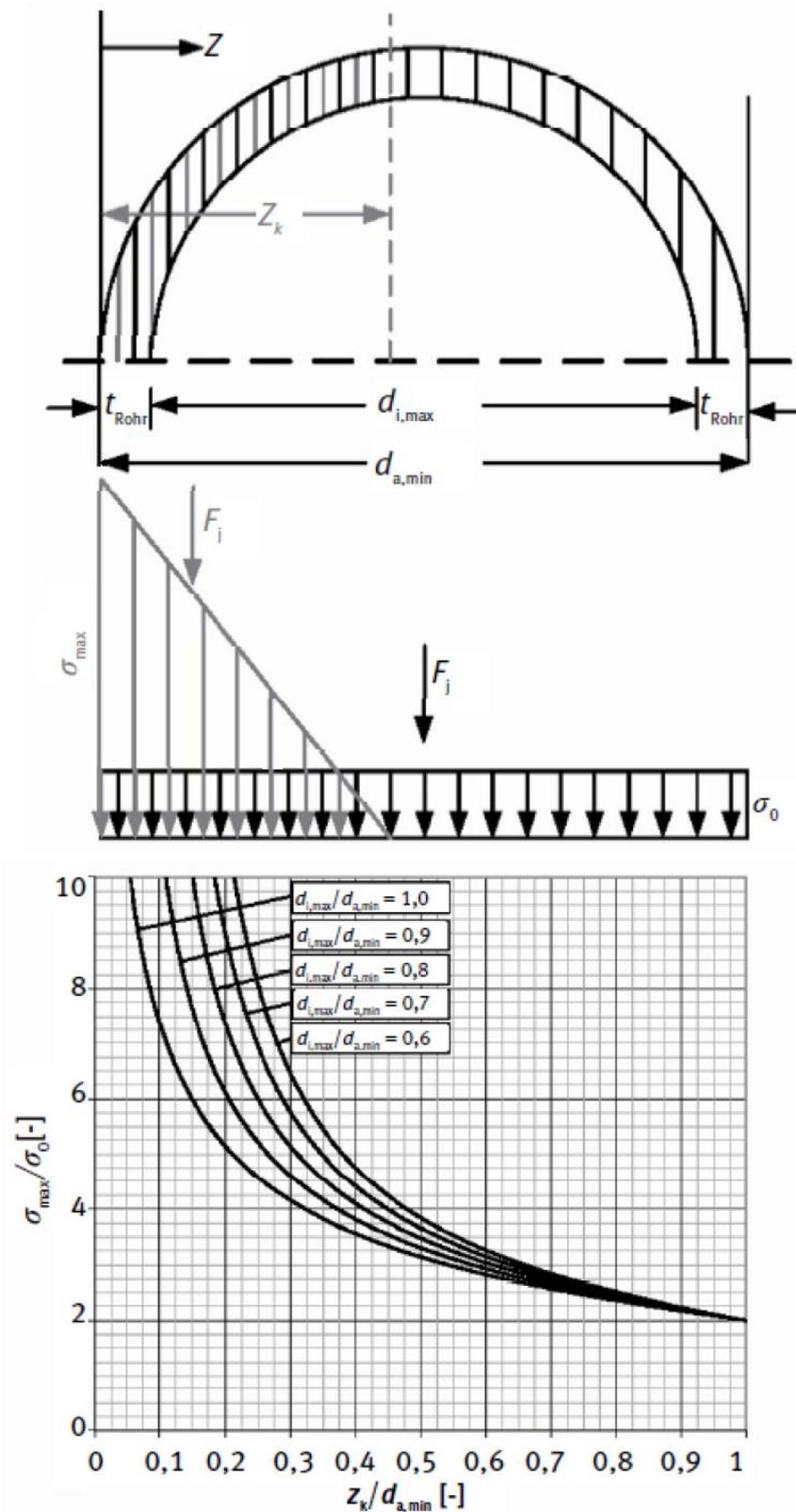


Figura 89 – Abaco norme DWA A 161 per la determinazione del massimo valore di tensione ammissibile, nota la posizione dell'asse neutro z , il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno della tubazione ($d_{i,max}$ e $d_{a,min}$) (Stein, Mollers, Bielecki, 1989)

Il rapporto di apertura, dato dalla posizione dell'asse neutro della sezione considerata z_k e il diametro esterno minimo $d_{a,min}$ è definito dalla relazione (3.17):

$$\frac{z_k}{d_{a,min}} = \frac{(\Delta_{s,DUR} + \Delta_{s,R})}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{e,DUR}} \quad (3.17)$$

dove	$\Delta_{s,DUR}$	rappresenta la deformazione degli anelli in legno di ripartizione della spinta (mm);
	$\Delta_{s,R}$	rappresenta la deformazione longitudinale della tubazione in calcestruzzo (mm);
	φ_{ges}	rappresenta il valore dell'angolo di deviazione angolare complessivo ricavato in precedenza (°);
	$d_{e,DUR}$	rappresenta il diametro esterno degli anelli di ripartizione in legno (mm).

Con riferimento alla relazione (3.17), la deformazione degli anelli in legno di ripartizione della spinta $\Delta_{s,DUR}$ in particolare si ottiene con la relazione (3.18):

$$\Delta_{s,DUR} = s_d \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}}} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{e,DUR}} \quad (3.18)$$

dove	s_d	rappresenta lo spessore del singolo strato dell'anello di ripartizione in legno (mm);
	E_{cal}	rappresenta la rigidezza del singolo strato dell'anello di ripartizione in legno, ottenuta tramite DWA A 161 per legno tipo truciolare classe (P5, P7) (N/mm ²);
	σ_{cal}	rappresenta la tensione di calcolo, pari a 50,958 N/mm ² .

In particolare, la tensione di calcolo σ_{cal} viene determinata attraverso la relazione (3.19):

$$\sigma_{cal} = \sigma_{D,T} \cdot k_t \cdot f_d \quad (3.19)$$

dove	$\sigma_{D,T}$	rappresenta il coefficiente per lo stress ammissibile da compressione, pari a 1 (-);
	k_t	rappresenta il rapporto di trasmissione, dato dal rapporto tra lo spessore minimo della parete della condotta $t_{r,min}$ pari a 129 mm e la larghezza minima degli anelli di ripartizione in legno t_{DUR} pari a 113 mm (-);
	f_d	rappresenta la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, dato dal rapporto tra la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo f_k e il coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo secondo DWA A 161.

Con riferimento alla relazione (3.17), la deformazione longitudinale della tubazione in calcestruzzo $\Delta_{S,R}$ si ottiene con la relazione (3.20):

$$\Delta_{S,R} = \sigma_{max} \cdot k_{ab} \cdot \frac{L_R}{E_{r,ax}} \quad (3.20)$$

dove	σ_{max}	rappresenta la tensione massima ammissibile (N/mm ²), pari a $\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot (t_{DUR} / t_{r,min})$;
	k_{ab}	rappresenta il fattore di deformazione del tubo pari a 0,5 (-);
	L_R	rappresenta la lunghezza del singolo concio di tubazione (mm);
	$E_{r,ax}$	rappresenta il modulo elastico del calcestruzzo (N/mm ²).

È pertanto possibile ottenere il valore del rapporto di apertura secondo la relazione (3.17):

$$\frac{z_k}{d_{a,min}} = 0,67$$

Poiché il rapporto di apertura ricavato è inferiore all'unità, risulta pertanto che anche in condizione di rettilineità di percorso, i giunti tra le varie sezioni di tubo risultano non in completo contatto tra di loro. Noto il rapporto dei diametri di contatto sulla giunzione $d_{i,max}/d_{e,min}$ pari a 0,85, si ottiene il valore di σ_{max}/σ_0 pari a 3,606 attraverso il grafico di Figura 90.

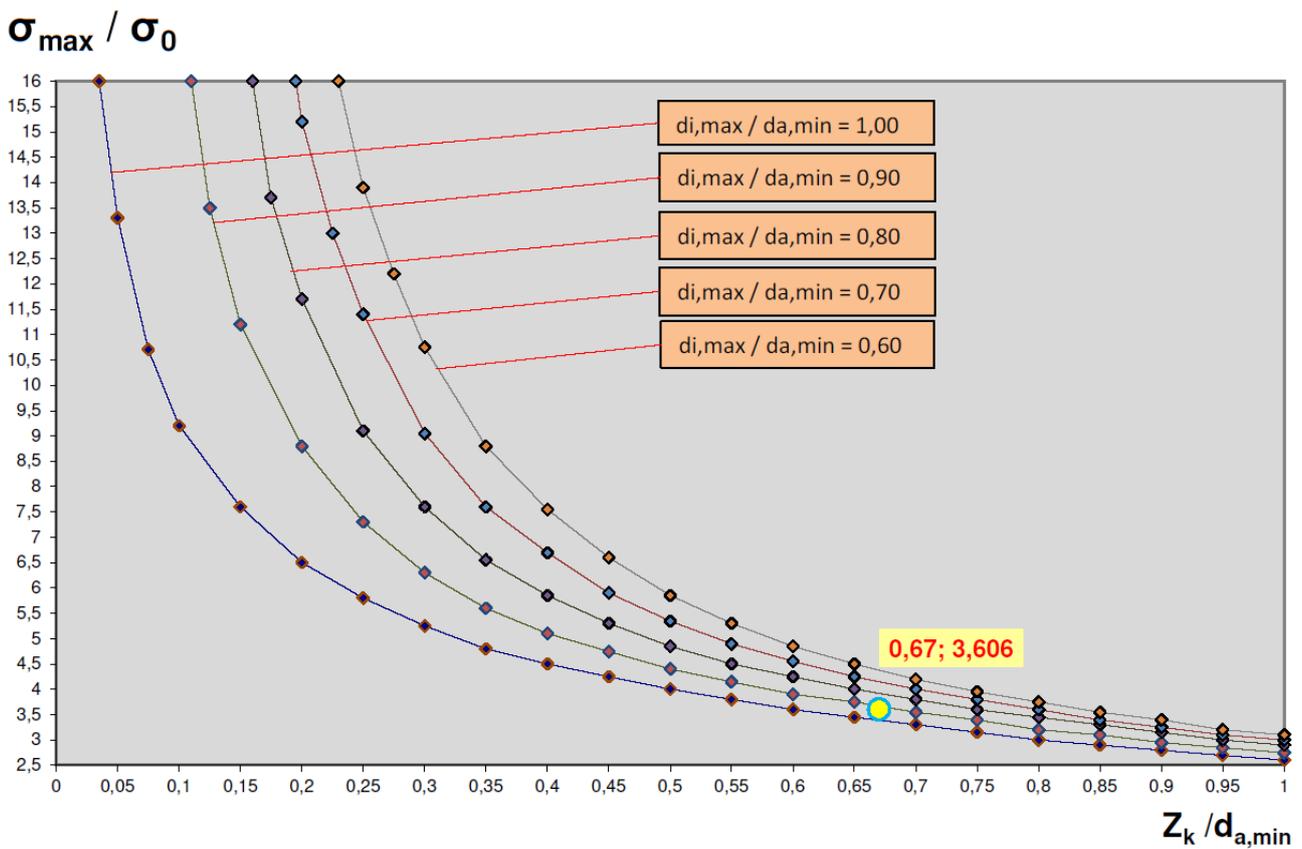


Figura 90 – Determinazione del rapporto tensionale di spinta σ_{max}/σ_0 (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

In definitiva, è possibile ottenere il valore della massima forza di spinta ammissibile F_j per il primo tratto rettilineo del percorso, attraverso la relazione (3.21):

$$F_j = \frac{A_r \cdot \sigma_{max,cls}}{\sigma_{max}/\sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} = 7075 \text{ kN} \quad (3.21)$$

dove A_r rappresenta l'area minima della sezione del giunto:

$$A_r = (d_{e,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi/4 = 660180 \text{ mm}^2$$

dove $d_{e,min}$ diametro esterno minimo (mm);

$d_{i,max}$ diametro interno massimo (mm);

$\sigma_{max,cls}$ rappresenta la tensione massima ammissibile del calcestruzzo, pari a 44,44 N/mm²;

$\gamma_{F,ax}$ rappresenta il coefficiente di sicurezza da applicare alla resistenza a compressione del calcestruzzo, da DWA A 161 (-).

È pertanto compito dell'operatore qualificato addetto al funzionamento della macchina verificare durante l'avanzamento che la forza totale impartita dall'unità principale di spinta sia inferiore o al più uguale al valore della massima spinta ammissibile pari a 7075 kN al fine di non incorrere in situazione di applicazione eccessiva del carico di spinta longitudinale.

3.6.8.2 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura 480 m

Analogamente a quanto eseguito nel paragrafo 3.6.8.1 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura infinito, si riporta di seguito il risultato del valore della massima forza di spinta ammissibile per il secondo tratto della dorsale n°15 in condizioni di raggio di curvatura pari a 480 metri. A differenza però della condizione di raggio infinito, risulta fondamentale la definizione di un nuovo valore deviazione angolare complessivo φ_{ges} . Infatti, in questo caso, la deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura φ_R è diversa da zero e viene espressa dalla relazione (3.22):

$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{plan}}\right) = 0,3581^\circ \quad (3.22)$$

dove L_R rappresenta la lunghezza utile della tubazione, pari a 3 metri;
 R_{plan} rappresenta il raggio di curvatura del tracciato (m).

Per la determinazione della deviazione angolare al parallelismo delle facce φ_{st} e della deviazione angolare dovuta alla deviazione della rettangolarità sul giunto del tubo $\varphi_{\Delta a, cal}$, ci si avvale delle relazioni (3.14) e (3.15) del capitolo 3.6.8.1 – Calcolo della forza di spinta ammissibile, raggio di curvatura infinito. Ne consegue dunque che, il valore della deviazione angolare complessivo φ_{ges} è pari a $0,703^\circ$ ottenuto tramite la relazione (3.16).

Procedendo analogamente alla condizione di raggio infinito, è possibile ottenere il valore del rapporto di apertura con l'impiego della relazione (3.17).

$$\frac{z_k}{d_{a, min}} = 0,45$$

Poiché il rapporto di apertura così ricavato risulta inferiore all'unità e inferiore al rapporto di apertura in condizione di raggio infinito, ne risulta una condizione di giunto aperto e un valore della massima forza di spinta ammissibile inferiore rispetto al tratto rettilineo.

Nota il rapporto dei diametri di contatto sulla giunzione $d_{i,max}/d_{e,min}$ pari a 0,85, si ottiene il valore di σ_{max}/σ_0 pari a 4,841 attraverso il grafico di Figura 91.

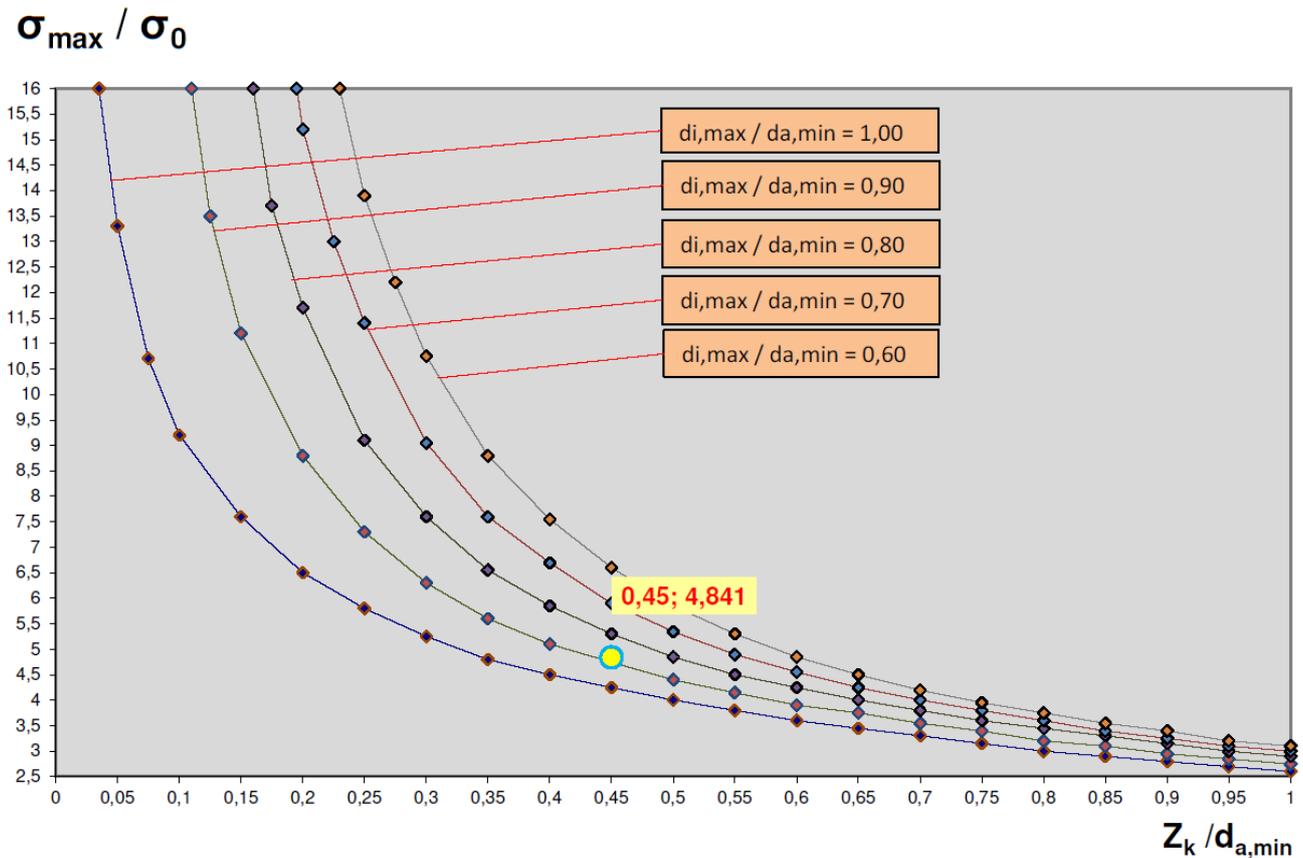


Figura 91 – Determinazione del rapporto tensionale di spinta σ_{max}/σ_0 (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

In definitiva, è possibile ottenere il valore della massima forza di spinta ammissibile F_j per giunti aperti in prossimità di Largo Grosseto in cui il tracciato planimetrico della dorsale n° 15 di fognatura nera prevede un raggio di curvatura pari a 480 metri. Tale valore di spinta è ottenuto con l'impiego della relazione (3.21) e risulta pari a 5270 kN.

3.6.8.3 – Calcolo della forza di spinta massima per la stazione intermedia

Nel seguente paragrafo si determina la massima forza di spinta applicabile per la stazione intermedia, considerando che operi in condizione di spinta uniformemente distribuita sui 12 pistoni.

Risulta pertanto utile definire il valore della forza massima di spinta in condizioni di giunto chiuso $F_{j,max}$ secondo la relazione (3.23):

$$F_{j,max} = 1000 \cdot 0,6 \cdot A_R \cdot \sigma_{cal} = 10419 \text{ kN} \quad (3.23)$$

dove A_R rappresenta la superficie di contatto in condizioni di giunto chiuso, pari a 0,340778 m²;

σ_{cal} rappresenta lo stress effettivo massimo ammissibile sul giunto, pari a 50,958 MPa.

Infine, applicando la relazione (3.24) è possibile ottenere il valore della massima forza di spinta ammissibile per la stazione di spinta intermedia F_j :

$$F_j = F_{j,max} \cdot C_{js} = 7293 \text{ kN} \quad (3.24)$$

dove C_{js} coefficiente di riduzione assunta sulla spinta per uniforme distribuzione dei pistoni, pari a 0,7.

È pertanto compito dell'operatore qualificato addetto al funzionamento della macchina verificare durante l'avanzamento che la forza impartita dai pistoni della stazione intermedia di spinta sia inferiore o al più uguale al valore della massima spinta ammissibile pari a 7293 kN al fine di non incorrere in situazione di applicazione eccessiva del carico di spinta longitudinale.

3.6.9 – Impianto trattamento fanghi

La macchina di scavo impiegata per la realizzazione della tratta di fognatura nera in questione risponde alle caratteristiche delle macchine Slurry. Tali macchine sono in grado di supportare il fronte di scavo grazie alla pressione ad essa applicata attraverso l'immissione di fango bentonitico. La pressione di esercizio del fango bentonitico infatti, deve essere tale da controbilanciare la sola spinta litostatica in quanto lo scavo avviene sopra falda come riportato nel capitolo 3.3 – Inquadramento idrogeologico.

