

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Aspetti tecnologici e progettuali del microtunnelling e modellazione 3D di un caso di studio

Relatori

prof.ssa Monica Barbero ing. Georgios Kalamaras dott. Carlo Alessio

> **Candidato** Vincenzo Sergio Vespo

Anno Accademico 2018/2019

Alla mia famiglia e a Noemi

Indice

Introduzione	5
Campi d'impiego delle tecnologie trenchless	7
Classificazione delle tecnologie trenchless	8
Vantaggi delle tecnologie trenchless	9
Capitolo 1 La tecnologia del microtunnelling	13
1.1 Schema esecutivo dell'installazione di una condotta	15
1.2 Tipologie di microtunnelling con installazione di tubi in conci	19
1.2.1 Sistemi a smarino meccanico con scudo a fronte aperto con	
escavazione manuale o meccanizzata	
1.2.2 Sistemi a smarino meccanico con scudo fresante e coclea a pie	ena
sezione (auger boring)	
1.2.3 Sistemi a smarino meccanico con scudo con fresa motorizzata	e
coclea eccentrica	
1.2.4 Sistemi a smarino meccanico con scudo EPB (Earth Pressure F	Balance) . 24
1.2.5 Sistemi a smarino idraulico con scudo a fronte chiuso (slurry s	hield) 26
1.2.6 Sistemi con scudo a fronte chiuso con avanzamento autonomo	
(mini TBM)	
1.3 Microtunnelling con installazione di tubi continui (Direct Pipe®)	

indice	
1.4 Elementi presenti in uno scavo con microtunnelling	
1.4.1 Testa di perforazione	
1.4.2 Utensili di scavo	
1.4.3 Sala di controllo	
1.4.4 Sistema di guida ottica	
1.4.5 Sistema di spinta	40
1.4.6 Anello ripartitore delle spinte	41
1.4.7 Fluido bentonitico	44
1.4.8 Impianto di trattamento del fango	47
1.4.9 Tubi di spinta	49
1.4.10 Pozzi di spinta	56
Capitolo 2 Altre tecnologie trenchless per l'interramento di nuove condot	te67
2.1 Directional drilling	68
2.1.1 Perforazione pilota	73
2.1.2 Sistemi di guida	79
2.1.3 Alesatura	
2.1.4 Tiro	83
2.1.5 Fluidi di perforazione	
2.2 Impact moling	
2.3 Pilot tubing	89
2.4 Pipe ramming	93
Capitolo 3 Indagini propedeutiche	97
3.1 Mappatura del sottosuolo	
3.1.1 Rilievi di superficie e mappe tematiche dei sottoservizi	
3.1.2 Sistemi radar	
3.1.3 Localizzatori	
3.2 Caratterizzazione del sottosuolo	110

India	e
Indic	ce

	Indice	
3.2.1 In	lagini geofisiche	
3.2.2 Sc	ndaggi, prove in sito e prove di laboratorio	
Capitolo 4 Aspetti pr	ogettuali	121
4.1 Spinta n	ecessaria per la realizzazione di un microtunnel	
4.1.1 Pr	incipali parametri che influenzano le forze d'attrito	
4.1.2 De	finizione dell'attrito tra terreno e condotta	
4.1.3 Ca	lcolo della risultante delle forze d'attrito dinamico e confi	ronto tra i
va	ri approcci con i dati sperimentali	
4.1.4 Ca	lcolo della resistenza che il terreno esercita al fronte di pe	rforazione 152
4.1.5 Ca	lcolo della spinta totale	
4.2 Stabilità	del fronte	
4.2.1 M	etodo di Tamez	
4.3 Bacini d	i subsidenze superficiali e sotterranei	
4.3.1 De	eterminazione del bacino di cedimenti superficiali	
4.3.2 De	terminazione del bacino di cedimenti sotterranei	
4.3.3 Vo	olume perso a seguito dello scavo di una galleria	
Capitolo 5 Descrizion	ne del caso di studio	
5.1 Quadro	li riferimento geologico	195
5.2 Quadro	conoscitivo litostratigrafico del sottosuolo	
5.3 Caratter	zzazione geotecnica	
5.3.1 Ce	mentazione	
5.3.2 Al	prasività	
5.3.3 Pa	rametri geotecnici caratteristici delle unità geologiche	
5.4 Caratter	stiche tecniche dell'opera	
5.4.1 Pc	zzi di spinta	
5.4.2 Tu	bo di spinta	
5.4.3 Uı	nità di perforazione	220

Indice	
Capitolo 6 Analisi e modellazione del caso di studio	223
6.1 Modelli bidimensionali dell'opera	225
6.1.1 Stabilità dello scavo e convergenza massima del terreno	225
6.1.2 Spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte	231
6.1.3 Bacino di subsidenze superficiali in condizioni di campo libero	235
6.1.4 Importanza del sovrascavo nella determinazione del bacino di	
subsidenze superficiali	241
6.2 Modelli tridimensionali dell'opera	248
6.2.1 Bacino di subsidenze superficiali	257
6.2.2 Pressione di supporto ed estrusione al fronte	
6.2.3 Sollecitazioni sulla condotta e verifica del rivestimento	269
6.3 Spinta necessaria per la realizzazione del microtunnel	273
Conclusioni	279
Bibliografia	283

Introduzione

L'importanza che rivestono le infrastrutture e i servizi nel sottosuolo è in continua crescita, pur continuando a rimanere meno considerate delle opere soprasuolo. Ciò può essere imputato a una minore attenzione da parte dai mezzi di informazione o dalla politica, ma soprattutto dall'impossibilità della cittadinanza di poter osservare gli sviluppi delle fasi realizzative e dunque di "sentirsi partecipe" della costruzione di queste opere. Nientemeno, la popolazione talvolta ha una visione negativa della realizzazione e adeguamento dei sottoservizi in quanto li associa a lunghi periodi di disagio. Al contempo l'espansione urbanistica e il cambiamento climatico generano nuove esigenze in termini di condotte fognarie, di acqua potabile e di drenaggio urbano; lo sviluppo digitale e il teleriscaldamento necessitano di nuove reti che si diramino nel sottosuolo cittadino; inoltre in ambito nazionale e internazionale è richiesto un continuo adeguamento e potenziamento di gasdotti e oleodotti.

A questa crescente richiesta di infrastrutture sotterranee ha fatto fronte un incessante sviluppo delle tecnologie costruttive adoperabili in tale settore. A tal proposito, rientrano a pieno titolo le tecnologie *trenchless* che associano all'elevata versatilità e precisione di posa, una riduzione significativa del disagio arrecato alla cittadinanza, grazie al venir meno degli scavi di trincee lungo il percorso di installazione. Tra tali tecnologie, una delle più utilizzate e in continuo sviluppo tecnologico è il *microtunnelling*.