L'utilizzo del fango bentonitico ha un duplice vantaggio: infatti viene impiegato sia per l'allontanamento dal fronte del materiale scavato, sia per garantire la stabilità del fronte stesso. Attraverso un sistema di pompe e condotte, la miscela di acqua e bentonite viene convogliata al fronte di scavo dove viene a contatto con il materiale da scavare. Qui la componente solida si separa da quella liquida, infatti la bentonite sigilla i vuoti mentre l'acqua è libera di permeare all'interno del mezzo. A seguito di tale fenomeno si crea un film tanto sottile quanto impermeabile detto *filter cake* in grado di garantire il mantenimento momentaneo anche di elevate pressioni di esercizio.

All'interno della camera in pressione vi è un frantoio rotante di forma conica il cui compito è quello di comminuire il materiale scavato fino a granulometrie idonee al trasporto in sospensione nel fango bentonitico. Il materiale così trattato è convogliato, sottoforma di Slurry, tramite la linea di ritorno fino in superficie dove viene trattato per favorire il recupero della bentonite la quale viene riutilizzata nelle fasi di scavo successive. Trattandosi di un composto con all'interno particelle solide, non è semplice definire il modello reologico dello Slurry, in linea generale però è possibile affermare che uno Slurry può essere considerato in buona approssimazione un fluido Newtoniano se la quantità di solidi presenti non supera il 10-20%, mentre per quantità superiori è raccomandato sviluppare uno studio basato sul modello dei fluidi alla Bingham. La percentuale di solidi presenti nello Slurry del circuito in questione è vicina alla soglia con valori intorno al 20% in peso.

I tubi e le pompe del circuito di smarino sono in grado di assicurare una velocità del flusso almeno pari a 2 cm/s al fine di evitare fenomeni di deposito del materiale sospeso nel fluido e dunque il blocco della linea stessa. La portata del circuito di smarino viene regolata in funzione della massima velocità di avanzamento della spinta. Durante la realizzazione della tratta fognaria oggetto di studio si sono presentate alcune criticità dettate dalla presenza di trovanti di basalto e quarzo che, a seguito della frantumazione, hanno ostruito le tubazioni di smarino aumentandone l'usura. Infatti, i frammenti prodotti dalla frantumazione (*fish*) hanno intasato le giunzioni delle tubazioni rendendo necessari interventi per la pulizia e il ripristino con inevitabili ritardi sul cronoprogramma.

La miscela di acqua e bentonite viene preparata in un impianto dedicato posto a ridosso del container di guida immediatamente limitrofo al pozzo di spinta e adiacente all'impianto di miscelazione della bentonite impiegata per effettuare l'iniezione a tergo dei tubi. L'esatto dosaggio della miscela bentonitica viene tarata durante l'avanzamento, in funzione delle condizioni ambientali rilevate durante la perforazione, ed è compresa tra 25 e 50 kg di bentonite in un metro cubo di acqua. L'impianto di miscelazione impiegato è a gestione automatica e dunque dotato di un dosatore automatico oltre che di una vasca per la maturazione ed agitazione della bentonite.

La bentonite impiegata è la Bentosund 120E della ditta LAVIOSA S.p.A., presenta un peso specifico di 2,3 g/cm³ e le caratteristiche tecniche vengono riportate in Tabella 30.

Tabella 30 – Caratteristiche tipiche della bentonite concentrazione al 5% (Laviosa.com)

Mud density	g/cm ²	< 1,10
Moisture	%	< 15
Dry residue on 200 Mesh	%	15 - 20
Marsh viscosity - 24 h maturation	sec/l	33 - 53
Bleeding - 24 h maturation	%	max 1
pH - 24 h maturation	-	7 - 11
Fluid loss - 24 h maturation (EN 1538 method)	ml	< 30
Cake - 24 h maturation	mm	< 3

La bentonite viene fornita in forma di polvere, priva di grumi e di sostanze estranee che possano influenzare la qualità del prodotto finale. In Figura 92 viene riportata la bentonite impiegata nello scavo la quale viene consegnata in cantiere in sacchi dal peso di 1250 kg ciascuno.



Figura 92 – Bentosund 120E della ditta LAVIOSA S.p.A.

Fondamentale risulta pertanto il recupero della bentonite impiegata ottimizzando le operazioni di scavo sia da un punto di vista economico sia da un punto di vista ambientale. A tale scopo vi è la presenza di un impianto di separazione dei fanghi in grado di separare il materiale scavato dalla bentonite operando a circuito praticamente chiuso. Tra i vantaggi derivanti dall'impiego di un adeguato impianto di separazione dei fanghi si citano l'incremento della velocità di perforazione e il minor consumo delle pompe fanghi e delle parti di usura come camice, pistoni e valvole.

La separazione completa dei detriti di scavo dalla bentonite e le corrette operazioni di disidratazione per ottenere bassi livelli di umidità residua nel materiale sono sinonimi di un efficiente processo di separazione. Infatti, minore è il contenuto di acqua minore è il peso del materiale di scavo, minori

sono i costi di smaltimento. In particolare, nell'impianto di separazione adottato, si registrano alti valori di efficienza compresi tra il 90% ed il 95%.

L'impianto di separazione installato risulta in grado di trattare fino a 150 m³/h di materiale a fronte di una richiesta media stimata in una giornata lavorativa di 9 ore di circa 14 m³/h ed è di proprietà della ditta Herrenknecht. Le caratteristiche tecniche del modello HKS150 installato in sito sono riportate in Tabella 31.

Tabella 31 – Caratteristiche tecniche dell'impianto di separazione adottato (Herrenknecht.com)

	HKS100	HKS150	HKS300	HKS500	
General technical information					
Max. flow rate	m ³ /h	100	150	300	500
Coarse screen	m ²	2	3.2	4.8	6.4
Dewatering screen	m ²	2	3.2	4.8	6.4
Vibration motors	kW	2 x 4	2 x 8	4 x 5.6	4 x 5.6
1. Cyclone stage					
Number of cyclones		2	1	2	2
Nominal diameter		10"	15"	15"	15"
Pump drive	kW	30	30	45	75
Cutting Point d50 (1.2 g/cm ³ density)	µm	24	33	33	33
2. Cyclone stage					
Number of cyclones		-	4	8	12
Nominal diameter		-	6"	6"	6"
Pump drive	kW	-	30	55	90
Cutting Point d50 (1.2 g/cm ³ density)	µm	-	20	20	20
Dimensions LxWxH	mm	5,400 x 2,438 x 2,590	6,050 x 2,438 x 6,000	6,050 x 2,438 x 6,000	6,050 x 2,438 x 6,000
Integrated tank volume	m ³	24	20	20	20
Total rated power	kW	40	80	125	190
Total weight	t	11 (including tank)	20	24	28

In particolare, l'impianto di separazione adottato in sito prevede l'impiego di:

- 1 vasca di acqua pulita;
- 3 vasche per fanghi;
- Pompe di mandata e di evacuazione dei fanghi;
- 1 vibrovaglio per la vagliatura del materiale grossolano proveniente dal fronte di scavo;
- 1 vaglio drenante per l'eliminazione del contenuto di acqua in eccesso;
- 1 idrociclone avente diametro pari a 15 pollici (38,1 cm) per separare le particelle solide fino a grandezza di 33 µm dal fango proveniente dal vibrovaglio;

- 4 idrocycloni posti in parallelo di diametro pari a 6 pollici (15,24 cm) in grado di separare particelle solide fino a grandezze di 20 μm .

Con riferimento a quanto elencato in precedenza, in Figura 93 si riporta lo schema di flusso dell'impianto di separazione impiegato.

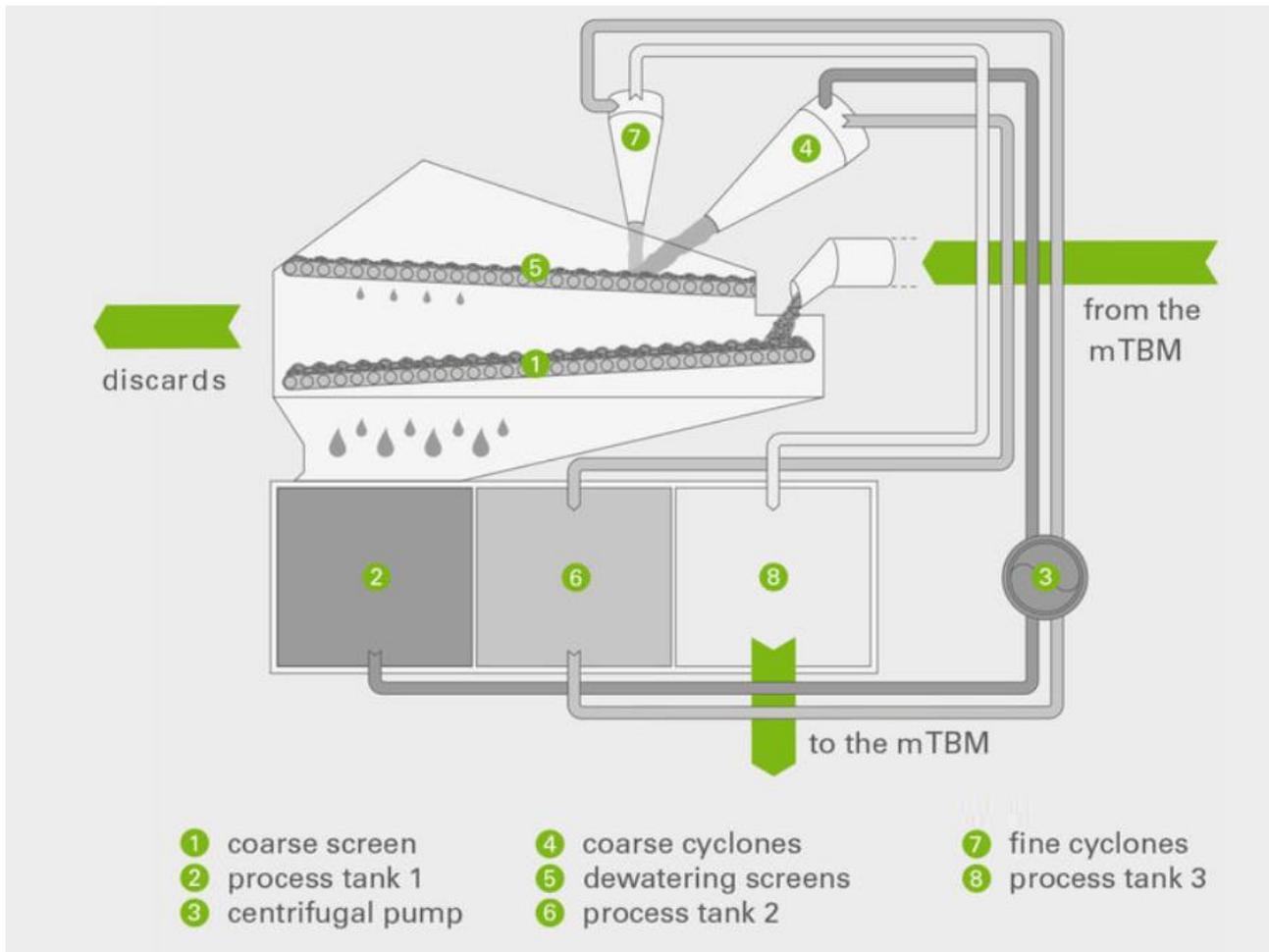


Figura 93 – Schema di flusso dell'impianto di separazione (Herrenknecht.com)

Per la tratta in esame viene fornita una stima giornaliera dei volumi di materiale gestiti dall'impianto di separazione e viene riportata in Tabella 32.

Tabella 32 – Volumi tipici gestiti dall'impianto di separazione

Materiale trattato	120 m ³ /giorno
Materiale di scavo da separazione	15 m ³ /giorno
Acqua	100 m ³ /giorno
Bentonite	1,5 m ³ /giorno

Per garantire elevati standard qualitativi, sia del processo di miscelazione sia del processo di separazione, è compito dell'addetto qualità incaricato alla compilazione del documento Piano Controllo Qualità (PCQ) redatto dall'impresa esecutrice monitorare e verificare i seguenti parametri del fango bentonitico:

- Dosaggio in peso bentonite/acqua;
- Viscosità Marsh;
- Contenuto in sabbia;
- Peso specifico.

Si riserva il trattamento di tale documento nel capitolo 3.6.13 – Monitoraggio.

In definitiva, in Figura 94 si riporta l'immagine scattata in sito dell'impianto di separazione sopra descritto e dell'impianto di miscelazione, entrambi ubicati nelle immediate vicinanze del container di guida posto in corrispondenza del pozzo di spinta P2-15.



Figura 94 – Impianto di separazione e impianto di miscelazione posti a ridosso del container di guida

Il trattamento e il riutilizzo del materiale di scavo separato risultano di fondamentale importanza da un punto di vista ambientale e verrà trattato nel capitolo dedicato (3.6.12 – Piano gestione terre e rocce da scavo).

3.6.10 – Sistema di ventilazione

La macchina di scavo impiegata per la realizzazione del tratto fognario in esame viene alimentata dal container di guida posto in superficie attraverso un collegamento di tipo elettrico. Inoltre, la presenza del personale addetto all'interno delle tubazioni risulta limitata. Sebbene queste peculiarità renderebbero superfluo un sistema di ventilazione dedicato, si opta comunque per la sua installazione. Infatti, la presenza di fumi provenienti dalle operazioni di saldatura dei tubi per il trasporto della bentonite e un eventuale gradiente di temperatura lungo la sezione verticale del tubo potrebbero causare il fenomeno della dispersione e della rifrazione del raggio laser impiegato per assicurare un corretto avanzamento. Inoltre, il personale operante viene dotato di rilevatori portatili della qualità dell'aria e nel caso si riscontrassero bassi livelli di ossigeno si procede ad azionare il sistema di ventilazione stesso.

Il sistema comprende un ventilatore centrifugo, installato in prossimità del pozzo di spinta, la cui bocca di mandata è collegata ad un tubo flessibile in grado di convogliare aria fresca dalla superficie fino alla parte posteriore del microtunneller.

3.6.11 – Recupero MTBM

La prima tratta di fognatura realizzata verso Est, compresa tra il pozzo di spinta P2-15 posizionato in Corso Grosseto in corrispondenza di via Brusnengo e il pozzo di estrazione S1-16 ubicato in corrispondenza di via Casteldelfino, avente una lunghezza pari a 333,2 metri, è stata ultimata in 14 settimane di calendario, corrispondenti a 57 giorni lavorativi. L'avanzamento medio giornaliero registrato è dunque di 5,85 metri.

L'arrivo previsto della MTBM è in corrispondenza del concio 4 del pozzo di estrazione S1-16 caratterizzato da una altezza di 2,3 metri e la quota di scorrimento della macchina è posta a -11,31 metri dal piano campagna (+231,49 m.s.l.m). Poiché la profondità complessiva del pozzo è pari a 16,05 metri, in quanto impiegato anche come sifone per la tratta limitrofa n°16, si è reso necessario effettuare operazioni di rinterro fino alla quota indicata.

La traiettoria della MTBM viene controllata da un sistema di guida ELS il cui principio di funzionamento viene illustrato al paragrafo 2.2.2.8.1 – Electronic Laser System (ELS), in cui un raggio laser colpisce un'unità ELS installata sul retro dello scudo della macchina di scavo. Il laser di guida viene generato in corrispondenza del pozzo di spinta P2-15 e viene installato in un punto fermo non soggetto a spostamenti indotti dal terreno o dall'anello di spinta. Risulta pertanto fondamentale non fissare il laser in corrispondenza delle pareti del pozzo ma installarlo sul solettone di base oppure in superficie all'esterno dell'area di influenza del pozzo. In questo modo vengono scongiurate possibili deviazioni della macchina di scavo dalla traiettoria di progetto a seguito di piccoli spostamenti del laser di guida. Inoltre, al fine di non arrecare un errore sistematico di direzione, risulta necessario posizionare ed orientare correttamente il sistema di spinta nel pozzo di partenza, in accordo con la traiettoria di progetto.

Essendo il pozzo di estrazione realizzato in sottomurazione con l'ausilio di micropali, è previsto il taglio dei pali tramite l'impiego di cannelli a fiamma ossidrica in corrispondenza del concio 4, nonché

una corretta predisposizione dell'armatura. In Figura 95 viene riportata la vista in pianta quotata e non in scala del pozzo di estrazione (dimensioni 3,00 m x 4,70 m) in cui è possibile apprezzare la presenza di 3 micropali che, in corrispondenza del concio di arrivo della MTBM, devono essere preventivamente tagliati. Poiché il pozzo in questione viene impiegato anche per la realizzazione del sifone n°16 attraverso scavo automatizzato non guidato (Spingitubo), è previsto anche in questo caso il taglio in corrispondenza del concio 7 di 4 micropali.

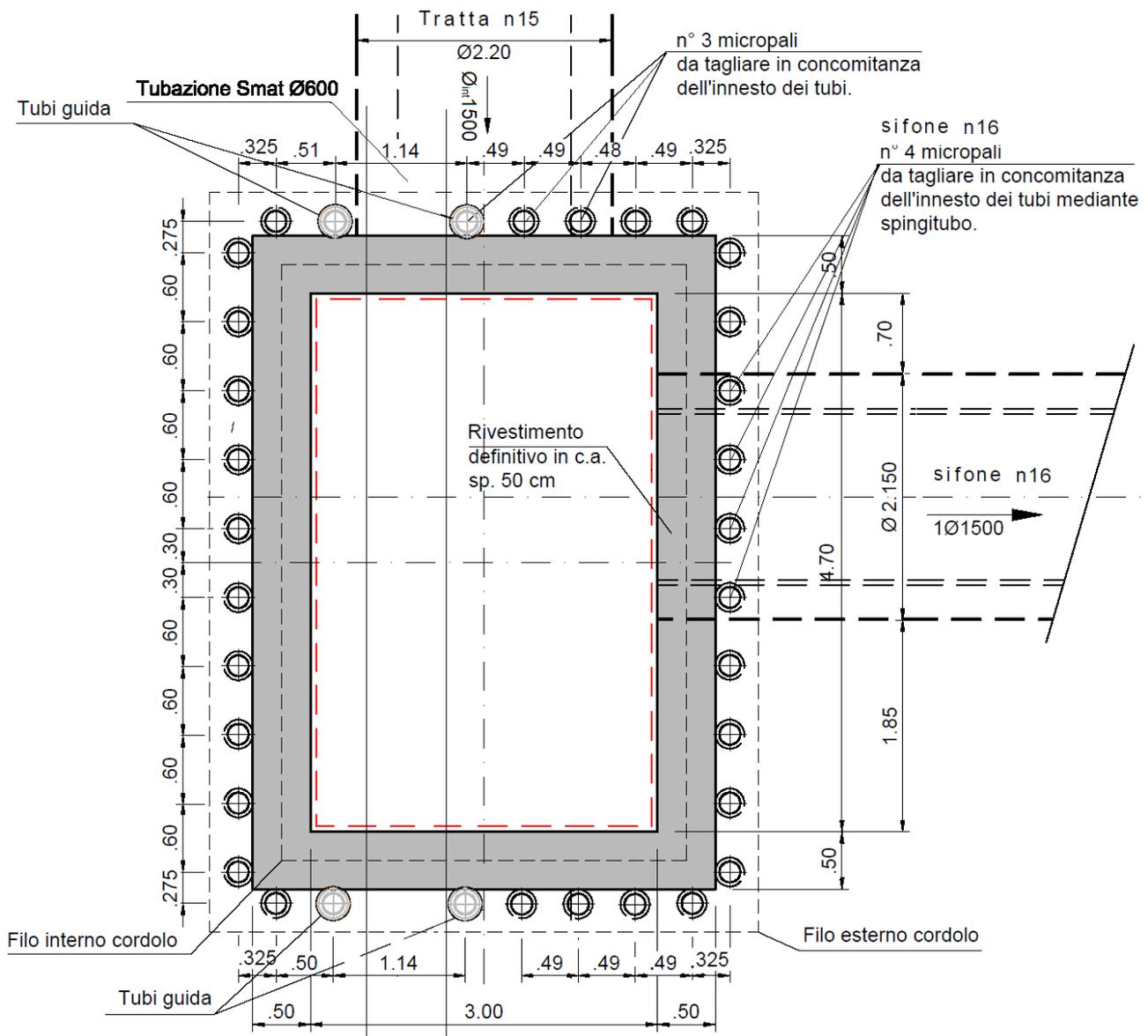


Figura 95 – Vista in pianta del pozzo di estrazione S1-16 e relative quote espresse in metri (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte

S.p.A.)