In questa tesi verranno trattati gli aspetti tecnologici e progettuali del *microtunnelling* e si affronterà un caso di studio di interramento di una nuova condotta fognaria con annessa modellazione bi-tridimensionale dello scavo utilizzando i software RS^2 e RS^3 di *Rocscience Inc*.

Nel *capitolo 1* si tratterà il *microtunnelling* dal punto di vista tecnologico. Si sottolineeranno le peculiarità di tale tecnologia, gli aspetti salienti delle fasi d'interramento di una nuova condotta e le diverse tipologie di *microtunnelling*. Queste ultime infatti differiscono per vari fattori tra cui:

Introduzione

la modalità con la quale avviene lo scavo; i sistemi di evacuazione dello smarino; il modo in cui vengono fornite le forze di spinta; la presenza di personale al fondo foro. Inoltre si illustreranno i vari componenti coinvolti in un'applicazione con *microtunnelling* evidenziandone le caratteristiche, i vantaggi, gli svantaggi, le alternative, gli sviluppi tecnologici, la funzione ricoperta, gli effetti sullo scavo.

Nel *capitolo 2* verranno descritte le altre tecnologie *trenchless* idonee per l'installazione di una nuova condotta: il *directional drilling* e l'*impact moling* per quanto concerne le tecnologie per tiro, il *pilot tubing* e il *pipe ramming* per quanto riguarda le tecnologie per spinta. Per ciascuna delle suddette tecniche di posa verranno illustrati lo schema esecutivo, i campi di impiego, i materiali e le dimensioni delle tubazioni installabili, i vantaggi e gli svantaggi associati al loro utilizzo e i componenti tecnologici che le compongono.

Nel *capitolo 3* si esamineranno le indagini propedeutiche a un progetto ingegneristico, appropriate a fornire la necessaria base di dati relativi alle caratteristiche e condizioni del sottosuolo (dal punto di vista chimico-fisico e geologico-geotecnico), e alla preesistenza di altri sottoservizi e oggetti sotterranei in genere.

Nel *capitolo 4* verrà esposta una metodologia di calcolo per la determinazione della spinta totale che è necessario applicare alla colonna di conci per l'interramento di una nuova condotta. Successivamente verrà posta l'attenzione sulla stabilità del fronte di scavo e sui bacini di subsidenze superficiali e sotterranei associati allo scavo meccanizzato di un microtunnel.

Nel *capitolo 5* si descriverà il caso studio della realizzazione di una nuova condotta, installata mediante la tecnologia del *microtunnelling*, afferente il progetto denominato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino" commissionato dall'Autorità d'Ambito del Torinese (ATO3) nel programma degli investimenti per gli anni 2016-2019. Si descriverà il quadro di riferimento geologico in cui si colloca l'opera così come il quadro conoscitivo litostratigrafico del suolo. Inoltre ci si soffermerà sulla caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche riscontrate nel sottosuolo torinese e sulle scelte tecnologie, effettuate in fase di progetto, afferenti il *microtunnelling*.

Infine, nel *capitolo 6* si modelleranno le fasi di scavo del caso di studio, verranno discussi i risultati scaturiti da tali modellazioni e si studieranno i principali aspetti progettuali legati alla realizzazione del microtunnel in progetto. I software FEM impiegati per la modellazione bi-tridimensionale saranno RS^2 e RS^3 commercializzati da *Rocscience Inc*. Gli obbiettivi prefissati delle analisi numeriche saranno: la determinazione delle subsidenze longitudinali e trasversali superficiali; l'individuazione dello spostamento radiale del terreno attorno allo scavo al procedere della perforazione; la determinazione dell'estrusione al fronte di scavo; l'identificazione della pressione minima di supporto al fronte; l'individuazione delle zone di plasticizzazione e la determinazione delle sollecitazioni a cui saranno soggette le condotte. Infine si calcolerà la spinta totale necessaria alla realizzazione del microtunnel e si verificheranno i rivestimenti delle condotte.

Campi d'impiego delle tecnologie trenchless

Le tecnologie denominate *trenchless* (letteralmente "senza trincea") o *no-dig* (neologismo nato dalla contrazione dell'espressione "no-digging" ovvero "no scavo") sono quell'insieme di tecniche costruttive che permettono di interrare, risanare e sostituire tubazioni sotterranee, con una riduzione considerevole degli scavi a cielo aperto.

I campi d'impiego tradizionali delle predette tecnologie sono:

- tubazioni per il trasporto e distribuzione di acqua potabile e a scopo irriguo;
- condotte per il teleriscaldamento;
- tubi per la diramazione delle reti telefoniche, del gas e di fibra ottica in ambito urbano;
- cavidotti per le telecomunicazioni e per l'alta tensione elettrica;
- condotte fognarie e di drenaggio urbano;
- gasdotti e oleodotti;
- mini gallerie per l'alloggiamento contemporaneo di più servizi di differente tipologia.

Per quanto concerne, invece, i nuovi campi di applicazione si sottolineano:

- tubazioni con uscita a mare (ad esempio condotte di scarico);
- dreni e gallerie drenanti in versanti a rischio frane;
- microtunnel per l'alloggiamento di sistemi di tiranti per consolidare rupi non in sicurezza;
- diaframmi e manti a bassa permeabilità per l'isolamento di siti inquinanti;
- minitunnel drenanti per il trattamento di siti contaminati;
- sottofondazioni, compensation grouting per il consolidamento del terreno di fondazione di edifici civili;
- perforazioni usate come cunicoli pilota o come opere di pre-spostegno nelle costruzioni di gallerie sotterranee;
- condotte per la captazione di acque sotterranee o di idrocarburi;
- pozzi sub-orizzontali per la geotermia.

Grazie agli sviluppi avvenuti negli ultimi anni, le possibilità applicative delle tecnologie *trenchless* sono state notevolmente ampliate visto l'esteso range dimensionale di condotte installabili e la possibilità di lavorare in qualsiasi condizione idrogeologica. Oggigiorno è possibile raggiungere una lunghezza per ogni singola tratta dell'ordine di 1000÷1300 m col *microtunnelling* e fino a 1600 m col *directional drilling*, e si è in grado di seguire tracciati curvilinei sia in altimetria che in planimetria aventi un raggio di curvatura minimo di 150÷200 m.

Classificazione delle tecnologie trenchless

In alcune norme europee sono state proposte alcuni criteri di classificazione delle tecnologie *trenchless*, tra tali norme si evidenziano:

- EN 12889:2000 "Trenchless construction and testing of drains and sewers";
- EN ISO 11296-1:2011 "Plastics piping systems for renovation of underground nonpressure drainage and sewerage networks – Part 1: General";
- EN 15885:2010 "Classification and characteristics of techniques for renovation and repair of drains and sewers";
- EN ISO 11295:2010 "Classification and information on design of plastics piping systems used for renovation".

Il criterio di classificazione ritenuto più esaustivo distingue le tecnologie *no-dig* ad un primo livello in tre gruppi, distinti sulla base dell'utilizzo principale alla quale tali tecnologie sono destinate, e successivamente in sottogruppi, in funzione delle modalità caratteristiche con le quali l'installazione, la riabilitazione e la sostituzione vengono realizzate:

- tecnologie per l'installazione di nuove tubazioni:
 - > installazioni per spinta:
 - microtunnelling;
 - pipe ramming;
 - *pilot tubing*;
 - \succ mini TBM;
 - ➢ installazioni per tiro:
 - *directional drilling* (HDD);
 - impact moling;

- tecnologie per il recupero funzionale di tubazioni danneggiate:
 - flood grouting;
 - tubi e rivestimenti costruiti fuori opera:
 - tubi non aderenti (loose-fit lining);
 - tubi aderenti (close-fit lining);
 - tubi e rivestimenti costruiti in opera:
 - tubi e rivestimenti spiralati (spiral wound lining);
 - tubi e rivestimenti polimerizzati in sito;
 - cementazione;
- tecnologie per la sostituzione di tubazioni esistenti:
 - per taglio (pipe splitting);
 - per frantumazione (pipe bursting);
 - > per alesatura (pipe reaming e pipe eating).

Vantaggi delle tecnologie trenchless

Per quanto riguarda i vantaggi delle tecnologie *trenchless*, è opportuno fare un confronto con il tradizionale scavo a cielo aperto di cui tali tecnologie ne rappresentano un'alternativa. Lo scavo a cielo aperto prevede la realizzazione di una trincea lungo tutto il tracciato della tubazione oggetto dell'intervento e ciò comporta, a differenza delle tecnologie *trenchless*, una serie di effetti negativi sia ambientali che sulla vita urbana.

Uno dei problemi principali è il tempo e lo spazio di occupazione del suolo pubblico, che risulta in diverse occasioni eccessivo e tale da comportare una congestione del traffico veicolare e pedonale oltre al malessere dei commercianti e dei residenti vicini al cantiere. La condizione di malessere è frutto della perdita di immagine della zona, della riduzione di parcheggi, dei rumori e della presenza e movimento dei mezzi di cantiere. Altro grosso problema è la manomissione del corpo stradale con i conseguenti effetti sulla regolarità e portanza della pavimentazione. Ciò comporta notevoli costi di ripristino che comunque difficilmente riesce a ristabilire l'integrità originale del manto stradale. Inoltre, lo scavo lungo tutto il tracciato porta al dover movimentare e smaltire una grande quantità di materiale di risulta.

Tutte le problematiche sopracitate vengono drasticamente limitate dall'utilizzo di tecnologie *trenchless*, in aggiunta si è accertata una riduzione del 67% degli incidenti di cantiere [INAIL] e una riduzione dei costi socio-ambientali dell'80% [TILab]. Si riduce il quantitativo di polveri e anidride carbonica, grazie alla riduzione dei mezzi di cantiere impiegati, e di vibrazioni, che pos-

Introduzione

sono avere effetti negativi sulle costruzioni civili limitrofe al cantiere. La presenza di falda acquifera o le condizioni climatiche non costituiscono un possibile handicap nell'iter costruttivo. In ambito extraurbano, il vantaggio dell'utilizzo di tali tecnologie risiede nell'abbattimento o eliminazione dell'impatto ambientale dell'opera e questo risulta di fondamentale importanza soprattutto nelle zone boschive, nelle aree ad elevato valore paesaggistico e in prossimità di corsi d'acqua.



Figura 1 - Confronto tra l'area di cantiere nel caso di approccio tradizionale (a sinistra) e nel caso di tecnologie trenchless (a destra) [Japan Microtunnelling Association, 2017]

Altri fattori che inducono a optare per le tecnologie *no-dig* sono: l'elevata produttività che è possibile avere in molte applicazioni e la riduzione dei costi di costruzione. Oggigiorno le applicazioni *trenchless* hanno in genere un costo inferiore delle applicazioni di tipo tradizionale con scavo a cielo aperto, e in futuro risulterà sempre più vantaggioso l'uso di tali tecnologie a causa del miglioramento delle tecniche esecutive e dell'incremento dell'offerta fornita dalle imprese del settore. Una prova di quanto affermato è la forte riduzione (anche superiori al 75%) dei prezzi medi delle lavorazioni di tipo *trenchless* nei paesi in cui tali tecnologie hanno avuto un'ampia diffusione come gli Stati Uniti, la Germania e il Giappone [Chirulli, 2016].

Da un'indagine pertinente l'incidenza dei costi per la realizzazione di più di 12 km di condotte fognarie a Berlino negli anni 1983-1984 si è riscontrato come la costruzione di protezioni per le trincee, lo scavo del terreno, il suo trasporto, smaltimento e sostituzione, il successivo rinterro, compattazione dello scavo e, infine, eliminazione delle protezioni, abbiano avuto un'incidenza del 39% sul costo totale. A ciò si devono aggiungere i costi per la rottura e successiva ricostruzione del corpo stradale che ammontano a circa il 31%. Pertanto dall'inchiesta si è osservato come il 70% dei costi, in caso di scavo a cielo aperto, non siano strettamente legati alla posa delle tubazioni (il cui costo è pari al 12%) e quindi discutibili dal punto di vista economico (Figura 2). Da analoghe indagini fatte su condotte installate non in maniera tradizionale, si è osservato come i costi per la rottura e la successiva ricostruzione del manto stradale si riducono dal 31% all'8% mentre i costi per la costruzione dei sostegni, lo scavo del terreno, la sua movimentazione e il rinterro passano dal 39% al 14%. In questi ultimi casi la maggiore voce di costo (63%) risulta strettamente legata alla posa delle condotte (Figura 3) e si è riscontrato come la profondità di posa non comporti variazioni significative dei costi, a differenza dello scavo a cielo aperto [Möhring].

In aggiunta considerando anche i costi indiretti, mediante i quali si cerca di monetizzare il disagio indotto da un processo, risulta globalmente più economico l'uso di tecnologie *no-dig*.



Figura 2 - Incidenza dei costi nella costruzione di canalizzazioni per acque nere DN 200 e DN 250 mm realizzate con trincea aperta [Möhring]

Introduzione



Figura 3 - Incidenza dei costi nella costruzione di canalizzazioni per acque nere DN 200 e DN 250 mm realizzate senza scavo con microtunnelling [Möhring]

Pertanto si può affermare che la scarsa diffusione delle tecnologie *trenchless* in alcuni paesi, tra i quali l'Italia, è legata alla diffidenza e poca conoscenza delle nuove tecniche costruttive. Ciò comporta il perpetuarsi dei metodi tradizionali, nonostante tutti i fattori visti in precedenza sottolineino i grandi vantaggi nell'uso del *no-dig*. Negli USA l'espansione di tali tecnologie è avvenuta soprattutto a causa della riduzione delle manomissioni stradali che esse comportano; in Giappone, a partire dagli anni '70, si è avuto una loro notevole diffusione a causa della profondità (superiore a 10÷15 m) di installazione dei nuovi sottoservizi, che risultava critica per lo scavo a cielo aperto; invece in Germania la principale motivazione che ha portato a un notevole utilizzo del *no-dig* è stata la riduzione dell'impatto ambientale ad esso associato. Dunque si auspica che le tecnologie *trenchless* abbiano, in futuro, una sempre più ampia diffusione anche nel nostro paese e in parti-colare tra i tecnici specialisti e le imprese; ma soprattutto ci si augura un'azione forte e concreta da parte degli amministratori di vario livello attraverso l'emanazione di opportuni strumenti normativi che invoglino all'utilizzo di tali tecnologie.