Per quanto concerne la predisposizione dell'armatura del concio 4, in Figura 96 si riporta il dettaglio al contorno dell'apertura. Si osserva come venga adottato un margine di sicurezza sull'apertura dell'armatura in quanto la testa di scavo è caratterizzata da un diametro esterno pari a 1810 mm mentre l'apertura dell'armatura misura un diametro di 2200 mm.

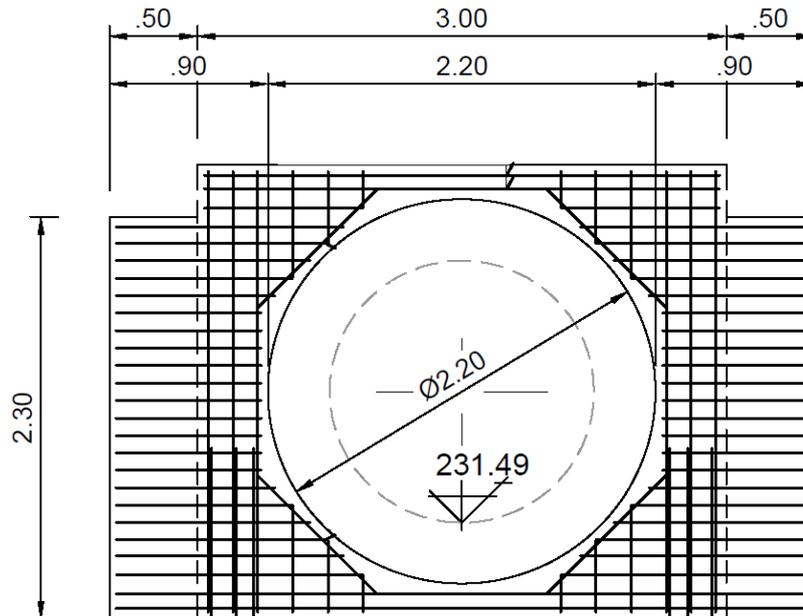


Figura 96 – Dettaglio dell'armatura al contorno dell'apertura in corrispondenza del concio 4 e relative quote espresse in metri

(Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

La data di arrivo della macchina in corrispondenza del pozzo di estrazione (25 Gennaio 2019) non è però coincisa con la data del recupero della stessa. Infatti, presumibilmente a seguito di un errore in fase di tracciamento topografico dell'asse della dorsale (risulta compito di S.C.R. Piemonte S.p.A. effettuare un comunicato ufficiale nel quale vengano illustrate nel dettaglio le motivazioni) il recupero è risultato difficoltoso. Sebbene la MTBM sia giunta in prossimità della camera alla corretta quota di scorrimento (+231,49 m.s.l.m), si è registrata una deviazione orizzontale di 595 mm rispetto all'ipotetico asse di progetto, rendendo necessari interventi atti all'eliminazione del ferro presente nelle armature, nonché il taglio del micropalo in quanto la macchina impiegata non risulta idonea per lavorare il ferro. In Figura 97 viene riportato uno scorcio della vista in pianta della situazione occorsa da cui si evince la necessità di interventi atti all'eliminazione del ferro di armatura e del micropalo

che intralcia il completamento della suddetta tratta. La parete laterale della camera di arrivo risulta tangente allo scudo della macchina di scavo.

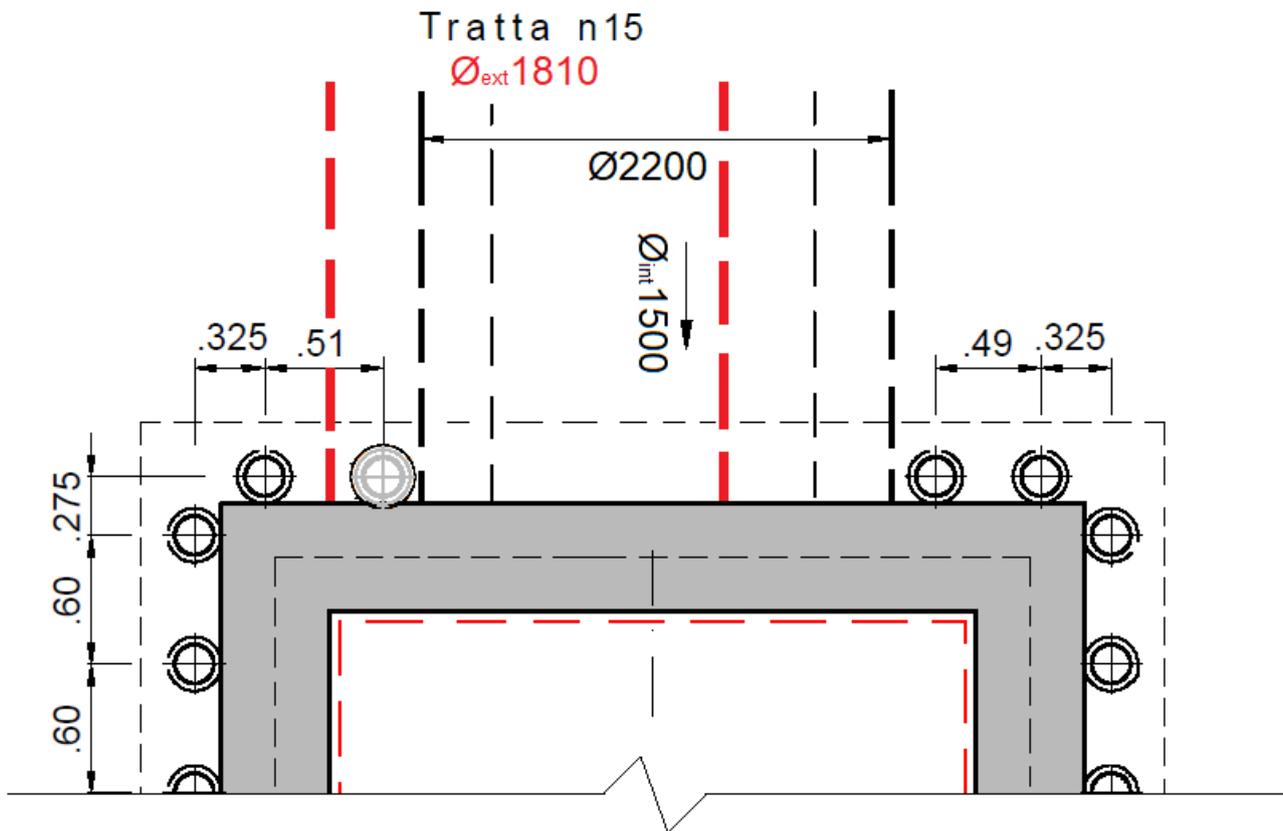


Figura 97 – Scorcio di vista in pianta del concio 4 con posizione di arrivo effettiva all'interno della camera della MTBM (rosso) rispetto alla posizione di arrivo di progetto (nero)

Oltre la necessità di effettuare interventi per eliminare il ferro delle armature, la scelta di impiegare un calcestruzzo per il rivestimento interno del pozzo avente una classe di resistenza C25/30 si è rivelata errata. Infatti, gli utensili di scavo oramai usurati dalla tratta compiuta, non sono stati in grado di penetrare all'interno del calcestruzzo. Una soluzione avrebbe potuto contemplare l'utilizzo di un magrone di calcestruzzo caratterizzato da una classe di resistenza inferiore in corrispondenza del concio 4 oppure, nel caso di presenza di armatura, impiegare barre in vetroresina. Infatti, le barre in fibre di vetro sono caratterizzate da un'elevata resistenza a trazione e risultano contemporaneamente semplici da tagliare dagli utensili di scavo poiché aventi bassa resistenza a taglio.

Individuata la posizione della MTBM si è reso pertanto necessario l'intervento di una ditta specializzata nel settore dei tagli del cemento armato che, tramite l'impiego di una carotatrice elettrica, ha isolato tramite carotaggi contigui il blocco di calcestruzzo armato. I carotaggi hanno interessato la parte sinistra del muro di arrivo della camera in quanto armata. L'apertura della zona centrale non armata è avvenuta invece tramite martello pneumatico montato su di un miniescavatore. In Figura 98 viene documentata la situazione in data 4 Febbraio 2019.



Figura 98 – Vista dal pozzo di estrazione S1-16 della testa di scavo della MTBM e del micropalo da tagliare (ITINERA S.p.A.)

Eliminato il micropalo tramite l'impiego di cannelli a fiamma ossidrica è stato pertanto possibile avanzare con la macchina di scavo ed infine procedere con le operazioni di recupero tramite l'ausilio di una gru mobile autocarrata e semovente.

Durante i tentativi di avanzamento effettuati dalla macchina in prossimità del pozzo di arrivo S1-16, si registra la rottura di tre utensili di scavo rotolanti a disco installati sulla zona periferica della testa di scavo nonché il danneggiamento di sette utensili striscianti (scraper). Tale rottura degli utensili è presumibilmente legata al tentativo della macchina di penetrare all'interno del calcestruzzo armato e del micropalo. In Figura 99 si osserva la testa di scavo della macchina ultimata la realizzazione della prima tratta in cui è possibile apprezzare il danneggiamento e l'usura degli utensili di scavo.



Figura 99 – Fasi di rimozione della testa fresante della MTBM ultimata la prima tratta di dorsale n°15

In Figura 100 si riporta la sezione di micropalo che ha presumibilmente causato la rottura degli utensili di scavo in cui è possibile osservare le traiettorie di taglio composte da cerchi concentrici rispetto al centro del fronte ed in Figura 101 vengono riportati due frammenti di utensili di scavo rotolanti danneggiati durante il completamento della tratta.



Figura 100 – Micropalo danneggiato in cui si osservano le traiettorie di taglio degli utensili composte da cerchi concentrici, sullo sfondo alcune carote estratte per isolare il blocco di calcestruzzo armato



Figura 101 – Frammenti degli utensili di scavo rotolanti danneggiati nel tentativo di penetrare il micropalo

Le operazioni di recupero della macchina di scavo vengono ultimate in data 8 Febbraio 2019. Il recupero delle batterie di martinetti idraulici che compongono le due stazioni di spinta intermedie SSI avviene nei giorni 11, 12 e 13 Febbraio 2019. Infine, risulta necessario l'installazione di ulteriori 4 tubi per il completamento della prima tratta della dorsale di fognatura nera n°15 a causa della rimozione della macchina di scavo e delle stazioni intermedie di spinta.

Ultimata la prima tratta è pertanto possibile procedere con la realizzazione della seconda tratta verso Ovest lungo la direttrice di corso Grosseto, dal medesimo pozzo di spinta P2-15 impiegato nella realizzazione della prima tratta ubicato all'altezza di via Brusnengo fino a giungere al pozzo di estrazione P1-15 situato in largo Grosseto, per una lunghezza complessiva pari a 421,2 metri previa sostituzione completa degli utensili di scavo.

3.6.12 – Piano gestione terre e rocce da scavo

Nel corso della realizzazione delle opere di collegamento della linea Torino – Ceres alla rete R.F.I. lungo Corso Grosseto si procede ad una gestione del materiale estratto e qualificabile come terre e rocce da scavo ai sensi della normativa vigente in regime di sottoprodotto, conformemente all'articolo 184 bis del D.Lgs. 152/06 e successive modifiche ed integrazioni o per reinterri in cantiere ai sensi dell'articolo 185 e successive modifiche ed integrazioni del medesimo D.Lgs. 152/06, nonché del DPR 120/2017. Le informazioni contenute all'interno del presente capitolo sono reperite all'interno del Progetto Esecutivo negli elaborati relativi alle Terre e Rocce da scavo.

Nell'individuazione dei siti di utilizzo e dei processi industriali di impiego dei materiali di scavo si è cercato di massimizzare il riutilizzo dei materiali all'interno del cantiere stesso, sia in qualità di materiale da reinterro che in qualità di inerti per la produzione di calcestruzzi e misti cementati destinati al cantiere. Tale scelta è stata effettuata per minimizzare il consumo di materie prime provenienti dall'esterno e diminuire i trasporti fuori sito dei materiali, con ovvi benefici in termini di sostenibilità ambientale degli interventi proposti.

La volumetria complessiva di scavo (terre da scavo da svuotamento rampe viadotti, scavo sbancamento superficiale galleria, scavo a foro cieco galleria, realizzazione pali secanti e scavi a sezione obbligata per installazione tubazioni) è pari a 580 000 m³ (volume in banco) di cui 2 160 m³ provenienti dalla realizzazione della dorsale n°15. In particolare, il materiale da trattare relativo alla realizzazione della prima tratta in esame risulta pari ad un volume in cumulo di 1 150 m³. Della volumetria di scavo complessiva vengono gestiti come sottoprodotto o riutilizzati come reinterri in cantiere il 94,6% corrispondente a 548 500 m³ (658 200 m³ di volume in cumulo). Il fattore di rigonfiamento adottato, pari a 1,2, viene desunto dall'esperienza dei progettisti in interventi su terreni aventi litologia confrontabile con quella del sito in esame.

I materiali presentanti superamento delle concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) di cui alla colonna A per parametri diversi da quelli riconducibili al fondo naturale, pari ai restanti 31 500 m³, sono principalmente rappresentati dal terreno di riporto che, in genere, presenta scadenti caratteristiche sotto il profilo merceologico e geotecnico. È verosimile pertanto ipotizzare uno scenario in cui parte di questi materiali non possano essere reimpiegati in cantiere per rinterri, produzione di misti cementati o calcestruzzi, ma debbano essere allontanati come rifiuto con i seguenti codici CER:

- 17 05 04 (terre e rocce da scavo, stimati circa 16 800 m³);
- 17 09 04 (rifiuti misti da costruzione e demolizione, stimati circa 14 700 m³).

Per verificare le caratteristiche ambientali dei materiali oggetto di scavo sono state eseguite, in fase di progettazione definitiva ed esecutiva, una serie di indagini ambientali che hanno permesso di stimare un quadro ambientale dei materiali come riportato in Tabella 33.

Tabella 33 – Ipotesi ripartizione volumetrica di scavo in funzione delle caratteristiche ambientali (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Caratteristiche ambientali	Volume in banco (m ³)	Volume in cumulo (m ³)
Conformità alle CSC colonna A del D.Lgs 152/06 per tutti i parametri analizzati	241 340	289 608
Conformità alle CSC colonna A del D.Lgs 152/06 con superamento per soli Co, Cr e Ni (valori di fondo)	213 915	256 698
Conformità alle CSC colonna B del D.Lgs 152/06 per parametri diversi dai valori di fondo	93 245	111 894
TOTALE	548 500	658 200

Tutti i materiali di scavo, con l'unica eccezione di quelli generati dalla demolizione dei viadotti per i quali si assume una loro completa gestione come materiale conforme alle CSC di cui alla Colonna B del D.Lgs. 152/06, vengono sottoposti ad un protocollo di caratterizzazione in banco secondo una maglia di campionamento regolare, finalizzato a garantire la completa caratterizzazione dei materiali in fase di scavo, sopperendo così al carattere puntuale delle indagini realizzate tramite sondaggi. Inoltre, grazie all'adozione di un protocollo di caratterizzazione in banco è possibile procedere all'allontanamento dei materiali senza la necessità di prevedere un deposito preliminare in cumulo.

In funzione degli esiti delle indagini ambientali e della ripartizione volumetrica sopraesposta è stato possibile definire:

- Le modalità di gestione delle terre e rocce da scavo generate dall'opera e gestite in regime di sottoprodotti ai sensi dell'articolo 184 bis del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;
- Le modalità di gestione delle terre e rocce da scavo generate dall'opera e gestite per reinterri in cantiere ai sensi dell'articolo 185 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;
- I siti di destinazione dei materiali nonché i processi industriali per il loro riutilizzo, in funzione delle caratteristiche ambientali dei materiali di scavo.

3.6.12.1 – Modalità di gestione dei materiali di scavo

In funzione di quanto previsto dal Progetto Definitivo dell'opera, degli esiti della caratterizzazione ambientale dei materiali di scavo condotta in fase di Progettazione Definitiva ed Esecutiva dell'opera nonché di quanto previsto dalla normativa ambientale vigente in materia di gestione delle terre e rocce da scavo, sono state definite le modalità di gestione dei materiali estratti nel corso della realizzazione dell'intera opera. Nello specifico, viene riportato in Figura 102 il materiale di scavo derivante dalla realizzazione della dorsale n°15 posto a valle dell'impianto di trattamento per la separazione dal fango bentonitico.



Figura 102 – Materiale di scavo dorsale n°15 prodotto dall'impianto di trattamento fanghi

Tale materiale di scavo in particolare viene destinato a:

- Vagliatura e frantumazione per la produzione di calcestruzzi destinati all'uso in cantiere.

Infatti, il calcestruzzo destinato al cantiere pari a circa 160 000 m³ è interamente realizzato

con inerti provenienti dal cantiere stesso. Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;

- Vagliatura e frantumazione per la produzione di misto cementato destinato all'uso in cantiere. Il fabbisogno di misto cementato del cantiere è pari a circa 28 000 m³ ed è interamente realizzato con inerti provenienti dal cantiere stesso. Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;
- Vagliatura e frantumazione per la produzione di calcestruzzo; Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.

Per quanto riguarda invece le terre da scavo derivanti dallo svuotamento delle rampe dei viadotti, dallo scavo di sbancamento superficiale per la realizzazione della galleria ferroviaria, dallo scavo a foro cieco in galleria e dalla realizzazione dei pali secanti, oltre agli impieghi sopra citati, vengono anche destinate a:

- Interventi di ripristino ambientale di due ex cave ubicate nelle vicinanze del cantiere. Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna A del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;
- Reinterri in cantiere previo stoccaggio in siti di deposito intermedio esterni al cantiere; Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;
- Reinterri in cantiere previo stoccaggio all'interno del cantiere stesso. Tale riutilizzo è conforme a quanto previsto dalla normativa vigente per materiali da scavo conformi alle CSC di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.;

- Recupero o smaltimento presso un impianto autorizzato ubicato fuori del cantiere qualora gestiti come rifiuto.

I siti di destinazione ed i processi industriali di impiego dei materiali di scavo, nonché le caratteristiche ambientali che i materiali destinati presso ciascun sito devono possedere, vengono descritti in Tabella 34.

Tabella 34 – Siti di destinazione dei materiali di scavo (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Destinazione	Descrizione tipologia di riutilizzo	Caratteristiche ambientali dei materiali
Cave Druento/Calcestruzzi Germaire	Produzione calcestruzzo	< Colonna B Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Cave Druento/Calcestruzzi Germaire	Produzione misto cementato	< Colonna B Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Edilcave/Unical	Produzione calcestruzzo	< Colonna B Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Edilcave/Unical	Produzione misto cementato	< Colonna B Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Laghetti Falchera	Progetto di ripristino ambientale	< Colonna A Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Cave Druento	Progetto di ripristino ambientale	< Colonna A Tab. 1 All. 5 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.

In Figura 103 viene mostrato un diagramma a blocchi che sintetizza i flussi di materiale di scavo all'interno del cantiere nonché i processi produttivi previsti per il riutilizzo dei materiali.