Capitolo 1

La tecnologia del microtunnelling

In questo capitolo verrà illustrata la tecnologia del microtunnelling, si esamineranno le sue peculiarità, i vantaggi che comporta in termini di precisione di posa, sicurezza sul lavoro e ridotto disaggio alla collettività. Successivamente verrà mostrato lo schema esecutivo dell'interramento di una condotta, si sottolineeranno le varie fasi realizzative, i fattori che entrano in gioco durante lo scavo e quelli che limitano la massima distanza realizzabile in una singola tratta. Dopo, verranno descritte in dettaglio le varie tipologie di microtunnelling che differiscono per diversi fattori tra cui: la tecnologia con la quale avviene lo scavo; i sistemi di evacuazione dello smarino; le modalità con le quali vengono fornite le forze di spinta; la presenza di personale al fondo foro. Infine, si analizzeranno i vari elementi presenti in uno scavo con *microtunnelling*, si tratteranno: i moderni sviluppi tecnologici nel controllare e guidare la perforazione; le caratteristiche dell'anello ripartitore delle spinte e del sistema di spinta; i motivi che spingono ad optare per una tipologia di scudo fresante piuttosto di un'altra; le possibili alternative che si hanno nella scelta degli utensili di taglio, in base alla tipologia di terreno presente in situ; le peculiarità, i vantaggi e gli svantaggi dei diversi tipi di tubi di spinta adottabili per un nuovo interramento; l'influenza che ha l'uso del fluido bentonitico; gli aspetti salienti per la realizzazione dei pozzi di spinta; la tecnologia che compone l'impianto di trattamenti dei fanghi e come quest'ultimo incida nella produttività dell'intero processo.

Il *microtunnelling* è una delle principali tecnologie *trenchless* per l'installazione di condotte nel sottosuolo. Tramite questa è infatti possibile installate sottoservizi senza dover scavare trincee lungo il percorso di installazione, limitando fortemente tutti gli effetti negativi associati a uno

scavo a cielo aperto. Tale tecnologia fa avanzare per spinta la tubazione (assemblata giuntando progressivamente una serie di conci) nel terreno e affinché ciò avvenga la batteria di conci è preceduta da una testa di perforazione. Lo scudo crea un foro tra il pozzo di partenza e quello di arrivo grazie alla spinta, generata dalla *pressotrivella* o da un gruppo di spinta idraulico, e al momento torcente applicati sul fronte di scavo. La tubazione, man mano che la perforazione procede, funge da prolunga per la trasmissione della spinta generata. Il materiale scavato viene portato fuori dal foro secondo due sistemi alternativi:

- meccanicamente, con coclee (*auger*), mastri trasportatori (*conveyor belt*) e vagoni su binario o su slitta (*muck cars*);
- idraulicamente, tramite un fluido che raccoglie lo smarino sul fronte di scavo e lo trasporta all'interno di una condotta idraulica sotto forma di fango (*slurry*).

Le prime opere di interramento per spinta risalgono ai primi anni del 1900 mentre il *microtunnelling*, come lo conosciamo oggi, nasce in Giappone nella metà degli anni '60. In questo paese, si decise di sfruttare profondità del sottosuolo dell'ordine di 10÷15 m per lo sviluppo delle nuove reti tecnologiche e ciò comportò un incentivo notevole all'utilizzo del *microtunnelling*, il cui costo non risulta influenzato dalla profondità di scavo a differenza dell'approccio tradizionale. *Iseki Poly-Tech Inc.* prima e *Komatsu Ltd.* subito dopo, sono stati i primi costruttori di macchine da *microtunnelling* nei primi anni '70. La diffusione di questa tecnologia in America e in Europa avviene negli anni '80 ad opera in particolare degli USA, del Canada e della Germania; stati dove, oggi, si concentrano le più importanti case costruttrici, europee e americane, d'impianti per *microtunnelling*. Ciò nonostante rimane il Giappone il paese capofila per tale tecnologia, a causa delle innumerevoli innovazioni realizzate tra cui: microtunneler a corto raggio di curvatura (*sharp curve pipe jacking methods*) e microtunneler a sezione poligonale o ellittica con testa fresante a movimento orbitale [Chirulli, 2016].

Mediante la tecnologia del *microtunnelling* è possibile installare nuove tubazioni rientranti all'interno di un range dimensionale piuttosto ampio: il diametro può variare tra i 250 e i 3000 mm. La lunghezza di ogni singola tratta può variare da circa 50 m a oltre 1300 m (tale limite è stato superato in progetti in cui le condizioni idrogeologiche risultavano particolarmente favo-revoli), con l'aumentare del diametro delle tubazioni impiegate, con l'ausilio di stazioni di spinte intermedie e un insieme di accorgimenti necessari per ridurre le forze d'attrito. La profondità minima richiesta per un interramento con *microtunnelling* è di 2 m o comunque superiore a 3 volte il diametro esterno della tubazione. Tali limitazioni sono dovute alla necessità di avere un'opportuna copertura per evitare fenomeni di sollevamento del terreno o l'eventuale fuoriuscita di fluidi lubrificanti in superficie. La perforazione avviene di norma secondo tracciati rettilinei con pendenza massima di livelletta pari al 30% in salita e pari al 10% in discesa. Le più moderne

tecnologie permettono di realizzare scavi con pendenza minima dello 0,2%. Negli ultimi anni, d'altra parte, sono stati spesso impiegati tracciati curvilinei che consentono di limitare la profondità dei pozzi di spinta e ricezione. Il raggio minimo di curvatura dipende principalmente dai giunti dei tubi e dalle caratteristiche del microtunneler. Altra peculiarità del *microtunnelling* è l'elevata precisione di posa che è possibile conseguire anche su pendenze longitudinali dell'ordine di 2÷5 punti per mille; infatti anche dopo centinaia di metri di tracciato, si registrano variazioni rispetto al target di pochissimi centimetri, sia in altimetria che in planimetria. Tale tecnologia è possibile impiegarla in qualsiasi tipologia di terreno e anche al di sotto della falda. Inoltre si possono effettuare installazioni anche a notevole profondità (oltre i 20 m dal piano campagna) e le deformazioni in superficie risultano molto limitate, se non del tutto assenti, grazie all'immediata posa in opera delle tubazioni. L'unica operazione tradizionale rimane il caricamento e l'inserimento delle tubazioni all'interno del pozzo di spinta.

Nelle applicazioni con *microtunnelling* possono essere impiegate condotte rigide costruite in calcestruzzo, cemento armato o gres, così come condotte duttili realizzate in acciaio o compositi come il PRFV (poliestere rinforzato con fibre di vetro). Le tubazioni vengono fornite in conci la cui lunghezza può variare da $1 \div 3$ m (tipica di tubazioni rigide e in PRFV), fino a 12 m per le condotte in acciaio. I tubi per la posa con *microtunnelling* presentono delle tolleranze estremamente basse. Si tratta di prodotti di alta qualità, sicuri e durevoli, dal momento che devono sopportare le spinte ad essi impresse oltre a dover essere idonei alle specifiche esigenze per cui sono impiegati. Le tubazioni da *microtunnelling*, a differenza di quelle impiegate per installazioni tradizionali, non hanno i classici giunti a bicchiere ma presentono delle giunzioni tali da mantenere costanti sia il diametro esterno che interno.

1.1 Schema esecutivo dell'installazione di una condotta

L'interramento di una nuova tubazione tramite la tecnologia del *microtunnelling* prevede le seguenti fasi:

- preparazione dell'area di cantiere;
- scavo dei pozzi di partenza, intermedi e di arrivo;
- installazione delle attrezzature all'interno dei pozzi;
- realizzazione dello scavo ad opera del microtunneler e contestuale installazione dei conci di tubazione;
- recupero della testa fresante e ripristino del sito.

In Figura 4 è rappresentato uno schema dell'area di cantiere per la realizzazione di un microtunnel.



Figura 4 - Area di cantiere per microtunnel a smarino idraulico [Chiarelli, 2013]

Lo schema esecutivo prevede la realizzazione di due pozzi, uno di partenza ed uno di arrivo, che vengono collegati tramite uno scavo realizzato ad opera di una testa di perforazione, fatta avanzare per spinta a partire dal pozzo di partenza. All'avanzamento del microtunneler segue il contemporaneo assemblaggio delle tubazioni. I pozzi, la cui profondità dipende dalla richiesta della committenza nonché dalle indagini di mappatura del sottosuolo atte a evitare o limitare le interferenze con i sottoservizi già presenti, sono generalmente rivestiti per contenere la spinta del terreno. La dimensione dei pozzi dipende dalla lunghezza e dal diametro della testa fresante e dei conci nonché dalla corsa massima del gruppo di spinta idraulico. Il pozzo di arrivo, quando non adempie alla funzione di pozzo intermedio di spinta (come accade nei tracciati di notevole lunghezza), è in genere di dimensioni più contenute rispetto al pozzo di partenza. Quest'ultimo infatti deve essere in grado di contenere almeno i seguenti due elementi: il muro di controspinta e i binari di scorrimento, su cui vengono posizionati e fatti scorrere sia la testa fresante che i vari conci di tubazione. Quando il microtunnel viene eseguito al di sotto della falda acquifera, in genere si realizza anche un muro di testa o altri dispositivi per il contenimento delle venute d'acqua sia nel pozzo di partenza che in quello di arrivo. Nel pozzo di spinta inoltre è presente un anello di centraggio avente lo scopo di delineare correttamente la traiettoria iniziale.

Una volta completato il pozzo di partenza, viene calata la testa di perforazione sui binari di scorrimento e inizia l'azione di spinta del gruppo idraulico. I pistoni non agiscono direttamente

1.1 Schema esecutivo dell'installazione di una condotta

sul microtunneler ma tramite un interposto anello di distribuzione d'acciaio, questo avviene in modo da avere una distribuzione uniforme della spinta, evitando così carichi concentrati che rovinerebbero i bordi della tubazione e porterebbero ad un'errata orientazione dello scavo. In generale il gruppo di spinta è composto da pistoni ad escursione indipendente, controllati da una centrale computerizzata che permette di regolare le forze sviluppate da ogni singolo pistone. Ciò risulta fondamentale per poter esercitare anche forze di spinta non simmetriche in modo da attuare manovre correttive della traiettoria. Dalla Figura 5 è possibile osservare l'anello di centraggio, il gruppo idraulico e l'anello di distribuzione a diretto contatto con il concio di tubazione.



Figura 5 - Spinta di un concio di tubazione all'interno del microtunnel [Japan Microtunnelling Association, 2017]

Normalmente le applicazioni eseguite con *microtunnelling* hanno andamento rettilineo ma è possibile anche realizzare microtunnel ad andamento curvilineo sia in planimetria che in altimetria grazie alle possibilità di manovra a disposizione. Tali possibilità di manovra risultano però limitate rispetto ad altre tecnologie *trenchless* come ad esempio il *directional drilling*. La direzionalità della testa fresante è legata sia all'azione di spinta del gruppo di pistoni idraulici sia ai martinetti direzionali ubicati all'interno dell'unità di perforazione (*steering cylinders*). Il controllo direzionale è garantito da un sistema laser di rilevamento continuo che consente di individuare in tempo reale gli eventuali errori di traiettoria. Nello specifico, per allineamenti rettilinei, il laser è posizionato in un punto stabile (ad esempio in corrispondenza del muro di controspinta), e punta verso un target fotosensibile solidale con la faccia interna dello scudo del microtunneler; per allineamenti curvi, il sistema di guida si basa su un giroscopio.

L'azione di escavazione è data dalla combinazione tra la spinta e il momento torcente applicati sul fronte di scavo. Lo scudo e gli utensili di scavo, su di esso montati, vengono scelti in base alle caratteristiche idrogeologiche che si prevede di incontrare lungo il percorso. Spesso le moderne teste di perforazione sono dotate a tergo di camera iperbarica, per permettere l'accesso di personale anche in presenza di sovrappressioni esterne d'acqua. L'acceso del personale può risultare utile, ad esempio, qualora occorra sostituire gli utensili di scavo.

Nel momento in cui il gruppo di spinta idraulico giunge alla sua corsa massima, si arretrano i pistoni idraulici e l'anello di distribuzione, e si posiziona un nuovo elemento del microtunneler o un concio di condotta. Successivamente si riprende l'azione di spinta e lo schema esecutivo si ripete finché la testa fresante non raggiunge il pozzo di arrivo. Man mano che lo scavo avanza, la spinta viene trasferita attraverso un numero crescente di conci. Da un punto di vista meccanico questo implica che, al procedere della perforazione, la spinta viene assorbita, oltre che dalle forze di contatto frontali scudo-terreno, anche da crescenti forze di attrito che si sviluppano lungo la superficie di contatto tra condotta e terreno. Questo è uno dei motivi per il quale, superate certe lunghezze di perforazione, in funzione anche del diametro dello scavo, della potenza del gruppo di spinta idraulico, del tipo di lubrificante utilizzato e delle caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, è necessario considerare lo scavo di pozzi intermedi come pure l'utilizzo di stazioni di spinta intermedi (*intermediate jacking stations*), costituiti da corone di martinetti idraulici interposti nel treno di conci in sezioni prestabilite.