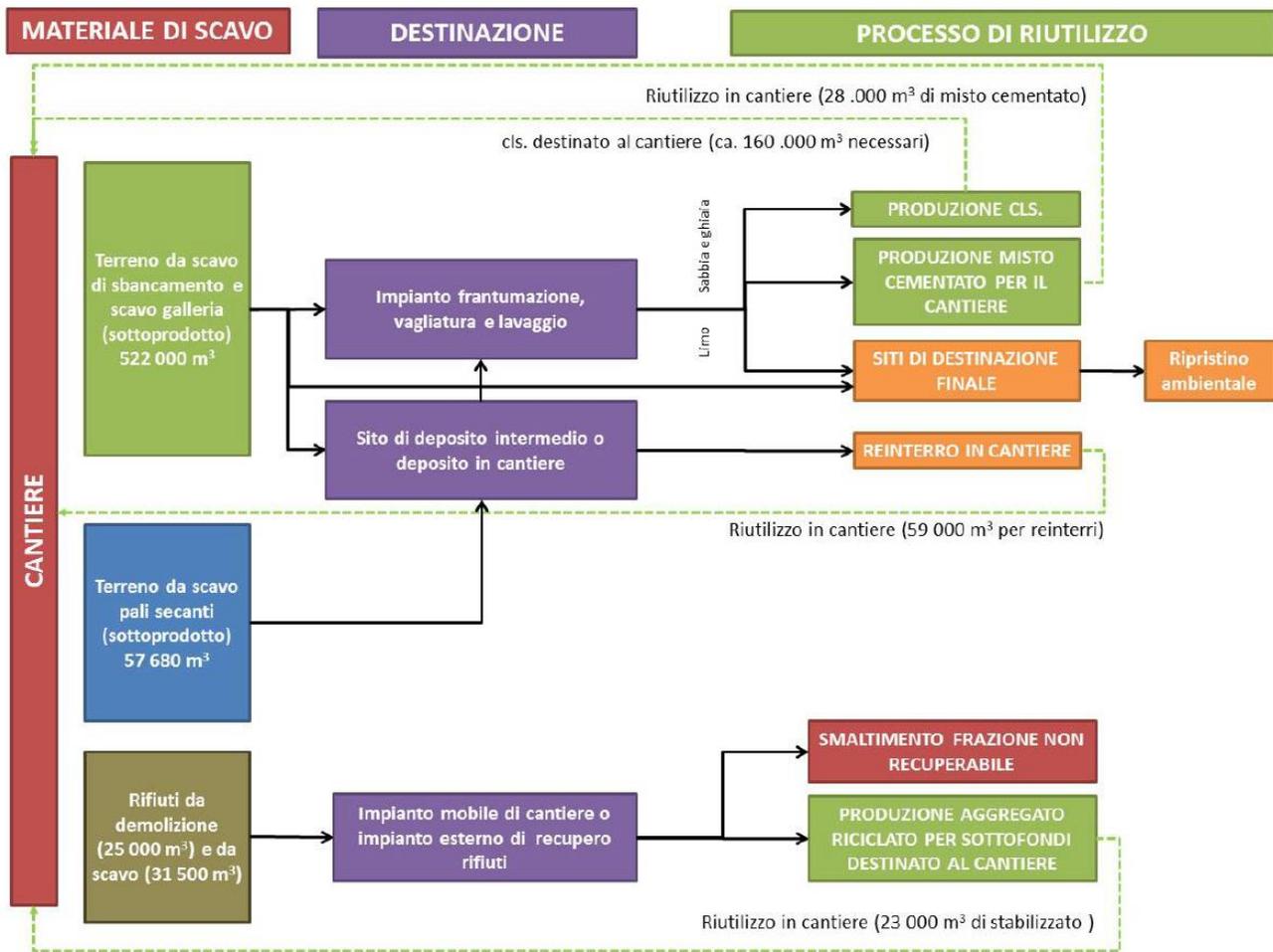


Figura 103 – Diagramma di flusso gestione dei materiali (Progetto Esecutivo, S.C.R. Piemonte S.p.A.)

Da come di evince dal diagramma di flusso di Figura 103, nell'ambito di realizzazione dell'opera è previsto il reinterro di circa 59 000 m³ di materiale proveniente dagli scavi. Tale materiale viene depositato in aree appositamente individuate presso il cantiere stesso oppure in aree di deposito intermedio esterne al cantiere.

Come siti di deposito delle terre in cantiere vengono utilizzate due aree a disposizione ubicate in prossimità del Parco Sempione e del raccordo autostradale Torino – Caselle. Il materiale viene disposto in cumuli univocamente identificati tramite cartellonistica e codice identificativo.

Il trasporto da e per i siti esterni di deposito intermedio (impianto Calcestruzzi Germaire, Edilcave/Unical e impianto Calcestruzzi Druento) avviene previa compilazione di un documento di trasporto come previsto dall'articolo 41 bis comma 4 del D. 69/13.

Per quanto riguarda invece la gestione dei rifiuti prodotti dal cantiere, improntata al massimo recupero, si prevede di soddisfare i fabbisogni di misto stabilizzato per il ripristino della viabilità tramite operazioni di recupero dei rifiuti non pericolosi provenienti dalla demolizione del viadotto (circa 25 000 m³). Tale operazione di recupero permette la produzione di un aggregato riciclato che verrà riutilizzato in cantiere. Il recupero dei rifiuti avviene tramite impianto mobile autorizzato direttamente in cantiere oppure tramite impianti esterni di recupero autorizzati prossimi al cantiere stesso. Il deposito dei rifiuti in cantiere avviene in cumuli dotati di cartellonistica identificativa per la completa tracciabilità dei materiali.

3.6.13 – Monitoraggio

Il monitoraggio durante la fase realizzativa della tratta di fognatura nera n°15 risulta fondamentale al fine di assicurare un corretto svolgimento delle lavorazioni di interesse. Il monitoraggio è effettuato secondo le linee guida definite dalla Normativa Europea EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”.

3.6.13.1 – Piano Controllo Qualità (PCQ)

È un documento redatto dall’impresa esecutrice della tratta fognaria il cui scopo è quello di raccogliere in modo organizzato l’elenco dei controlli svolti in fase preliminare ed esecutiva al fine di garantire il rispetto di tutti gli aspetti contrattualizzati con l’appaltatore.

In particolare, l’addetto qualità incaricato deve procedere alla compilazione sistematica di una scheda di controlli in fase esecutiva al fine di monitorare i seguenti punti:

- Gestione stoccaggio in deposito intermedio;
- Verifica taratura laser orientamento microtunneller;
- Verifica caratteristiche dei fanghi bentonitici;
- Visita ispettiva al ricevimento dei prefabbricati;
- Monitoraggio dati di scavo (orientamento fresa, pressione al fronte, spinta martinetti);
- Verifica dimensionale e geometrica dello scavo, rispetto delle quote e tolleranze previste;
- Verifica corretta posa tubi prefabbricati;
- Verifica intasamento a tergo prefabbricati con miscela lubrificante;
- Verifica pulizia smarino e corretta separazione dei fanghi bentonitici.

3.6.13.1.1 – Controlli in corso d'opera

A titolo di esempio, si riporta in Figura 104 la scheda di controllo redatta dall'addetto qualità incaricato relativa al 27 Novembre 2018.

SCHEDA DI CONTROLLO MICROTUNNELLING CONTROLLI IN CORSO D'OPERA				
IMPRESA ESECUTRICE:		SCHEDA N.: _____ / SPCQ - MTU03		
OPERA: SCAVO CON MICROTUNNELING LINEA FOGNARIA ACQUE NERE N.15		COD. AREA: FN.15_16_17		
AREA DI INTERVENTO: FN.15		Tratta:		
Cod.	CONTROLLI	Esito dei controlli		
		Positivo	Negativo	N.A.
E1	Gestione discariche autorizzate e/o aree di stoccaggio: Rif. PGT del 03/10/2018 e portale Progetto e Sicurezza	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E2	Verifica taratura laser orientamento microtunneller	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E3	Visita Ispettiva al Ricevimento Prefabbricati	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E4	Verifica caratteristiche dei fanghi bentonitici	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E5	Monitoraggio dati scavo, ad esempio: - Orientamento fresa - Pressione al fronte - Spinta martinetti	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E6	Verifica dimensionale e geometrica dello scavo, rispetto delle quote e tolleranze previste	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E7	Verifica corretta posa tubi prefabbricati	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E8	Verifica corretta posa prolungamenti tubazioni e impianti	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E9	Verifica intasamento tergo prefabbricati con miscela lubrificante	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E10	Verifica pulizia smarino e corretta separazione da fanghi bentonitici	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Aperta NC? NO SI NUMERO: ____

Data: 27/11/2018

Impresa Esecutrice

Qualità Cervit

Direzione Lavori

Figura 104 – Scheda di controllo relativa a controlli in corso d'opera della linea fognaria acque nere n° 15

3.6.13.1.2 – Verifica caratteristiche dei fanghi bentonitici

A titolo di esempio, si riporta in Figura 105 la scheda di controllo redatta dall'addetto qualità incaricato relativa al 27 Novembre 2018.

E4 - E10 SCHEDA DI CONTROLLO MICROTUNNELLING VERIFICA CARATTERISTICHE DEI FANGHI BENTONITICI							
IMPRESA ESECUTRICE:				SCHEDA N.: _____ / SPCQ - MTU01			
OPERA: SCAVO CON MICROTUNNELING LINEA FOGNARIA ACQUE NERE N.15					COD. AREA: FN.15_16_17		
AREA DI INTERVENTO: FN.15					Tratta:		
TIPO DI CONTROLLO	Valori rilevati	Limiti	Frequenza	ESITO			Note
				Positivo	Negativo	N. A.	
Dosaggio in peso bentonite/acqua	30 kg/m ³	Da 25 a 50 Kg/mc	Ad ogni nuova partita	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Aggiunta di additivo: SI <input type="checkbox"/> NO <input checked="" type="checkbox"/> (se SI, indicare tipo e dosaggio) Tipo additivo: _____ Dosaggio: _____				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Tempo minimo di maturazione (*)	24 h	24 h (*)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Peso specifico (*)	1.14 t/m ³	≤ 1.15 t/m ³ (*)	Giornaliera	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Viscosità Marsh (ugello Ø 4,76 mm)	47"	38" ÷ 55"		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Contenuto in sabbia	1.5 %			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

(*) come da indicazioni di "scheda tecnica dei materiali"

Aperta NC? NO SI NUMERO: ____

Data: 27/11/2018

Impresa Esecutrice

Qualità Cervit

Direzione Lavori

Figura 105 – Scheda di controllo relativa alla verifica delle caratteristiche dei fanghi bentonitici impiegati nello scavo con Microtunnelling della linea fognaria acque nere n° 15

Con cadenza giornaliera risulta compito dell'addetto qualità incaricato effettuare i controlli sulla bentonite riportati nella scheda di Figura 105 e di seguito vengono illustrate le prove eseguite.

3.6.13.1.2.1 – Peso specifico

Il primo parametro da verificare in sito è il peso specifico della bentonite iniettata al fronte di scavo. Infatti, bisogna verificare che tale valore risulti inferiore o al più uguale a quanto indicato nella scheda tecnica dei materiali. Per effettuare la misurazione si utilizza una bilancia di metallo graduata con livelletta a bolla (*fan four scale mud balance*) riportata in Figura 106, in cui si legge immediatamente il peso specifico espresso in g/l. La bilancia è composta da un basamento che funge anche da fulcro, un braccio alla cui estremità è presente una tazza in cui viene alloggiato il fango, un peso che scorre sul braccio, una livelletta a bolla sul basamento ed infine un coperchio per la tazza del fango.



Figura 106 – Bilancia graduata con livelletta a bolla impiegata per la misurazione del peso specifico del fango bentonitico

3.6.13.1.2.2 – Viscosità Marsh

La viscosità del fango bentonitico, intesa come la resistenza che il fluido oppone allo scorrimento, è tanto maggiore quanto più sono presenti all'interno del fluido detriti. La viscosità è pertanto correlata al contenuto in sabbia del fango bentonitico. Lo strumento impiegato per la misurazione è il viscosimetro ad imbuto di Marsh che misura la velocità del flusso rispetto al tempo. L'ugello dell'imbuto è caratterizzato da un diametro di 4,76 mm ed è dotato di un setaccio posto sulla sommità dell'imbuto stesso. Dopo aver riempito l'imbuto con il fango da testare, avendo cura di far passare il campione di circa 1 litro attraverso il setaccio, si cronometra il tempo necessario al completo svuotamento dell'imbuto. Il risultato deve essere compreso tra i 38 ed i 55 secondi, così come indicato nella scheda tecnica dei materiali. In Figura 107 si riportano le operazioni di misurazione effettuate in sito.



Figura 107 – Viscosimetro ad imbuto di Marsh

3.6.13.1.2.3 – Contenuto in sabbia

Durante le operazioni di scavo risulta indispensabile conoscere l'esatto contenuto in sabbia del fango di perforazione, sia per ottimizzare la funzione stabilizzante del fronte di scavo, sia per scongiurare la formazione di un eccessivo deposito. Inoltre, una corretta percentuale del contenuto in sabbia riduce il consumo delle pompe di iniezione dei fanghi e preserva dall'usura la componentistica delle pompe stesse. Per effettuare questo tipo di prova si utilizza un kit specifico (*sand content kit*) composto da una provetta graduata in vetro, una spruzzetta con beccuccio e un imbuto con incorporato un setaccio da 20 mesh. Dopo aver opportunamente riempito la provetta di vetro con fango bentonitico ed acqua in proporzioni indicate sulla provetta stessa, si agita vigorosamente per circa 30 secondi per poi versare il contenuto attraverso il setaccio. Una volta defluita la mistura, si raccolgono i residui sul setaccio e, attraverso l'acqua della spruzzetta, si raccolgono all'interno della provetta di vetro. Dopo qualche minuto, terminata la decantazione dei residui solidi, è possibile leggere direttamente sulla provetta graduata il contenuto in sabbia in percentuale. I valori del contenuto in sabbia devono essere inferiori al 2%. Quest'ultima operazione è riportata in Figura 108.



Figura 108 – Misurazione del contenuto in sabbia del fango bentonitico con provetta graduata in vetro

3.6.13.1.3 – Verifica geometria dello scavo e corretta posa in opera dei tubi

A titolo di esempio, si riporta in Figura 109 la scheda di controllo redatta dall'addetto qualità incaricato relativa al 27 Novembre 2018 in cui si registra la spinta di un solo tubo. Si osserva come venga indicata la distanza progressiva rispetto al pozzo di spinta P2-15, l'avanzamento pari a 3 metri che corrisponde alla lunghezza delle tubazioni ed il numero della tubazione installata. Inoltre è presente un confronto visivo tra le coordinate georeferenziate di progetto X, Y e Z, calcolate rispetto alle note coordinate del centro della camera di spinta, e le quote reali misurate in corrispondenza della punta della testa di scavo della macchina (informazioni ottenute dal Report della macchina riportato in Allegato A). Ad ogni avanzamento risulta pertanto necessario verificare che i valori di deviazione massima tra le quote georeferenziate di progetto e quelle reali rispettino quanto previsto dalla normativa tedesca ATV A 125 (deviazione verticale massima ± 40 mm, deviazione orizzontale massima ± 70 mm). Qualora si riscontrassero eccessivi valori di deviazione, è compito dell'operatore addetto variare gradualmente l'andamento planoaltimetrico del tracciato di scavo.

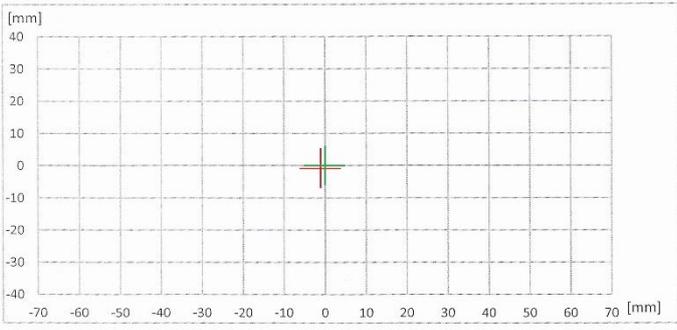
AVANZAMENTO 39					
Rappresentazione sezione di scavo					
			Note:		
Avanzamento [m]	3		Data	27.11.2018	
Distanza progressiva [m]	117		N° tubazione	39	
QUOTE GEOREFERENZIATE					
Progetto			Reali		
x	y	z	x	y	z
3174.1026	18713.7713	232.6987	3174.1026	18713.7703	232.6940

Figura 109 – Scheda di controllo relativa alla verifica della geometria di scavo e corretta posa in opera dei tubi dello scavo con microtunneling della linea fognaria acque nere n° 15

3.6.13.2 – Cedimenti superficiali attesi

Al fine di quantificare i cedimenti superficiali attesi a seguito dello scavo di realizzazione della tratta di fognatura nera n° 15 si utilizza un approccio di tipo empirico. Lo scavo realizzato attraverso l'utilizzo della tecnologia del microtunnelling produce un *volume perso* a causa dei limiti tecnologici della macchina. Con volume perso si intende la somma dei cedimenti che si verificano a seguito della deformazione del fronte di scavo, sotto lo scudo di protezione della macchina a causa del sovrascavo e tra le sezioni di condotte già installate ed il terreno. Pertanto, minimizzare la perdita di volume equivale a ridurre il volume del bacino di subsidenza. Questo effetto si traduce in cedimenti superficiali che vanno quantificati al fine di evitare danni a strutture poste in superficie in corrispondenza dello scavo. I valori di deformazione radiale dello scavo si registrano oltre il fronte di scavo entro una distanza che è pari a circa due volte il diametro della macchina di scavo, di conseguenza al fronte è già presente una deformazione radiale di circa il 30% rispetto a quella finale.

Nello specifico si valutano i cedimenti che occorrono ipotizzando un volume perso compreso tra lo 0,1 % e lo 0,5 % della area della sezione della MTBM (A_{MTBM}). Tali valori infatti risultano i più rappresentativi per uno scavo in terreni aventi litologia confrontabile con quella del sito in esame. Inoltre esistono dei cedimenti che aumentano anche ad opera ultimata e che dipendono dalla componente reologica presente nei materiali di copertura e di sostegno.

La forma del cedimento superficiale, con riferimento alla Figura 110, è di tipo Gaussiana e viene espressa dalla relazione semiempirica (3.25):

$$S(x) = S_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (3.25)$$

- dove
- x rappresenta la distanza trasversale dall'asse della galleria (m);
 - S_{max} rappresenta il cedimento massimo (m);
 - i rappresenta la coordinata x del punto di flesso (m).

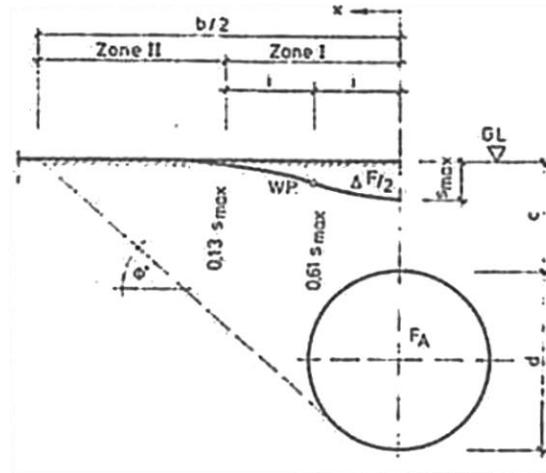


Figura 110 – Andamento superficiale dei cedimenti

Il volume del cedimento per unità di lunghezza dello scavo, pari dunque all'area del bacino di subsidenza è pari a (3.26):

$$V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i \cdot S_{max} \quad (3.26)$$

Ipotizzando che la relazione (3.26) sia pari a V_L , il cedimento massimo è espresso dalla relazione (3.27):

$$S_{max} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \frac{v_{L\%} \cdot A_{MTBM}}{i} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \frac{V_L}{i} \quad (3.27)$$

Nei terreni caratterizzata dalla presenza di sabbia e ghiaia è possibile ricavare il valore di i attraverso le relazioni empiriche presenti in letteratura (3.28), (3.29) e (3.30):

$$i = 0,28 \cdot z - 0,1 \quad (O'Relly \text{ and } New, 1982) \quad (3.28)$$

$$i = 0,25 \cdot z \quad (Mayer \text{ et al.}) \quad (3.29)$$

$$i = 0,2 \cdot (D_{MTBM} + z) \quad (Peck, 1969) \quad (3.30)$$

In Tabella 35 sono riportati i valori di i così ricavati e se ne calcola il valore medio utile alla determinazione del cedimento superficiale atteso.

Tabella 35 – Valore della coordinata x del punto di flesso

i (m)	O'Relly and New (1982)	Mayer et al.	Peck (1969)	Valore medio
	3,54	3,25	2,96	3,25

Noto dunque il valore di i è possibile valutare i cedimenti superficiali (Tabella 36) attraverso l'utilizzo della relazione (3.27):

Tabella 36 – Cedimento massimo atteso

v_L (%)	S_{max} (mm)
0,1	0,3
0,15	0,5
0,2	0,6
0,25	0,8
0,3	0,9
0,35	1,1
0,4	1,3
0,45	1,4
0,5	1,6

Alla luce dei risultati ottenuti, dalle modeste dimensioni dello scavo nonché dall'assenza di edifici in asse con il tracciato, considerando i valori stimati di cedimento superficiale massimo inferiore ai 2 mm, si opta di non investire risorse economiche in strumentazioni in grado di compiere un monitoraggio delle strutture interessate dai cedimenti a seguito dello scavo per la realizzazione della tratta fognaria in esame.

Contrariamente invece viene effettuato un importante piano di monitoraggio con definizione di valori soglia di attenzione e di allerta di tutti gli edifici posti in superfici e interessati dai probabili spostamenti a seguito della realizzazione della galleria ferroviaria lungo la direttrice di Corso Grosseto.

4 – Analisi produzione di scavo

L'unità di controllo computerizzata ubicata all'interno del container di guida memorizza in maniera sistematica i principali parametri di scavo della MTBM. In Allegato A si riporta a titolo di esempio, il Report della macchina corrispondente alla sesta settimana di lavoro in cui i dati vengono registrati ogni circa 20 cm di avanzamento. Elaborando i dati a disposizione è pertanto possibile monitorare lo stato di avanzamento e i parametri di scavo della macchina. Per verificare il rendimento della MTBM e di conseguenza l'efficienza tecnico-organizzativa di tutto il sistema cantiere, bisogna focalizzarsi sui seguenti parametri:

- **Tempi morti:** sono i tempi in cui la fresa non è operativa. Sono imputabili a diverse cause tra cui il tempo morto del ciclo, tempo di manutenzione ordinaria e straordinaria e tempo perso per ragioni operative che nello specifico dipende dalle difficoltà nelle operazioni di smarino;
- **Coefficiente di utilizzazione CU (%):** esprime il rapporto tra il tempo di produzione e il tempo totale di lavoro. Con tempo di produzione si intende il tempo di scavo effettivo durante il quale la MTBM attacca il fronte;
- **Avanzamento giornaliero (m/giorno):** esprime i metri di tunnel realizzati durante un'intera giornata lavorativa;
- **Avanzamento settimanale (m/settimana):** esprime i metri di tunnel realizzati durante un'intera settimana lavorativa;
- **Velocità di avanzamento netta (mm/min):** è la velocità con cui procede lo scavo, si determina dal rapporto tra la lunghezza scavata ed il relativo tempo effettivo di scavo;
- **Penetrazione netta a giro (mm/rot):** è la velocità con cui la fresa scava, relativamente all'avanzamento compiuto in una rotazione della testa;

- Forza di spinta totale (kN): è la spinta totale esercitata dai cilindri di spinta posizionati nel pozzo di lancio. Comprende la spinta necessaria a vincere gli attriti che la MTBM incontra nell'avanzare;
- Forza di contatto (kN): rappresenta la vera forza necessaria allo scavo cioè quella di cui gli utensili hanno bisogno per disgregare il materiale;
- Coppia motrice (kNm): applicata alla testa rotante ed in grado di vincere le resistenze tra gli utensili e il materiale da scavare;
- Potenza media di scavo (kW): ottenuta moltiplicando il valore della coppia motrice con la velocità angolare della testa di scavo;
- Energia specifica di abbattimento (kJ/m³): ottenuta tramite il rapporto tra l'energia spesa ed il volume scavato;
- Energia specifica di scavo (kWh/m³);
- Fresabilità (mm/rot/kN): ottenuto dalla penetrazione netta a giro in rapporto alla spinta;
- Consumo degli utensili (n°utensili/m³).

Nella realizzazione della tratta di fognatura nera oggetto di studio in particolare, si registra un coefficiente di utilizzazione medio CU pari al 12%. Un valore così basso è sicuramente attribuibile ad elevati tempi morti di ciclo e tempi morti per ragioni operative propri della tecnologia impiegata. Con tempi morti di ciclo si intende il tempo di non produzione destinato alla ritrazione del telaio di spinta dopo una corsa di avanzamento. Invece con tempi morti per ragioni operative si intendono i tempi di installazione delle nuove sezioni di tubazione che devono essere movimentate dalle vicinanze del pozzo di spinta fino al piano di scorrimento posto a fondo pozzo attraverso una gru mobile autocarrata semovente. Inoltre, una volta installate le tubazioni sono richieste operazioni

manuali per il posizionamento e la saldatura delle nuove tubazioni per lo smarino e per le iniezioni a tergo dei tubi.

Nel grafico di Figura 111 è riportato lo stato di avanzamento dello scavo nelle 14 settimane complessive di scavo. L'avanzamento medio giornaliero registrato è pari a 5,85 metri, mentre l'avanzamento medio settimanale sui cinque giorni lavorativi è di 23,8 metri. Il valore di avanzamento settimanale si discosta notevolmente dal valor medio in corrispondenza delle settimane 9 e 10 a cui corrisponde uno stato di fermo lavori dovuto alle festività natalizie e nella settimana 13 in cui il singolo turno di lavoro è stato sostituito da un doppio turno da 8 ore l'uno. Analogamente durante la settimana 2 si sono registrati 2 giorni di pioggia intensa che hanno imposto un fermo lavori obbligato. Le settimane 3, 5 e 6 hanno richiesto interventi di pulizia e ripristino delle tubazioni poiché, a seguito della frantumazione di trovanti di basalto e quarzo, si sono registrate ostruzioni delle giunzioni delle tubazioni di smarino.

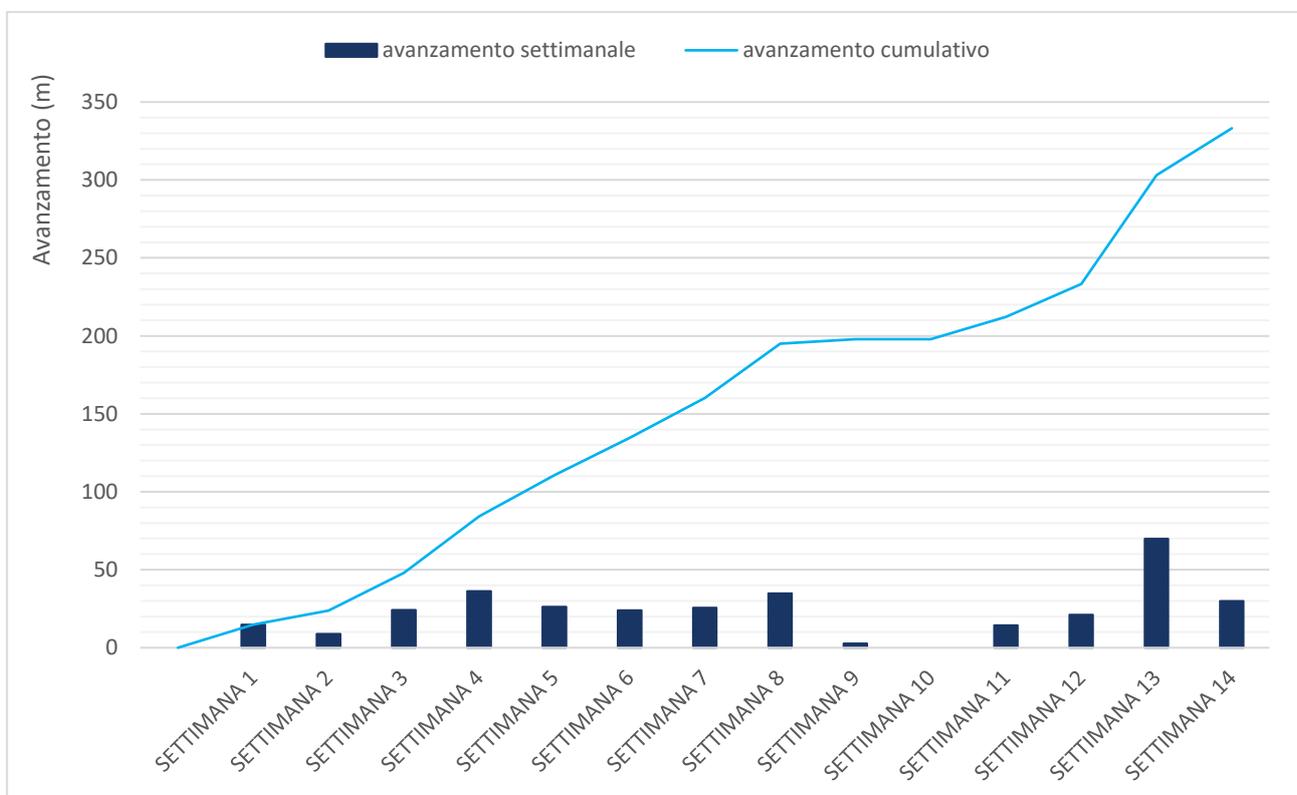


Figura 111 – Avanzamento settimanale dello scavo

La velocità di avanzamento netta prevista dello scavo è di circa 70 mm/min, ma a seguito dell'analisi eseguita sui valori monitorati (Figura 112) è possibile affermare che la velocità di avanzamento netta sia superiore alle aspettative facendo registrare un valore medio di 97 mm/min. Nel grafico di Figura 112 si registrano dei valori nulli presumibilmente attribuibili ad un fermo lavori prolungato nonché ad un problema nell'acquisizione dei dati, quindi i file di output della macchina non sono stati realizzati dal software di gestione dei dati.

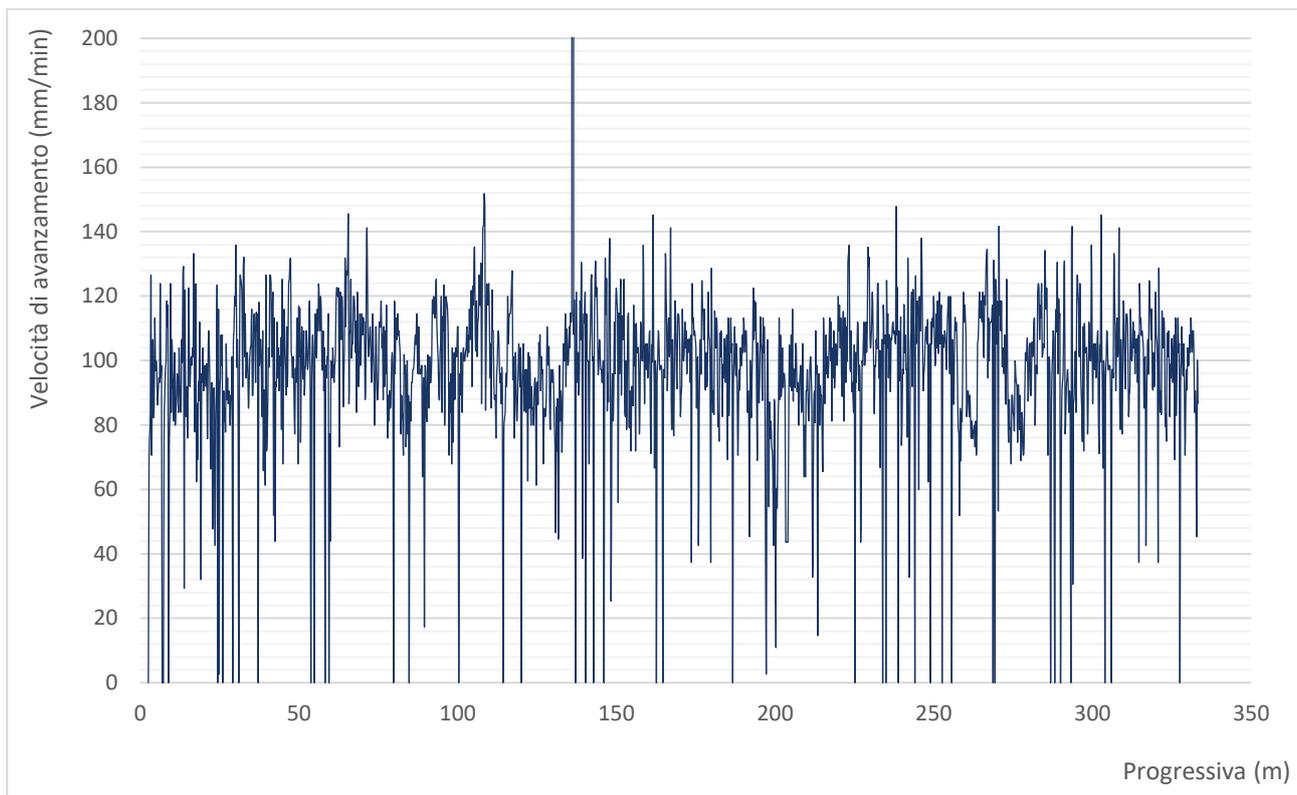


Figura 112 – Velocità di avanzamento netta registrata

Un altro parametro direttamente correlato alla velocità di avanzamento è la penetrazione netta a giro espressa in mm/rotazione (Figura 113), infatti le due grandezze sono legate mediante il numero di giri effettuato dalla testa della MTBM (rpm). Tale parametro risulta condizionato dalla capacità del sistema di smarino, dalla potenza dei motori che azionano la testa fresante e dalla spinta massima esercitata sulla testa. Il valore medio registrato è pari a circa 20 mm/rotazione con un aumento in corrispondenza della progressiva compresa tra i 150 e i 170 metri dovuto, a pari velocità di avanzamento, ad una diminuzione del numero di giri della testa di scavo simultaneamente ad un

aumento della forza di contatto (Figura 116) e della coppia motrice (Figura 117). Infatti, se all'aumentare della velocità di rotazione della testa si ottengono incrementi proporzionali di penetrazione, all'aumentare della forza di contatto si ottengono incrementi di penetrazione più che proporzionali.

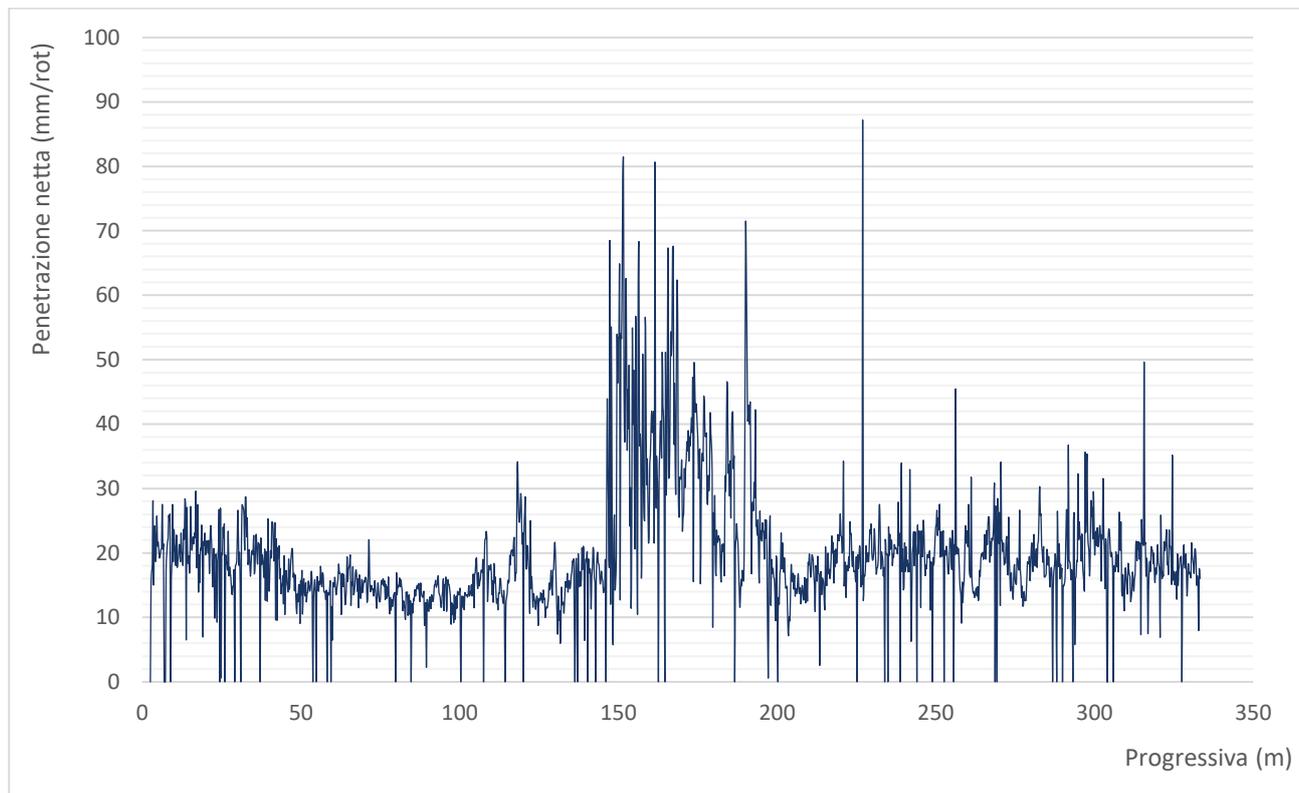


Figura 113 – Andamento della penetrazione netta registrata

Un altro parametro importante da monitorare è il valore della pressione all'interno della camera di scavo. Tale valore di pressione risulta fondamentale in quanto deve sempre essere garantita la stabilità del fronte di scavo assicurando una deformazione minima o comunque in campo elastico, minimizzando così la formazione di cedimenti in superficie. Nello caso in esame, poiché il fronte risulta stabile a meno di un piccolo valore di pressione da applicare, il controllo della pressione all'interno della camera di scavo risulta importante al fine di garantire un corretto smarino del materiale. Il valore minimo di pressione da garantire per assicurare la stabilità del fronte e lo smarino è stato calcolato nel capitolo 3.6.4.1 – Stabilità fronte di scavo e risulta essere appunto di entità modesta e pari a $3,36 \text{ kN/m}^2$ (0,0336 bar). Nel grafico di Figura 114 vengono riportati i valori della

pressione del terreno all'interno della camera di scavo registrati durante la realizzazione della prima tratta della dorsale di fognatura nera n°15 che si attestano stabilmente entro l'intervallo compreso tra 0,1 bar e 0,2 bar con isolati picchi non rappresentativi.