Un secondo fattore che può limitare la massima distanza realizzabile in una singola tratta è il sistema di allontanamento dello smarino. Se tale sistema è idraulico generalmente non si hanno limitazioni sulla massima distanza realizzabile, mentre se il sistema di smarino è meccanico si hanno dei limiti dovuti alla produttività in termini di avanzamento. Infatti, oltre una certa lunghezza, i tempi impiegati dai vagoni convogliatori per ogni singolo viaggio risulta eccessivo. Quando il microtunneler raggiunge il pozzo di arrivo e fuoriesce completamente, esso viene tirato fuori terra. A quel punto l'installazione è sostanzialmente completata. Al termine dello scavo vengono recuperate tutte le componenti ad alta tecnologia quali i cavi elettrici, i cavi idrici e le stazioni intermedie di spinta. Qualora il pozzo di arrivo dovrà fungere da successivo pozzo di spinta, allora in esso verrà allestito tutto il necessario per lo scavo del secondo tratto e lo schema esecutivo si ripeterà esattamente come appena descritto.

1.2 Tipologie di microtunnelling con installazione di tubi in conci

Le tecnologie di *microtunnelling* con installazione di tubi in conci oggi più diffuse possono essere suddivise nei seguenti sotto gruppi [Chirulli, 2016]:

- 1 sistemi a smarino meccanico con scudo:
 - 1.a) a fronte aperto con escavazione manuale o meccanizzata;
 - 1.b) con fresa a coclea a piena sezione (auger boring);
 - 1.c) con fresa motorizzata e coclea eccentrica;
 - 1.d) EPB (Earth Pressure Balance);
- 2 Sistemi a smarino idraulico con scudo:
 - 2.a) a fronte chiuso con circolazione di fanghi e sostentamento idraulico del fronte di scavo (*slurry shield*);
- 3 Sistemi a smarino meccanico o idraulico con scudo:

3.a) a fronte chiuso con avanzamento autonomo (mini TBM).

Questi sei sottogruppi possono essere riclassificati in funzione delle problematiche che attengono alla valutazione del rischio per i lavoratori. A tal riguardo si distinguono i sistemi che richiedono il presidio continuo di operatori al fondo foro dai sistemi in cui la presenza di personale è saltuaria o del tutto assente. I sistemi che necessitano di operatori al fondo foro, si configurano con postazioni di comando e controllo in prossimità del fronte di scavo, tramite le quali il personale guida e manovra le operazioni di perforazione. La posizione e la distanza degli operatori rispetto al fronte di scavo, può essere più o meno arretrata e protetta, riducendo il grado di rischio a cui il personale può essere esposto. Naturalmente nei sistemi con escavazione manuale il personale non soltanto è costantemente presente al fondo foro ma opera a diretto contatto col fronte di scavo. Dunque la possibile riclassificazione è la seguente:

- 1 sistemi con presenza costante di personale al fondo foro con grado di rischio:
 - elevato (1.a);
 - medio (1.c);
 - basso (1.d e 3.a);

- 2 sistemi con presenza saltuaria di personale al fondo foro (2.a). Il grado di rischio generalmente risultante basso, si innalza nel caso di accesso del personale al fronte di scavo per interventi sullo scudo e sugli utensili di perforazione;
- 3 sistemi senza presenza di personale al fondo foro (1.b). Nel sistema con fresa a coclea a piena sezione, il personale non può fisicamente entrare all'interno del microtunnel e pertanto il grado di rischio è nullo. Qualora le aste a coclea vengano estratte per permettere l'ingresso di operatori al fondo foro, è necessario prestare la massima attenzione alla possibile instabilità del fronte di scavo o alla presenza di acqua.

Nel seguito si esaminano in dettaglio i sei sotto gruppi di microtunnelling sopracitati.

1.2.1 Sistemi a smarino meccanico con scudo a fronte aperto con escavazione manuale o meccanizzata

Questi sistemi presentano uno scudo costituito da un cilindro in acciaio dotato di rostro sulla parte sommitale se lo scavo viene fatto manualmente. Nelle applicazioni con diametro maggiore di 2 m, in terreni incoerenti, lo scudo può presentare sul fronte una serie di traverse metalliche (*sand shelves*) aventi la funzione di sostenere il terreno, evitando che il fronte possa franare invadendo il condotto in fase di escavazione.

In caso di scavo meccanizzato si può far uso di mini escavatore semovente, di braccio fresante (Figura 6) o di testa fresante aperta con motori elettrici o idraulici al fondo foro (Figura 7). Lo scudo si configura come un semplice cilindro cavo in acciaio che riceve la spinta in coda dalla tubazione, a sua volta spinta in avanti dal gruppo idraulico posta nel pozzo di partenza. Lo smarino viene smaltito tramite carrelli che si muovono su ruote o rotaie. Le configurazioni possibili sono molteplici ma tutte accomunate dallo stesso schema costruttivo.



Figura 6 - Scudo a fronte aperto con braccio fresante (a sinistra) e con escavatore semovente (a destra) [Pipe Jacking Association, 2017]



Figura 7 - Sistema smarino meccanico con scudo a fronte aperto con fresa rotante (cutting head) [Pipe Jacking Association, 2017]

Per quanto concerne le massime distanze raggiungibili in una singola tratta, è necessario considerare le limitazioni derivanti da tre fattori:

- le forze di attrito che si generano tra tubazione e terreno all'avanzamento dello scavo;
- la riduzione di produttività, in termini di avanzamento, oltre una certa distanza di scavo, dovuta alla durata di ogni singolo viaggio dei carrelli convogliatori;
- la perdita di precisione all'aumentare della lunghezza di perforazione a causa, in genere, della mancanza in questi sistemi di un'articolazione di testa che permetta la direzionalità dello scavo.

Questa categoria di *microtunnelling* copre tipicamente i diametri da 1200 a 3000 mm e risulta efficace in terreni fini e misti (anche con trovanti rocciosi) ma scarsamente efficaci in roccia a causa delle basse produttività possibili. Infine si sottolinea come questi sistemi non siano impiegabili sotto falda o comunque in tutti quei casi in cui eventuali flussi d'acqua non possano essere controllati con opportuni gruppi pompanti [Chirulli, 2016].

1.2.2 Sistemi a smarino meccanico con scudo fresante e coclea a piena sezione (auger boring)

Questa categoria di *microtunnelling* è caratterizzata dall'avere una fresa a fronte chiuso (ma non a tenuta d'acqua) e da un sistema di convogliamento dello smarino fuori dal microtunnel costituito da aste a coclea di diametro esterno poco inferiore a quello interno della condotta da interrare. In Figura 8 viene mostrato uno schema di questa tipologia di *microtunnelling*.

Le forze necessarie all'avanzamento dello scavo e cioè la spinta, che deve essere trasmessa alla testa di perforazione, e la coppia, che serve per mettere in moto le coclee e per permettere l'azione di scavo della fresa, vengono generate nel pozzo di partenza da una macchina idraulica che prende il nome di *pressotrivella* o *ABM* (*Auger Boring Machine*), un esempio di *ABM* viene mostrata in Figura 9. Tali macchine idrauliche si differenziano per la spinta e coppia massima che sono in grado di generare, le più potenti sviluppano spinte prossime a 700 tonnellate e coppie che possono superare i 500 kNm.



Figura 8 - Sistema smarino meccanico con scudo fresante e coclea a piena sezione [The Robbins Company, USA]

Durante l'escavazione le coclee ruotano a diretto contatto con la parete interna della condotta, che pertanto è generalmente costituita da una camicia in acciaio (*steel casing*). Tale camicia in acciaio può rappresentare la tubazione definitiva da installare; ciò accade, ad esempio, quando il tubo di acciaio funge da rivestimento del foro all'interno del quale verranno collocate altre tubazioni. Invece nelle applicazioni in cui è richiesto l'utilizzo di tubi in materiale rigido, in PRFV o metallici con rivestimenti protettivi interni (ad esempio epossidici o cementizi), è necessario, dopo il

recupero dello scudo nel pozzo di arrivo, procedere con un'ulteriore fase di spinta, con la quale viene inserita nel foro la condotta definitiva, che a sua volta spinge nel pozzo di arrivo la camicia in acciaio utilizzata in fase di scavo.

Questa tecnica permette di realizzare in modo rapido ed economico perforazioni sopra falda di diametro rientrante nell'intervallo 350÷2000 mm. La distanza massima di ogni singola tratta può raggiungere i 100÷150 m a causa sia della non direzionalità della fresa sia delle forze crescenti essenziali per il funzionamento delle coclee e della testa di scavo. I vantaggi nell'utilizzo delle aste a coclee sono: la semplicità del sistema di allontanamento dello smarino (dal punto di vista meccanico) e il venir meno della fase di trattamento del terreno scavato.



Figura 9 - Pressotrivella da 1220 mm [The Robbins Company, USA]

1.2.3 Sistemi a smarino meccanico con scudo con fresa motorizzata e coclea eccentrica

I sistemi a smarino meccanico con scudo con fresa motorizzata e coclea eccentrica (Figura 10) sono simili ai sistemi del sottoparagrafo precedente tuttavia presentano due sostanziali differenze:

- la coppia necessaria alla rotazione della fresa viene generata al fondo foro tramite un motore elettrico o idraulico;
- le coclee usate per lo smaltimento dello smarino fuori dal microtunnel sono di dimensioni ridotte e si collocano sul fondo del tubo camicia alloggiate in un'apposita tubazione di servizio.

Il tubo camicia può essere anche costruito con materiali diversi dall'acciaio (vista la diversa tipologia e disposizione delle coclee), pertanto è possibile evitare la seconda fase di spinta per l'inserimento della condotta definitiva, presente nei sistemi con coclea a piena sezione. La *pressotri*- *vella*, presente nel pozzo di partenza, ha la funzione di imprimere la spinta di progetto e di generare la coppia necessaria al solo funzionamento delle coclee. La fresa presenta, in genere, delle articolazioni idrauliche che permettono di effettuare manovre direzionali correttive; lo scavo viene infatti monitorato in tempo reale tramite un sistema di guida laser. Per sigillare la testa della fresa e proteggere il motore, viene aggiunta una paratia in acciaio. Questi sistemi non possono operare sotto falda ma sono utilizzabili in quasi tutte le condizioni geologiche, fatta eccezione per i terreni nei quali sono presenti trovanti di dimensioni pari a $1/5 \div 1/4$ del diametro della fresa. La capacità di perforare la roccia risulta maggiore rispetto ai sistemi con coclea a piena sezione in quanto gli utensili di scavo possono essere sostituiti molto più facilmente poiché non sarà necessario rimuovere i tubi camicia.



Figura 10 - Sistema a smarino meccanico con scudo con fresa motorizzata e coclea eccentrica [The Robbins Company, USA]

1.2.4 Sistemi a smarino meccanico con scudo EPB (Earth Pressure Balance)

I sistemi a contropressione di terra sono macchine fresanti a fronte chiuso e a tenuta d'acqua. Il principio di funzionamento consiste nel regolare la pressione di supporto al fronte, in modo da bilanciare le spinte attive del terreno e l'eventuale battente idraulico dovuto alla presenza di falda, attraverso il bilanciamento dello smarino presente nella camera di scavo. Ciò avviene regolando la velocità di rotazione e quindi la portata della coclea che convoglia il terreno scavato verso l'esterno (Figura 11). La coclea permette di mantenere una certa pressione nella camera di scavo (tale pressione è dovuta alla spinta applicata alla testa fresante) pur avendo il punto di scarico a

pressione atmosferica. Ciò è possibile grazie al percorso che il materiale è costretto a percorrere all'interno della coclea, che genera un gradiente negativo di pressione sufficiente ad annullare la pressione presente nella camera di scavo. Uscito dalla coclea, lo smarino viene convogliato meccanicamente fuori dal microtunnel tramite nastri trasportatori o vagoni.



Figura 11 - Scudo a contropressione di terra - EPB [Herrenknecht AG, Germania]

Il bilanciamento della pressione nella camera di scavo viene continuamente monitorata mediante sensori, in questo modo l'operatore è in grado di regolare e mettere a punto tutti i parametri in gioco durante la fase di scavo anche in condizioni geologiche mutevoli, consentendo alte velocità di avanzamento e riducendo al minimo il rischio di subsidenza in superficie.

I microtunneler EPB sono molto efficaci in terreni coesivi con alto contenuto di argilla e limo e bassa permeabilità all'acqua, dunque non tutte le condizioni del terreno hanno caratteristiche ideali allo stato naturale. Tuttavia, il campo di applicazione di questo metodo può essere notevolmente migliorato dal *condizionamento* del terreno.

Uno dei vantaggi dei sistemi EPB rispetto alle macchine *slurry shield* è il fatto di non dover procedere al trattamento dello smarino fuori dal microtunel, ciò comporta: minori costi energetici, un'area di cantiere minore, minor tempo necessario per lo smaltimento del terreno scavato e minor inquinamento acustico. Uno svantaggio, invece, è rappresentato dalla difficoltà di accesso al fronte di scavo in quanto, per poter accedere, si dovrebbe svuotare la camera di scavo e ciò po-trebbe comportare la perdita di stabilità del fronte stesso.