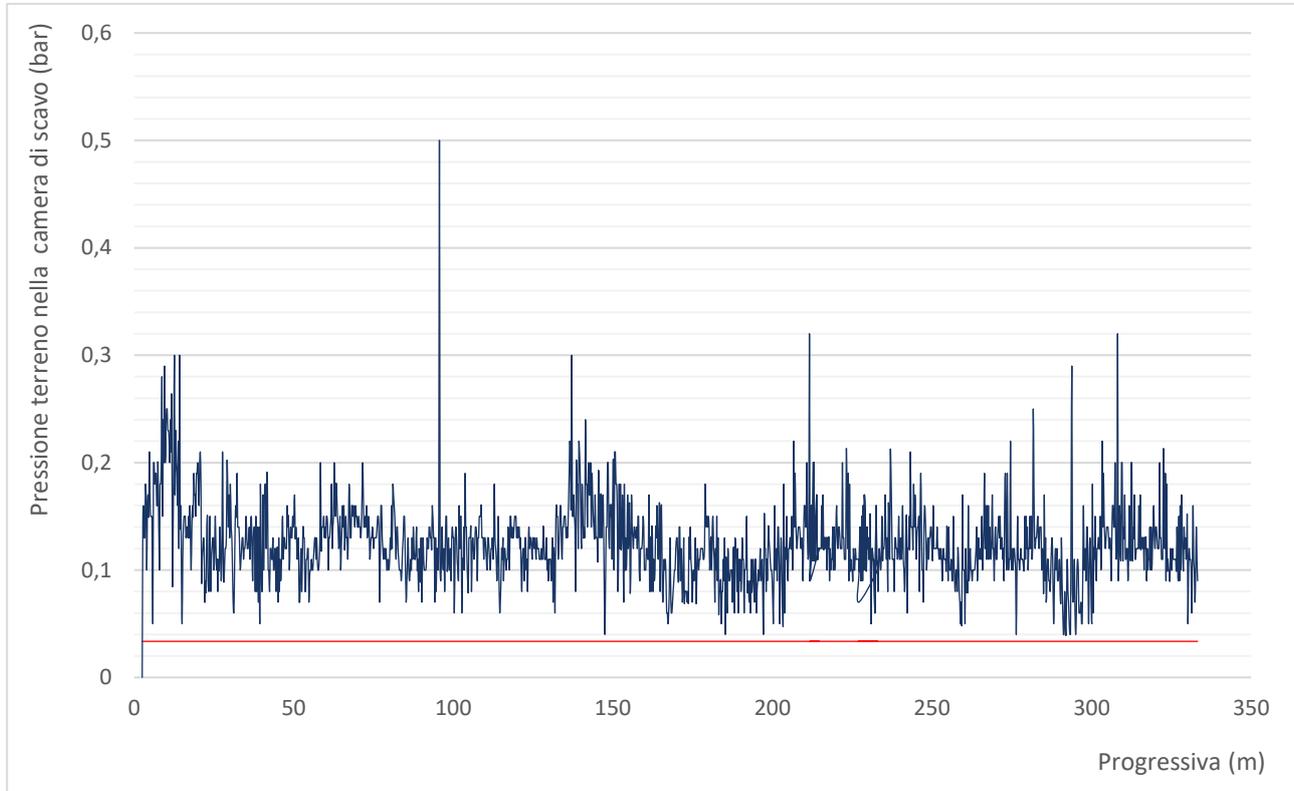


Figura 114 – Valori monitorati della pressione del terreno all'interno della camera di scavo, la linea rossa si riferisce al valore minimo di pressione da garantire pari a 0,0336 bar

Analogamente con i dati a disposizione è possibile monitorare il valore della forza di spinta, anche detta forza di avanzamento, impartita dall'unità di spinta principale posta nel pozzo di spinta. Tale parametro rappresenta la forza che i martinetti riescono complessivamente a sviluppare e consente l'avanzamento della macchina, sostegno del fronte e superamento dei vari attriti. Come ampiamente esplicito nel capitolo 3.6.8 – Forze di spinta e stazioni intermedie, la forza totale impartita dall'unità principale di spinta deve risultare sempre inferiore al valore della forza di spinta massima ammissibile al fine di non incorrere in situazione di applicazione eccessiva del carico di spinta longitudinale. Il valore determinato della massima spinta ammissibile è pari a 7075 kN.

Dal grafico di Figura 115 si osserva come l'andamento della forza di spinta non sia costante con l'avanzamento dello scavo a causa delle crescenti forze di attrito laterali tra tubo e terreno. L'impiego di fango bentonitico iniettato attraverso singole valvole presenti nelle tubazioni ad intervalli regolari è in grado di saturare il vuoto circolare di 10 mm dovuto al sovrascavo attribuendo bassi valori di attrito e diminuendo così la forza di spinta necessaria all'avanzamento. Si osserva una prima regolarizzazione della forza di spinta tra la progressiva 50 m e 80 m e inoltre, grazie alla presenza delle due stazioni di spinta intermedie installate rispettivamente a circa 100 metri l'una dall'altra, si osserva, superati i 200 metri di avanzamento, un non significativo aumento della forza di spinta. I valori isolati di spinta nulli corrispondono ad un avanzamento effettuato esclusivamente con le stazioni di spinta intermedie nonché ad un problema nell'acquisizione dei dati. Tutti i valori registrati sono ampiamente inferiori al valore limite della massima spinta ammissibile.

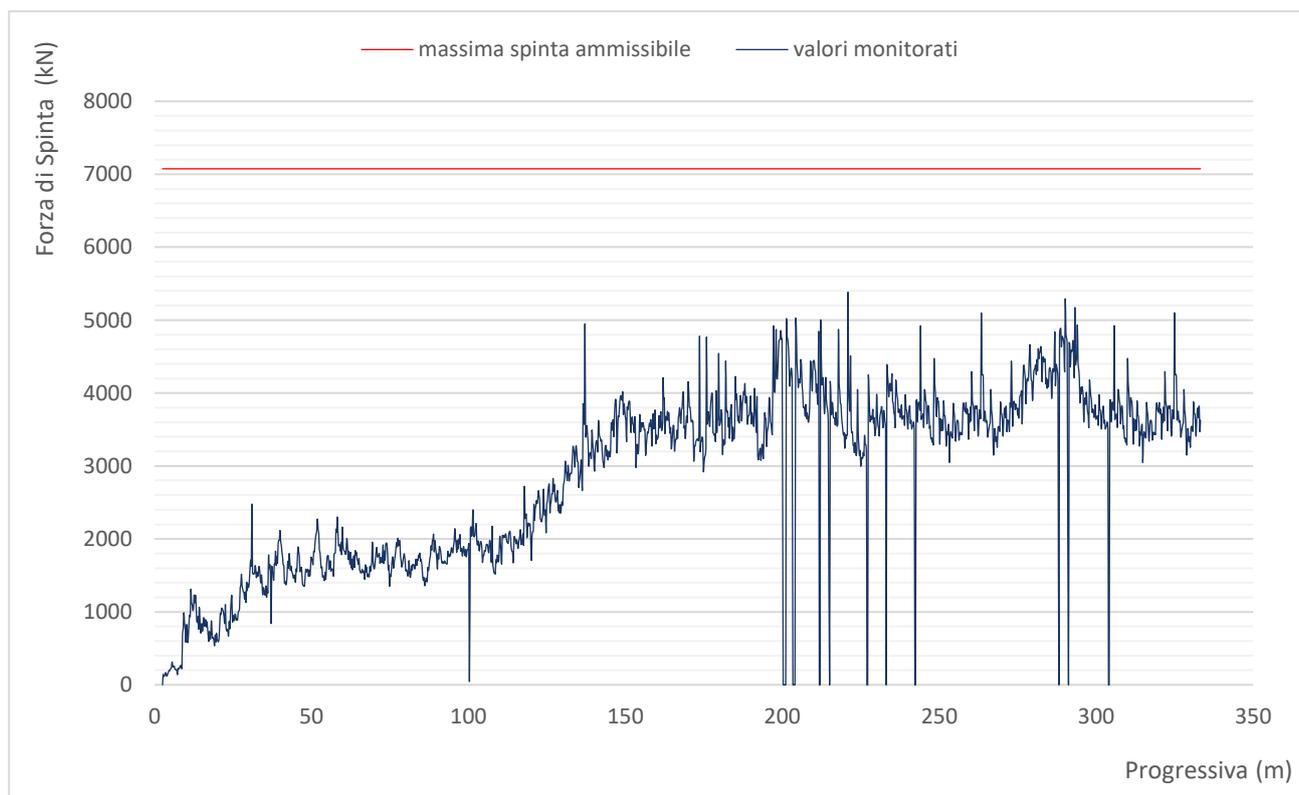


Figura 115 – Andamento monitorato della forza di spinta principale, la linea rossa si riferisce al valore di forza di spinta massima ammissibile pari a 7075 kN

La forza di contatto che rappresenta invece la vera forza necessaria allo scavo cioè quella di cui gli utensili hanno bisogno per disgregare il materiale, fornisce indicazioni circa la facilità o meno della

macchina di scavare all'interno di un determinato tipo di terreno. Per questo motivo è presumibilmente l'unico parametro che ci fornisce un'indicazione diretta della formazione che si sta scavando: ad una sua variazione infatti corrisponde un cambiamento delle proprietà geomeccaniche del mezzo, in particolare aumenta in presenza di materiale più resistente e con maggiore frazione quarzosa, e diminuisce nel caso opposto. Da come si osserva dal grafico di Figura 116, il valore di questa grandezza è compresa all'interno dell'intervallo tra i 350 kN e i 600 kN con un leggero aumento tra la progressiva 150 e 170 metri e con un sensibile picco in corrispondenza dei primi metri di scavo. Questo fenomeno è dovuto alla maggiore resistenza del calcestruzzo costituente la parete della camera di scavo che richiede una maggiore forza di contatto per essere disgregato. Tale grandezza non arriva al valore zero poiché vi rientra anche l'attrito testa fronte che, anche quando la macchina è ferma, rimane presente. I picchi registrati corrispondono inoltre alla presenza di trovanti di modeste dimensioni ma che richiedono comunque una maggiore forza di contatto per la disgregazione.

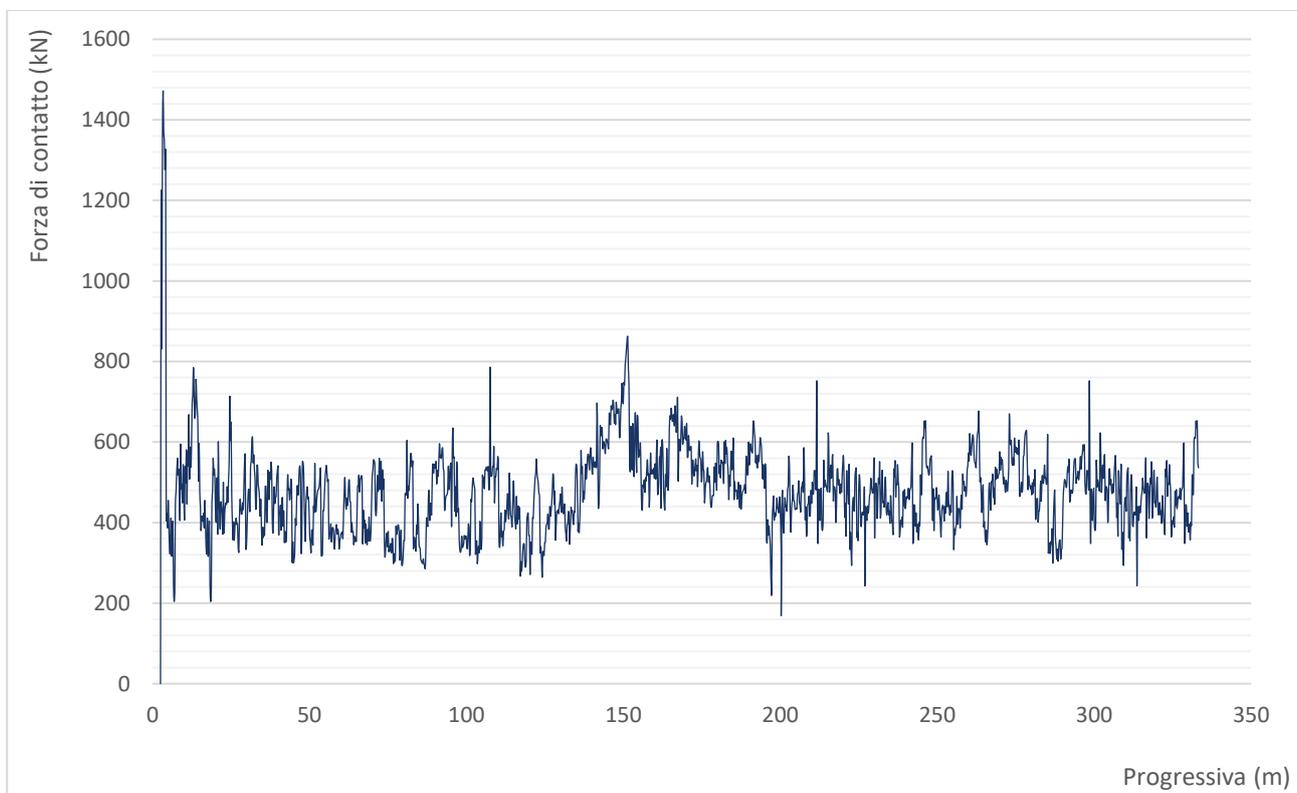


Figura 116 – Andamento della forza di contatto utensili - terreno

Affinché ci sia azione di scavo deve essere applicata alla testa rotante una coppia capace di vincere le resistenze tra gli utensili e il materiale da scavare. La potenza dei motori viene trasferita alla testa di scavo della MTBM tramite l'applicazione di una coppia che risulta proporzionale alla pressione delle pompe idrauliche di azionamento della testa di taglio. Il sistema di rotazione è in grado di trasmettere alla testa fresante la coppia motrice sufficiente a permettere le direzioni di rotazione e la variazione continua della velocità di rotazione. La coppia massima dichiarata dal costruttore è pari a 474 kNm. Da come si osserva nel grafico di Figura 117, i valori di coppia motrice variano entro l'intervallo compreso tra 50 kNm e 200 kNm, mentre in corrispondenza della progressiva compresa tra i 150 e i 170 metri si nota un aumento di coppia che, unitamente ad una diminuzione dei valori di velocità di rotazione, denota la presenza di una possibile instabilità del fronte che tende a frenare e a riempire la camera di scavo. Inoltre, si osserva come ad un aumento di coppia corrisponda un aumento della velocità di penetrazione (grafico di Figura 113). Il valore medio di coppia registrato durante la realizzazione della prima tratta della dorsale di fognatura nera n°15 è pari a circa 130 kNm.

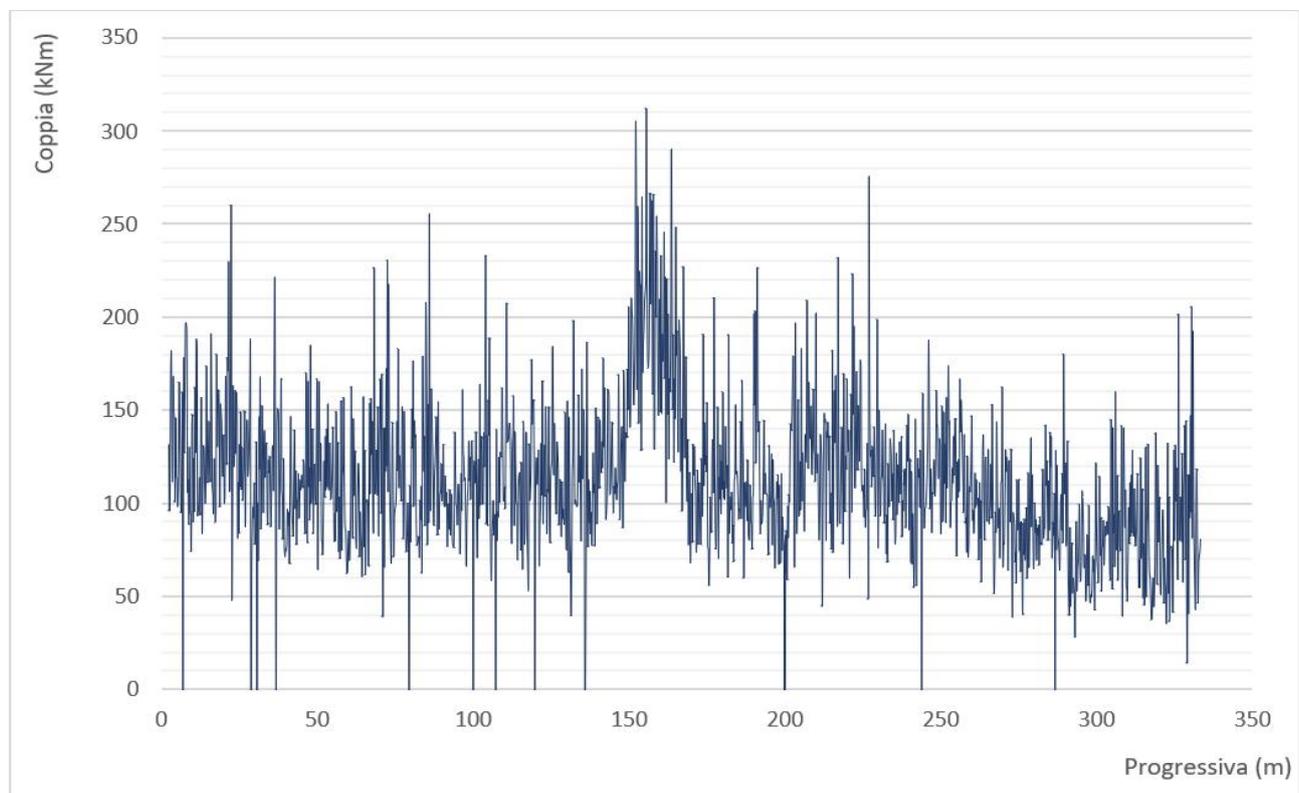


Figura 117 – Valori monitorati della coppia motrice

Noto infine il valore medio del numero di giri al minuto della testa fresante (5,37 rpm), opportunamente convertito in radianti al secondo, ed il valor medio di coppia motrice impiegata (130 kNm), è possibile ottenere il valore medio della potenza elettrica della MTBM che risulta essere pari a 73 kW. Il valore di potenza elettrica media risulta pertanto essere il 45% della potenza nominale dichiarata della macchina pari a 160 kW.

Il valore di energia specifica di abbattimento E_s è ottenuto tramite l'impiego della relazione (4.1):

$$E_s = \frac{(S \cdot v_n) + W}{V_s} \quad (4.1)$$

dove	S	rappresenta la spinta totale (kN);
	v_n	rappresenta la velocità di scavo netta (m/s);
	W	rappresenta la potenza della macchina di scavo (kW);
	V_s	rappresenta il volume abbattuto in rapporto al tempo netto di scavo (m ³ /s).

Inoltre, per esprimere il valore dell'energia specifica di scavo espresso in kWh/m³, è sufficiente moltiplicare la relazione (4.1) per il fattore di conversione 1/3600. Si ottiene pertanto un valore di energia specifica di abbattimento compreso tra 18000 kJ/m³ e 19500 kJ/m³. Analogamente è possibile ottenere il valore di energia specifica di scavo che risulta compreso tra 5 kWh/m³ e 5,4 kWh/m³. È stato fornito un intervallo di variazione dei due parametri poiché entrambi funzione della spinta totale e della potenza della macchina che variano con il progredire dello scavo.

Infine, con i dati a disposizione è possibile verificare come la scelta di impiegare una macchina di scavo a piena sezione opportunamente dimensionata, si riveli adeguata in relazione al tipo di terreno in cui si trova a scavare. Infatti, la fresabilità, indice principale della capacità della MTBM di fresare il mezzo entro cui lavora, risulta elevata. Sebbene non si possa stabilire in maniera univoca un valore



limite al di sotto del quale una formazione non risulta fresabile in quanto tale valore risulta influenzato dall'abrasività del mezzo, dal diametro del tunnel e dalla potenza della formazione, è accettato in letteratura definire uno scavo efficiente se la penetrazione netta risulta superiore a 3/4 mm/rotazione. Il consumo stimato di utensili per unità di volume abbattuto durante la realizzazione della prima tratta di fognatura risulta pari a 0,0268 n°utensili/m³.

Considerazioni conclusive

Dopo aver ripercorso i principali metodi di scavo che adottano la tecnologia Trenchless prestando particolare attenzione e dettaglio sulla tecnica di scavo con microtunnelling, è stato presentato un caso studio che prevede la realizzazione di una tratta di fognatura nera attraverso la suddetta tecnica. Per l'accesso al cantiere si è reso necessario il conseguimento di un corso di formazione specifica per i lavoratori in materia di sicurezza (rischio alto, 16 ore) nonché un corso di formazione per lavoratori che operano in ambiente confinato o sospetti di inquinamento (16 ore) in ottemperanza del D.P.R. 177/2011.

La realizzazione di tale tratta fognaria è resa necessaria al fine della risoluzione delle interferenze a seguito della realizzazione del nuovo collegamento ferroviario che, ad opera ultimata, collegherà in maniera diretta la città di Torino con le valli di Lanzo e l'aeroporto internazionale Sandro Pertini.

Realizzare opere in sotterraneo in contesti sempre più urbanizzati, ha richiesto un rapido sviluppo delle tecnologie di scavo, migliorando sia l'efficienza sia la sicurezza degli operatori. Da questo punto di vista la tecnica del microtunnelling rappresenta uno dei metodi di scavo più sicuri con cui è possibile realizzare anche vuoti di piccolo diametro. Infatti, con questa tecnica è possibile realizzare scavi caratterizzati da sezioni minime di 400 mm. Tutte le operazioni di scavo inoltre vengono effettuato in remoto per cui la presenza umana non è contemplata né al fronte di scavo né all'interno del pozzo di spinta. Inoltre, la possibilità di poter monitorare i valori di pressione di ripristino e di pressione all'interno della camera di scavo, assicura un controllo del fenomeno di subsidenza che, in contesti cittadini, deve essere sensibilmente limitato. Di contro, l'elevato tasso di urbanizzazione del contesto cittadino di Corso Grosseto è stato causa di potenziali e talvolta imprevedibili interferenze con manufatti non tracciati nel sottosuolo.

Il microtunnelling rientra all'interno delle tecniche di scavo guidate, infatti risulta possibile variare il tracciato planimetrico e altimetrico durante tutto l'avanzamento grazie alla presenza di pistoni

idraulici posti a ridosso della camera di scavo. Questa peculiarità assicura precisioni dell'ordine del centimetro anche in tracciati di scavo caratterizzati da lunghezze di alcune centinaia di metri. Inoltre, è possibile effettuare tracciati aventi raggi di curvatura minimi perlopiù dettati dalle caratteristiche dei giunti tra tubi contigui con massima precisione.

Le tubazioni installate sono costruite e posate a regola d'arte assicurando così il rispetto della vita utile dell'opera e agevolando future manutenzioni. La logistica e la programmazione delle fasi di lavoro sono elementi indispensabili e propedeutici ad una realizzazione di uno scavo in microtunnelling di successo.

Da un punto di vista economico la tecnica del microtunnelling sebbene presenti costi di investimento e costruzione maggiori rispetto ad altri metodi di scavo, risulta vantaggiosa in un contesto urbano in quanto limita fortemente i costi sociali che gravano sui cittadini a causa di disagi ed eventuali interruzioni dei pubblici servizi accrescendo così i benefici di natura ambientale.

Il tracciato di scavo della dorsale n° 15 di fognatura nera oggetto del lavoro finale di tesi corre lungo la direttrice di corso Grosseto, tra largo Grosseto e via Casteldelfino e viene realizzato in due distinte fasi. La profondità alla quale avviene lo scavo è compresa tra i -14,43 metri e i -11,28 metri dal piano campagna e risulta pertanto che lo scavo venga effettuato sopra. Le operazioni di scavo della tratta in esame sono durate 14 settimane di calendario corrispondenti a 57 giorni lavorativi e sono partite in data 25 Ottobre 2018 con un turno di lavoro unico da 9 ore eccezion fatta dalla settimana 13 in cui il singolo turno è stato sostituito da un doppio turno di lavoro da 8 ore l'uno. Il recupero della MTBM nel pozzo di estrazione S1-16, seppur condizionato da un presumibile errore in fase di tracciamento topografico dell'asse della dorsale che ha reso necessario l'intervento di una ditta specializzata nel settore dei tagli del cemento armato, è avvenuto il giorno 8 Febbraio 2019 ed il completamento della prima fase di scavo è datata 15 Febbraio 2019.

La macchina di scavo a scudo chiuso impiegata per la realizzazione della tratta fognaria appartiene alla ditta Herrenknecht (modello AVN1500TB) ed è caratterizzata da un diametro esterno di 1810 mm e risponde alle caratteristiche delle macchine *Slurry* in grado di effettuare lo smarino per mezzo di circolazione di fango bentonitico utile anche a garantire la stabilità del fronte di scavo.

Per la gestione delle terre da scavo derivanti dall'impianto di trattamento e separazione dei fanghi impiegati per lo scavo si è cercato di massimizzare il riutilizzo dei materiali all'interno del cantiere stesso sia in qualità di materiale da reinterro che in qualità di inerti per la produzione di calcestruzzi e misti cementati destinati al cantiere. Tale scelta è stata effettuata per minimizzare il consumo di materie prime provenienti dall'esterno e diminuire i trasporti fuori sito dei materiali, con ovvi benefici in termini di sostenibilità ambientale degli interventi proposti.

Le tubazioni installate sono elementi prefabbricati in calcestruzzo armato aventi diametro interno pari a 1500 mm, un diametro esterno pari a 1790 mm ed una lunghezza utile di 3000 mm. La classe di resistenza del calcestruzzo è C50/60.

La velocità di avanzamento lorda media soddisfa le previsioni, infatti a regime e con condizioni al contorno come da programma, risulta essere pari a 2/3 tubi spinti e 3/4 tubi inseriti al giorno. La velocità di avanzamento è fortemente influenzata da un coefficiente di utilizzazione medio della macchina CU pari al 12%. Infatti, il tempo netto richiesto alla spinta di una tubazione è pari a circa 30 minuti, ma le operazioni di movimentazione e installazione dei nuovi tubi riducono la velocità di avanzamento ad un valore lordo di circa 5,85 metri al giorno.

Le caratteristiche geologiche del mezzo hanno reso necessario l'impiego di una configurazione mista di utensili di scavo sulla testa fresate della MTBM. Infatti, oltre all'impiego di 16 utensili striscianti (scraper) vengono anche installati 7 utensili di scavo rotolanti da 280 mm (cutter disc). È prevista la sostituzione di tutti gli utensili di scavo al completamento della prima tratta di 333,2 metri.

È possibile inoltre valutare il valore medio della potenza elettrica della MTBM infatti, noto il valore medio del numero di giri al minuto della testa fresante (5,37 rpm) ed il valor medio di coppia motrice impiegata (130 kNm), è possibile ottenere il suddetto valore che risulta essere pari a 73 kW. Il valore di potenza elettrica risulta pertanto essere il 45% della potenza nominale dichiarata della macchina pari a 160 kW. Il valore di energia specifica di scavo risulta compreso tra 5 kWh/m³ e 5,4 kWh/m³.

L'unità di spinta principale è di tipo idraulico ed è montata su una slitta installata alla base del pozzo di lancio in corrispondenza del piano di scivolamento di progetto posto ad una quota di -12.87 metri dal piano campagna. Inoltre, è previsto l'impiego di due stazioni di spinta intermedie composte da anelli metallici sui quali sono montate batterie di martinetti idraulici installate lungo la condotta. Tali stazioni di spinta vengono installate ogni circa 100 metri di condotta al fine di ridurre la forza dell'unità di spinta principale.

Attraverso una valutazione analitica si è inoltre stimato il valore della forza di spinta necessaria all'avanzamento che risulta essere pari alla somma del valore di resistenza alla penetrazione della testa fresante ed al valore delle forze di attrito tra le tubazioni ed il terreno circostante. In particolare, il primo contributo risulta essere pari alla pressione necessaria per garantire la stabilità del fronte di scavo, determinata tramite il metodo proposto da Anagnostou e Kovari (1996), mentre il secondo contributo viene determinato tramite l'integrazione della resistenza a taglio tra tubazioni e terreno. Per fare ciò ci si avvale di quanto riportato in letteratura (Stein, 1989) per stimare il valore del coefficiente di attrito efficace μ . In particolare, si assume un coefficiente di attrito pari a 0,3 all'interfaccia tubazione terreno, mentre viene ridotto a 0,1 con l'impiego di iniezioni in pressione a tergo delle tubazioni che agiscono da lubrificante. Inoltre, viene considerato un angolo di attrito tra terreno e tubazione δ pari all'angolo di attrito interno del terreno φ . Per la stima del valore di tensione verticale agente alla quota dello scavo si utilizza il metodo di Terzaghi in cui si assume che si crei un effetto arco che determina l'autosostegno di una porzione del terreno a seguito di forze di attrito sulle

pareti laterali del prisma di carico tali per cui solo una porzione del terreno gravi direttamente sulla struttura sotterranea.

I valori della forza di spinta determinati analiticamente sono comparati con i valori di spinta monitorati durante tutto l'avanzamento dello scavo in quanto utile alla definizione di un modello previsionale (Figura 118). Fondamentale risulta la definizione del valore della forza di spinta massima ammissibile anch'essa ottenuta per via analitica che risulta funzione della condizione del giunto (giunto aperto o giunto chiuso). Il valore determinato della massima spinta ammissibile è pari a 7075 kN.

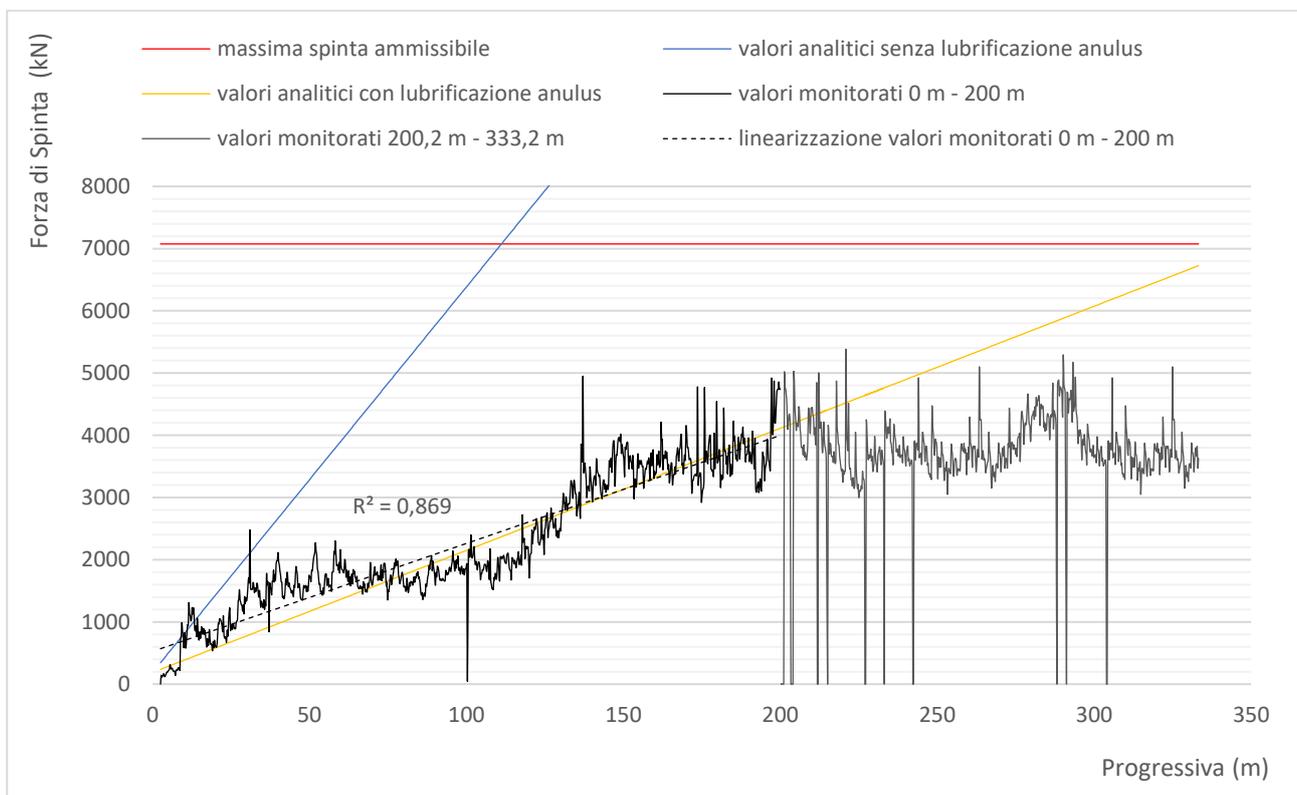


Figura 118 – Confronto tra la forza di spinta determinata analiticamente e la forza di spinta effettiva

Dal grafico di Figura 118 si osserva come la linea di tendenza che interpola i valori di spinta monitorati prevedendo la lubrificazione dell'anulus, con un coefficiente di determinazione R^2 pari a 0,869, ben si adatta ai valori determinati analiticamente per i primi 200 metri di avanzamento. Questa corrispondenza viene a mancare superati i 200 metri di avanzamento in quanto subentra l'azione di spinta delle stazioni intermedie che riduce il valore della forza di spinta dell'unità principale. I valori

di spinta nulli verosimilmente possono essere attribuiti ad un avanzamento effettuato esclusivamente con le stazioni di spinta intermedie nonché ad un problema nell'acquisizione dei dati, quindi i file di output della macchina non sono stati realizzati dal software di gestione dei dati.

In definitiva, la scelta di impiegare la tecnologia di scavo con microtunnelling, condizionata dalle esigenze di minimizzare le interferenze tra il cantiere e il regolare flusso del traffico stradale, a seguito di un'analisi di produzione dello scavo, si è rivelata conveniente in un contesto fortemente antropizzato come quello di Corso Grosseto. La realizzazione della prima tratta della dorsale di fognatura nera n° 15 ha messo in evidenza alcune criticità del sistema di smarino, infatti a seguito della frantumazione di trovanti di basalto e di quarzo di modesta dimensione, i frammenti prodotti hanno intasato le giunzioni delle tubazioni rendendo necessari interventi per la pulizia e il ripristino. Si renderà pertanto necessaria la risoluzione di tale problema prima di realizzare la seconda tratta, al fine di non arrecare nuovi ritardi sul cronoprogramma aumentando per esempio la sezione in corrispondenza delle giunzioni delle tubazioni.

Inoltre, la possibilità di controllare la pressione al fronte di scavo nonché la pressione di iniezione a tergo delle tubazioni minimizzando così i valori dei cedimenti superficiale osservati, attribuisce a tale tecnologia grandi potenzialità e prospettive per un suo sempre più ampio utilizzo a livello globale specialmente in contesti urbani.

Allegato A

Vortriebsprotokoll 1

M-1923C

1st Drive SETTIMANA 6

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1. Date	26-11-18	07:17:50	111.654	0	0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	0
2. Time	26-11-18	11:03:45	111.858	-5	-8	1	4	1,9	1,2	0,40	20,7	0	32	36	36	32	89,2	2071	0	87,0	6,9	0,12	379
3. Tunnel length (m)	26-11-18	11:06:05	112.061	-2	-7	3	7	1,8	1,8	0,36	20,9	0	32	36	36	32	75,9	2018	0	87,1	6,8	0,12	383
4. Guidance: Hor. deviation machine (mm)	26-11-18	11:08:22	112.264	-5	-6	-1	9	1,6	1,6	0,33	21,1	0	32	36	36	32	95,2	1960	0	81,4	6,9	0,13	431
5. Guidance: Vert. deviation machine (mm)	26-11-18	11:10:41	112.466	-5	-5	0	9	1,7	2,1	0,29	21,3	0	32	36	36	32	98,5	1951	0	86,3	7,2	0,11	402
6. Guidance: Hor. deviation drill head tip (mm)	26-11-18	11:15:56	112.668	-4	-5	1	10	1,7	2,0	0,33	21,6	0	32	36	36	32	107,9	1938	0	81,8	6,8	0,13	418
7. Guidance: Vert. deviation drill head tip (mm)	26-11-18	11:17:53	112.872	-4	-5	1	10	1,7	2,3	0,34	21,8	0	32	36	36	32	109,2	2071	0	81,9	6,8	0,18	434
8. Guidance: Yaw (mm/m)	26-11-18	11:19:54	113.075	-4	-4	1	12	1,7	2,4	0,34	22,0	0	32	36	36	32	102,5	2096	0	84,8	7,0	0,13	472
9. Guidance: Pitch (mm/m)	26-11-18	11:21:56	113.278	-5	-4	0	12	1,7	2,3	0,34	22,2	0	32	36	36	32	92,4	2105	0	82,4	7,0	0,12	462
10. Guidance: Roll (degree)	26-11-18	11:24:05	113.480	-3	-2	3	14	1,8	2,5	0,38	22,4	0	32	36	36	32	95,9	1973	0	85,3	7,3	0,11	409
11. Guidance: Temperature in ELS (degree)	26-11-18	11:28:26	113.682	-5	0	0	10	1,5	4,1	0,43	22,9	0	33	32	32	33	86,6	1862	0	84,8	7,1	0,09	523
12. Guidance: Mode (0=ELS, 1=ELS-HWL, 2=GNS)	26-11-18	11:30:28	113.884	-5	3	0	10	1,6	4,6	0,47	23,1	0	35	32	32	32	97,9	1833	0	79,0	6,9	0,11	462
13. SC: Stroke steering cylinder 1 after calibration (mm)	26-11-18	11:32:31	114.088	-5	3	0	9	1,5	4,1	0,53	23,3	0	35	32	32	35	90,6	1811	0	70,3	7,4	0,15	419
14. SC: Stroke steering cylinder 2 after calibration (mm)	26-11-18	11:34:31	114.290	-6	4	-1	9	1,5	3,9	0,51	23,6	0	35	32	32	32	85,0	1677	0	69,8	7,4	0,11	413
15. SC: Stroke steering cylinder 3 after calibration (mm)	27-11-18	14:47:44	114.557	-5	6	0	10	1,6	4,0	0,69	21,4	0	36	32	32	36	78,6	2029	0	57,9	6,6	0,06	392
16. SC: Stroke steering cylinder 4 after calibration (mm)	27-11-18	16:20:27	114.764	0	0	0	0	0,0	0,0	0,00	0,0	0	75	75	75	75	0	136	0	0,0	0,0	0,00	0
17. Advance speed (mm/min)	27-11-18	16:28:58	114.966	-7	0	-3	4	1,5	3,4	0,68	22,7	0	35	32	32	35	83,9	1989	0	74,0	6,1	0,09	501
18. Force of TC and interjack (kN)	27-11-18	16:31:10	115.167	-6	1	-1	3	1,6	2,9	0,68	22,9	0	35	32	32	35	95,9	1933	0	76,6	6,1	0,12	466
19. Currently activated interjack	27-11-18	16:33:22	115.369	-6	0	-2	2	1,6	2,0	0,65	23,2	0	34	32	32	34	91,9	1989	0	71,0	6,0	0,11	417
20. CW: Working pressure (bar)	27-11-18	16:35:35	115.571	-7	0	-3	0	1,5	1,5	0,68	23,4	0	34	32	32	34	97,2	1967	0	59,9	6,2	0,13	397
21. CW: Revolution (rpm)	27-11-18	16:40:28	115.772	-7	1	-2	1	1,5	1,3	0,81	23,8	0	34	32	32	34	119,9	1869	0	78,7	6,1	0,09	384
22. CW: Earth Pressure excavation chamber (bar)	27-11-18	16:42:18	115.975	-7	0	-3	1	1,6	0,1	0,77	24,0	0	32	32	32	32	105,2	1922	0	65,9	5,6	0,12	465
23. SC: Total Force (kN)	27-11-18	16:44:07	116.176	-8	1	-4	1	1,5	0,0	0,73	24,2	0	32	32	32	32	113,2	1994	0	56,6	5,6	0,12	398
	27-11-18	16:45:59	116.379	-7	0	-2	0	1,8	-0,2	0,69	24,4	0	32	32	32	32	114,5	2045	0	86,7	5,6	0,11	407
	27-11-18	16:47:48	116.581	-7	-1	-2	-2	1,7	-1,0	0,68	24,6	0	31	32	32	31	114,5	2127	0	79,5	5,6	0,10	441
	27-11-18	16:51:42	116.784	-7	-1	-2	-2	1,7	-1,8	0,71	25,0	0	30	32	32	30	117,2	1927	0	61,5	6,0	0,11	409
	27-11-18	16:53:27	116.986	-7	-1	-1	-1	1,8	-2,2	0,70	25,2	0	30	33	33	30	123,8	1973	0	66,0	5,7	0,11	435
	27-11-18	16:55:08	117.188	-7	-1	-2	0	1,7	-1,1	0,62	25,4	0	31	33	33	31	127,8	2005	0	85,3	5,7	0,14	271
	27-11-18	17:01:17	117.390	-7	-1	-2	0	1,7	-1,1	0,60	26,1	0	30	33	33	31	94,6	2074	0	85,1	6,0	0,13	303
	27-11-18	17:03:16	117.592	-6	-1	-1	-2	1,7	-0,2	0,67	26,3	0	33	33	33	33	101,2	1929	0	63,6	6,0	0,10	279
	29-11-18	09:58:51	117.837	3	31	7	30	2,0	0,3	0,67	23,0	0	35	34	33	34	75,9	2722	0	57,6	4,5	0,15	309
	28-11-18	10:01:11	118.039	2	29	4	25	2,1	0,9	0,68	23,1	0	38	35	33	36	91,9	2279	0	51,9	3,1	0,15	339
	29-11-18	10:03:18	118.242	2	29	4	24	2,0	0,5	0,63	23,2	0	38	35	33	36	102,5	2310	0	62,3	3,0	0,13	348
	29-11-18	10:05:22	118.444	3	29	5	24	2,2	0,7	0,46	23,3	0	39	35	33	37	89,2	2343	0	70,8	3,1	0,14	346
	29-11-18	10:10:29	118.646	4	28	4	20	2,4	0,3	0,36	23,5	0	40	36	33	37	81,2	2016	0	72,8	3,2	0,13	295
	29-11-18	10:12:40	118.848	3	25	4	16	2,5	-0,3	0,33	23,7	0	40	36	33	37	86,6	2134	0	77,3	3,5	0,13	289
	29-11-18	10:14:58	119.051	5	22	6	11	2,6	-0,7	0,29	23,8	0	40	36	33	36	95,9	2218	0	100,8	3,6	0,14	305
	29-11-18	10:17:10	119.253	7	23	9	10	2,7	-2,1	0,29	23,9	0	39	36	33	36	105,2	2178	0	87,5	3,6	0,15	405
	28-11-18	10:19:21	119.456	6	23	7	9	2,8	-2,4	0,19	24,1	0	39	36	33	36	98,9	2207	0	90,7	3,7	0,15	419
	29-11-18	10:21:32	119.659	9	17	11	3	2,9	-3,2	0,17	24,2	0	38	36	33	35	91,9	2205	0	92,1	4,3	0,15	424

Vortriebsprotokoll 1

1st Drive

M-1923C



- 17. Advance speed (mm/min)
- 18. Force of TC and interjack (kN)
- 19. Currently activated interjack
- 20. CW: Working pressure (bar)
- 21. CW: Revolution (rpm)
- 22. CW: Earth Pressure excavation chamber (bar)
- 23. SC: Total Force (kN)

- 9. Guidance: Pitch (mm/m)
- 10. Guidance: Roll (degree)
- 11. Guidance: Temperature in ELS (degree)
- 12. Guidance: Mode (0=ELS, 1=ELS-HWL, 2=GNS)
- 13. SC: Stroke steering cylinder 1 after calibration (mm)
- 14. SC: Stroke steering cylinder 2 after calibration (mm)
- 15. SC: Stroke steering cylinder 3 after calibration (mm)
- 16. SC: Stroke steering cylinder 4 after calibration (mm)

- 1. Date
- 2. Time
- 3. Tunnel length (m)
- 4. Guidance: Hor. deviation machine (mm)
- 5. Guidance: Vert. deviation machine (mm)
- 6. Guidance: Hor. deviation drill head tip (mm)
- 7. Guidance: Vert. deviation drill head tip (mm)
- 8. Guidance: Yaw (mm/m)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
29-11-18	10:26:07	119.861	7	15	7	2	2,9	-3,6	0,34	24,6	0	38	37	33	34	103,9	1951	0	77,9	4,5	0,13	388
29-11-18	10:28:37	120.064	7	14	7	0	2,9	-4,7	0,15	24,8	0	37	37	33	33	0,0	1706	0	25,0	0,0	0,14	368
29-11-18	10:31:25	120.267	8	12	8	0	2,7	-5,0	0,18	25,0	0	36	37	33	32	89,2	2038	0	66,2	3,9	0,13	271
29-11-18	10:33:34	120.468	8	13	7	2	2,7	-4,5	-0,02	25,2	0	37	37	33	33	97,2	2100	0	78,8	3,7	0,14	352
29-11-18	10:35:39	120.671	8	14	7	0	2,8	-3,9	-0,11	25,4	0	38	37	33	34	105,2	2105	0	79,7	3,7	0,14	337
29-11-18	14:57:55	120.874	3	0	2	-14	2,5	-4,1	0,01	23,5	0	38	37	33	34	84,9	2477	0	74,2	4,5	0,12	321
29-11-18	15:00:17	121.075	4	-2	2	-14	2,3	-4,6	0,38	23,7	0	36	37	33	32	89,2	2256	0	76,1	5,1	0,13	412
29-11-18	15:02:35	121.278	3	-7	2	-18	2,4	-5,1	0,15	24,0	0	35	37	33	32	97,2	2410	0	80,9	4,6	0,10	410
29-11-18	15:04:57	121.480	3	-7	1	-17	2,2	-5,6	0,11	24,2	0	34	37	33	30	83,9	2450	0	57,1	4,0	0,08	452
29-11-18	15:07:13	121.683	3	-6	3	-15	2,3	-5,5	0,09	24,3	0	33	36	33	30	97,2	2528	0	64,8	5,4	0,11	485
29-11-18	15:12:06	121.886	0	-7	0	-18	2,0	-5,9	0,41	24,8	0	33	36	33	30	95,9	2484	0	69,1	5,6	0,12	511
29-11-18	15:20:25	122.087	0	-8	-1	-20	2,1	-6,0	0,34	25,7	0	33	36	33	30	62,6	2544	0	82,9	5,9	0,12	523
29-11-18	15:42:48	122.289	2	-10	1	-21	2,0	-6,0	0,26	27,6	0	33	36	33	30	102,5	2662	0	72,1	4,1	0,09	558
29-11-18	15:44:50	122.491	-1	-8	0	-18	1,9	-6,3	0,18	27,8	0	32	36	34	30	85,2	2599	0	96,3	5,8	0,13	524
29-11-18	15:46:56	122.695	-2	-8	-1	-18	1,8	-6,2	0,17	27,9	0	32	36	34	30	101,2	2533	0	66,4	6,2	0,13	509
29-11-18	15:52:04	122.896	1	-8	2	-18	1,6	-6,5	0,43	28,4	0	32	36	34	30	93,2	2274	0	75,3	6,7	0,10	497
29-11-18	15:54:42	123.098	-2	-12	0	-21	1,5	-6,8	0,38	28,7	0	30	35	34	29	79,9	2268	0	82,4	6,9	0,11	472
29-11-18	15:57:14	123.299	-3	-8	-1	-18	1,4	-6,9	0,37	28,8	0	30	35	34	29	91,9	2234	0	71,6	6,7	0,08	487
29-11-18	15:59:33	123.501	0	-9	2	-21	1,5	-6,8	0,33	29,1	0	31	35	34	30	85,2	2283	0	90,6	6,6	0,12	326
29-11-18	16:01:45	123.704	-5	-8	-2	-19	1,5	-6,7	0,25	29,3	0	31	35	34	30	83,4	2345	0	83,4	6,8	0,14	340
30-11-18	10:21:48	123.933	4	0	8	-10	1,4	-6,2	0,31	24,7	0	30	34	34	30	79,9	2684	0	63,7	7,1	0,12	310
30-11-18	10:24:09	124.135	5	0	8	-10	1,5	-6,3	0,48	24,7	0	31	35	34	30	90,6	2390	0	72,9	7,2	0,13	264
30-11-18	10:26:21	124.338	5	-3	5	-10	1,6	-6,2	0,57	24,8	0	32	37	35	30	94,6	2323	0	72,4	7,1	0,13	328
30-11-18	10:28:32	124.539	5	-6	5	-12	1,6	-5,9	0,58	24,8	0	32	37	35	30	90,6	2390	0	90,6	7,3	0,12	328
30-11-18	10:32:59	124.741	4	-3	4	-10	1,5	-6,0	0,64	25,0	0	32	37	35	30	61,3	2083	0	65,5	7,0	0,11	319
30-11-18	10:35:06	124.944	5	-6	5	-12	1,5	-5,7	0,64	25,2	0	32	37	35	30	93,2	2472	0	61,6	7,2	0,13	350
30-11-18	10:37:17	125.147	4	-6	4	-11	1,5	-5,5	0,63	25,3	0	32	37	35	30	93,2	2513	0	74,9	7,3	0,13	351
30-11-18	10:39:32	125.350	3	-7	4	-15	1,6	-5,6	0,60	25,5	0	32	36	34	30	86,6	2644	0	77,9	6,9	0,12	388
30-11-18	10:41:40	125.552	4	-4	5	-11	1,6	-5,2	0,59	25,7	0	32	36	34	30	105,2	2729	0	79,0	7,6	0,13	396
30-11-18	10:43:44	125.755	2	-4	2	-10	1,5	-5,1	0,55	25,8	0	32	36	34	30	101,2	2755	0	103,5	7,9	0,12	400
30-11-18	10:52:13	125.956	4	-3	4	-11	1,5	-5,4	0,63	26,5	0	32	36	34	30	107,9	2368	0	90,5	7,9	0,11	421
30-11-18	10:54:11	126.158	3	-4	3	-11	1,5	-4,1	0,60	26,7	0	34	36	34	32	90,6	2468	0	87,1	7,1	0,12	384
30-11-18	10:56:19	126.361	3	-1	3	-10	1,4	-4,4	0,57	26,9	0	34	36	34	32	101,2	2517	0	87,1	7,1	0,12	384
30-11-18	10:58:25	126.563	2	0	3	-8	1,1	-4,3	0,56	27,2	0	33	35	34	32	95,9	2622	0	78,4	7,5	0,12	440
30-11-18	11:00:33	126.765	1	-2	3	-10	1,3	-4,2	0,56	27,3	0	33	35	34	32	97,2	2617	0	69,5	7,5	0,12	416
30-11-18	14:19:05	126.968	-1	-8	0	-16	1,3	-4,3	0,56	26,6	0	33	35	34	32	67,9	2829	0	68,0	6,8	0,11	428
30-11-18	14:21:36	127.171	-1	-8	0	-15	1,2	-4,4	0,52	26,7	0	32	35	34	31	79,9	2851	0	83,0	7,1	0,11	449
30-11-18	14:24:14	127.373	-2	-16	-1	-16	1,1	-4,5	0,53	26,9	0	32	35	34	31	85,2	2749	0	81,3	7,3	0,11	482
30-11-18	14:26:41	127.575	-3	-12	-1	-17	0,9	-4,7	0,51	27,0	0	30	34	34	30	82,6	2584	0	77,3	7,2	0,12	521
30-11-18	14:29:04	127.778	-4	-13	-2	-17	0,9	-4,5	0,48	27,2	0	30	34	34	30	83,9	2506	0	65,6	6,9	0,11	513

Vortriebsprotokoll 1

1st Drive

M-1923C



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1. Date	30-11-18	14:33:57	127.980	-3	-10	0	-15	1,0	-4,7	0,58	27,6	0	30	34	34	30	93,2	2521	0	70,3	7,1	0,11	445
2. Time	30-11-18	14:35:55	128.182	-4	-10	1	-15	0,9	-4,6	0,54	27,8	0	29	33	34	30	110,5	2611	0	75,1	7,2	0,14	476
3. Tunnel length (m)	30-11-18	14:37:53	128.383	-2	-9	3	-15	1,0	-4,2	0,54	27,9	0	30	33	34	31	99,9	2657	0	68,5	7,0	0,13	360
4. Guidance: Hor. deviation machine (mm)	30-11-18	14:40:23	128.586	-3	-13	0	-17	1,1	-4,3	0,56	28,2	0	30	34	34	30	98,5	2388	0	63,0	6,5	0,11	392
5. Guidance: Vert. deviation machine (mm)	30-11-18	14:42:32	128.789	-3	-11	1	-15	1,2	-4,3	0,58	28,4	0	30	34	34	30	103,9	2466	0	74,6	6,0	0,11	427
6. Guidance: Hor. deviation drill head tip (mm)	30-11-18	14:48:29	128.991	-3	-12	1	-16	1,2	-4,3	0,59	28,9	0	30	34	34	30	83,9	2357	0	66,9	5,7	0,11	427
7. Guidance: Vert. deviation drill head tip (mm)	30-11-18	14:50:55	128.193	-3	-11	1	-15	1,1	-4,3	0,56	29,2	0	30	34	34	30	78,6	2468	0	68,7	5,8	0,13	432
8. Guidance: Yaw (mm/m)	30-11-18	14:53:22	129.396	-3	-7	1	-11	1,1	-4,2	0,58	29,4	0	30	34	34	30	97,2	2354	0	65,5	5,6	0,10	422
17. Advance speed (mm/min)	30-11-18	14:55:33	129.599	-2	-8	2	-12	1,2	-4,3	0,57	29,6	0	30	34	34	30	95,9	2450	0	66,5	5,5	0,11	442
18. Force of TC and interjack (kN)	30-11-18	14:57:44	129.801	-3	-13	1	-17	1,3	-4,3	0,53	29,8	0	30	34	34	30	93,2	2506	0	89,7	4,6	0,09	455
19. Currently activated interjack	30-11-18	14:59:55	130.002	-1	-11	3	-15	1,2	-4,3	0,49	30,0	0	30	34	34	30	97,2	2466	0	65,7	4,5	0,11	471
20. CW: Working pressure (bar)	01-12-18	08:13:44	130.256	0	-15	3	-18	1,2	-3,5	0,47	22,3	0	31	34	33	30	90,6	2737	0	60,6	5,0	0,11	428
21. CW: Revolution (rpm)	01-12-18	08:16:37	130.458	-1	-14	2	-18	1,5	-3,6	0,44	22,6	0	31	34	33	30	79,9	2771	0	91,4	5,7	0,11	488
22. CW: Earth Pressure excavation chamber (bar)	01-12-18	08:19:24	130.661	1	-13	3	-16	1,5	-3,4	0,47	22,9	0	31	34	33	30	73,2	2867	0	80,9	7,1	0,09	441
23. SC: Total Force (kN)	01-12-18	08:22:16	130.860	0	-16	1	-19	1,4	-3,3	0,47	23,2	0	31	34	33	30	46,6	3067	0	55,2	6,3	0,10	422
	01-12-18	08:28:14	131.066	-4	-14	-2	-17	1,3	-3,0	0,49	23,8	0	31	34	33	30	85,2	2822	0	88,4	6,4	0,13	435
	01-12-18	08:33:44	131.268	1	-12	2	-15	1,2	-3,1	0,54	24,5	0	31	34	33	30	71,9	2896	0	64,9	7,5	0,07	445
	01-12-18	08:39:41	131.470	-3	-11	0	-14	1,2	-2,8	0,58	25,2	0	31	34	33	31	87,9	2800	0	57,5	8,0	0,12	390
	01-12-18	08:42:39	131.672	-2	-11	0	-14	1,2	-3,0	0,73	25,6	0	31	34	33	31	45,3	3007	0	45,8	7,6	0,11	373
	01-12-18	08:46:12	131.874	-3	-9	-1	-13	1,0	-3,0	0,74	26,0	0	31	34	33	31	58,6	2967	0	55,7	7,1	0,06	354
	01-12-18	08:52:18	132.076	-4	-15	-3	-18	1,0	-2,5	0,74	26,7	0	32	34	33	31	98,5	2793	0	75,9	6,7	0,13	394
	01-12-18	08:54:25	132.278	-6	-14	-4	-16	0,7	-2,2	0,68	27,0	0	31	33	33	31	81,2	2862	0	80,8	6,8	0,16	397
	01-12-18	08:56:46	132.480	-5	-10	-3	-13	0,8	-2,5	0,66	27,3	0	31	33	33	31	90,6	2900	0	109,2	7,4	0,15	428
	01-12-18	08:59:05	132.682	-5	-13	-3	-15	0,8	-2,2	0,62	27,5	0	31	33	33	31	85,2	2893	0	89,8	6,9	0,15	420
	01-12-18	09:01:46	132.884	-6	-10	-3	-13	0,8	-1,9	0,64	27,8	0	32	33	33	32	71,9	2916	0	68,9	6,7	0,11	346
	01-12-18	09:36:30	133.105	-7	-6	-45	-12	-12,9	-2,1	0,64	30,7	0	75	75	75	75	0,0	542	0	0,0	0,0	0,00	0
	01-12-18	13:59:24	133.307	-8	-24	-6	-27	0,7	-1,8	0,62	26,8	0	32	33	33	32	105,2	3272	0	70,6	6,8	0,14	437
	01-12-18	14:01:17	133.509	-8	-22	-6	-26	0,6	-2,0	0,60	26,9	0	32	33	33	32	102,5	3332	0	69,3	6,9	0,16	426
	01-12-18	14:03:09	133.711	-8	-23	-7	-26	0,5	-1,9	0,57	27,0	0	32	33	33	32	99,9	3176	0	69,6	6,8	0,16	430
	01-12-18	14:08:17	133.914	-10	-25	-8	-30	0,7	-2,4	0,58	27,4	0	32	33	33	32	114,5	2885	0	78,3	6,8	0,12	408
	01-12-18	14:10:45	134.116	-11	-22	-9	-26	0,6	-2,3	0,62	27,6	0	32	33	33	32	91,9	3199	0	93,3	6,6	0,11	395
	01-12-18	14:12:47	134.319	-7	-22	-5	-26	0,9	-2,2	0,64	27,8	0	32	33	33	32	109,2	3277	0	75,0	7,1	0,14	428
	01-12-18	14:14:39	134.520	-9	-23	-6	-28	0,9	-2,3	0,65	28,0	0	32	33	33	32	105,2	3190	0	80,1	6,7	0,14	425
	01-12-18	14:16:31	134.722	-9	-26	-7	-27	0,8	-2,6	0,66	28,1	0	30	33	33	30	98,5	3060	0	70,5	6,8	0,15	510
	01-12-18	14:18:25	134.924	-9	-25	-6	-27	0,9	-2,7	0,68	28,3	0	30	33	33	30	99,9	3054	0	62,8	6,7	0,15	545
	01-12-18	14:24:18	135.127	-8	-22	-6	-23	0,8	-2,5	0,73	28,8	0	30	33	33	30	110,5	2715	0	96,7	6,7	0,15	541
	01-12-18	14:26:05	135.329	-7	-18	-5	-19	0,9	-2,6	0,73	29,0	0	30	33	33	30	103,9	2793	0	75,4	6,1	0,13	500
	01-12-18	14:27:52	135.534	-8	-18	-4	-19	0,8	-2,6	0,71	29,2	0	30	33	33	31	114,5	2862	0	75,9	6,1	0,14	380
	01-12-18	14:29:42	135.736	-6	-18	-1	-18	0,8	-2,3	0,69	29,4	0	30	33	34	31	111,9	2885	0	80,1	6,0	0,13	398
	01-12-18	14:31:33	135.940	-8	-20	-3	-20	0,7	-2,2	0,70	29,6	0	30	33	34	31	114,5	3072	0	83,3	6,0	0,14	377

BIBLIOGRAFIA

- Trenchless Installation of Conduits Beneath Roadways, Tom Iseley, National Research Council (U.S.). Transportation Research Board, 1997.
- D&B Versus TBM: Review of the Parameters for a Right Choice of the Excavation Method. F.J. Macias & A. Bruland, 2014.
- Microtunneling, Installation and Renewal of Nonman-Size Supply and Sewege Lines by the Trenchless Construction Method. Stein, Mollers, Bielecki, 1989.
- Environmental friendly equipment and technology for underground civil excavations, Stela Dinescu, Andrei Andraş; Annals of the University of Petroşani, Mechanical Engineering, 10 (2008), 47-52.
- Allen, J., Subsurface Utility Engineering, A Technology Driven Process that Results in Increased Safety, Fewer Claims, and Lower Costs, Society of American Military Engineers Conference, May 2004.
- Pavăl, S., Reabilitarea ecologică a infrastructurii urbane prin microtuneluri, Editura Tipo Moldova, Iaşi, 2007.
- Carmody, J., Sterling, R.L., Underground Space Design - A guide to Subsurface utilization and Design for People in Underground Spaces, New York, Van Nostrand Reinhold, 1993.
- Long distance microtunnelling with polymer concrete, Pipe & Conduit, Trenchless Australasia, June 2008.
- Improved design of concrete jacking pipes, No-dig International, H.Burd, G. Milligan, April 1999.

- Why go underground? Contribution of the use of underground space to sustainable development, ITA-AITES International tunnelling and underground space association.
- Tunnelling and Underground Space Technology 19 (2004) 239–272. Quality in tunnelling: ITA-AITES Working Group 16 Final report, Claudio Oggeri, Gunnar Ova.
- Trenchless technologies in pipeline construction, Journal for Piping, Engineering, Practice. 3R International Special Edition 13/2004.
- Use of trenchless techniques for the construction of underground infrastructures for telecommunication cable installation, ITU-T Recommendation L.38, 09/99.
- Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen – DAUB.
- Lectures on “Face stability design and face counterpressure”, Prof. Georgios Anagnostou, ETH Zurich, Swiss Federal Institute of Technology. Master Course Tunnelling and Tunnel Boring Machines, Politecnico di Torino.
- Progetto Esecutivo, Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres, S.C.R. Piemonte S.p.A.
- Progetto Definitivo, Nuovo collegamento ferroviario Torino – Ceres, S.C.R. Piemonte S.p.A.