Questi sistemi sono caratterizzati dall'avere la spinta, necessaria all'avanzamento, generata fuori foro da un gruppo idraulico e la coppia generata al fondo foro da un motore elettrico o idraulico. Sono utilizzabili anche sotto falda e in presenza di terreni cedevoli. I diametri degli scudi sono in genere superiori a 1700 mm, gli scudi sono direzionali e dotati di guida ottica, infine è possibile installare qualsiasi tipo di condotta rigida o duttile.

1.2.5 Sistemi a smarino idraulico con scudo a fronte chiuso (slurry shield)

I sistemi a contropressione di fango si differenziano significativamente da tutte le categorie di *microtunnelling* trattate finora in quanto il terreno o la roccia scavati vengono allontanati per via idraulica dal fronte di scavo. L'intero processo di perforazione e smaltimento dello smarino avviene grazie al sistema idrico.

Si possono distinguere due varianti nei microtunneler *slurry shield*. Nella prima variante, più semplice, il fluido di perforazione, a una pressione prestabilita, viene pompato direttamente nella camera di scavo riempiendola completamente. La pressione di mandata del fluido è un parametro importante perché determina la contropressione che viene volutamente creata dietro lo scudo e che ha la funzione di bilanciare le eventuali spinte del terreno e il battente idraulico di un'eventuale falda, stesso compito che ha la massa di terra scavata e pressurizzata nei sistemi EPB. In realtà a seguito della leggera sovrappressione presente nella camera di scavo, il fluido di perforazione raggiunge il fronte e, penetrando nel terreno, forma un *filter cake* ovvero una membrana impermeabile (in caso di terreni fini) o uno strato impregnato (in presenza di terreni grossolani), che garantisce una protezione nei confronti di eventuali venute d'acqua e riduce eventuali subsidenze. Occorre dunque che la pressione sia mantenuta ai valori prestabiliti, evitando che l'incontro con formazioni aperte e le conseguenti perdite di fango, producano brusche cadute di pressione. In Figura 12 è possibile osservare i componenti di un microtunneler *slurry shield*.



Figura 12 - Schema di un microtunneler a smarino idraulico [Herrenknecht AG, Germania]

Per minimizzare il fluttuare della pressione al fronte e quindi per poter controllare con maggior precisione la pressione del fango, è disponibile sul mercato una seconda tipologia di microtunneler di tipo slurry shield, nota come mixshield. In questa tipologia di macchina vi è la presenza di una doppia camera per generare la contropressione al fronte. La prima camera retrostante lo scudo è completamente piena di fluido bentonitico mentre una camera retrostante, collegata alla prima attraverso un'apertura nella parte inferiore, presenta una bolla d'aria nella parte superiore. Proprio questa bolla d'aria permette una precisa regolazione della pressione di supporto che, grazie al principio dei vasi comunicanti, si trasmette nella camera di scavo e quindi al fronte. In questo modo, il sistema di regolazione della pressione al fronte è totalmente svincolato dal sistema di smarino, infatti la bolla d'aria viene alimentata da un sistema di valvole che permettono una regolazione con precisione di 0,1 bar mentre potenti pompe centrifughe vengono dedicate all'estrazione dello smarino (mescolato con il fluido bentonitico). Un ulteriore circuito è invece dedicato al rifornimento di fluido bentonitico fresco in modo da mantenere il livello di riempimento entro il range di lavoro. In più, apposite saracinesche di bloccaggio dell'aria consentono l'ingresso al personale in modo semplice e veloce, dopo che il fluido bentonitico di supporto sia stato pompato fuori e rimpiazzato con aria compressa. Eventuali sostituzioni di utensili di taglio possono avvenire più facilmente e in modo sicuro durante questa fase nella quale il tunnel rimane in aria libera: il fronte è quindi parzialmente accessibile (Figura 13).



Figura 13 - Schema di un microtunneler del tipo mixshield [Herrenknecht AG, Germania]

In entrambe le tipologie di teste fresanti, il materiale abbattuto si amalgama al fluido bentonitico e viene asportato dalla camera di scavo attraverso la tubazione di ritorno del circuito *slurry*. Per evitare che pezzature di materiale estratto troppo grandi possano creare problemi nella fase di trasporto attraverso la tubazione, la macchina presenta nella camera di scavo un frantumatore anteposto ad una griglia di accesso del materiale abbattuto. Il frantumatore, a mascelle, viene attivato dall'operatore della fresa quando riscontra variazioni di pressione nella linea di aspirazione. Il sistema prevede pertanto un circuito chiuso del fluido di perforazione che attraversa un impianto di separazione necessario al recupero del fluido bentonitico e all'asportazione/allontanamento del materiale abbattuto. L'impianto fuori terra nel quale viene preparato il fluido di perforazione, generalmente a base d'acqua con bentonite ed eventuali additivi, è composto da un contenitore/miscelatore della bentonite, una riserva d'acqua e un compressore. La formulazione del fluido di perforazione dipende da una serie di parametri tra i quali vi sono: la tipologia di terreno, che si incontrerà durante le operazioni di scavo, la lunghezza e la profondità del microtunnel. L'impianto di trattamento del fango proveniente dalla camera di scavo, invece, è composto da un separatore di sabbia, una vasca di decantazione fanghi, una centrifuga e un compressore. Il detrito umido uscente dall'unità di separazione viene successivamente smaltito. In Figura 14 vengono mostrati le principali apparecchiature di un cantiere con microtunneler a smarino idraulico.



Figura 14 - Schema di un sistema da microtunnelling a smarino idraulico [Terratec, Australia]

L'avanzamento dello scudo avviene per spinta, tramite un gruppo idraulico installato nel pozzo di partenza; la coppia invece viene generata da motori elettrici o idraulici posti a tergo dell'unità di perforazione al fondo foro. Gli scudi sono articolati per permettere correzioni direzionali che possono risultare necessari a seguito del controllo attivo della traiettoria fatta tramite sistemi di guida ottica.

Quando si usa un sostegno a pressione di fango, il tipo di smarino da trattare è molto importante per la produttività dell'intero processo. Alte percentuali di limo e argilla vengono separate con difficoltà nell'impianto di trattamento dei fanghi e quindi con ampio dispendio economico, energetico e di tempo. Pertanto è consigliabile l'utilizzo di scudi di tipo *slurry* negli scavi in sabbia e ciottoli di fine e media pezzatura.

1.2.6 Sistemi con scudo a fronte chiuso con avanzamento autonomo (mini TBM)

Vi è una variante dei sistemi EPB e dei sistemi *slurry shield* nella quale le forze necessarie all'avanzamento dello scavo vengono totalmente generate al fondo scavo. Queste macchine si configurano come delle mini TBM a singolo scudo, quindi sono dotate, oltre che di tutte le necessarie articolazioni di testa, di una batteria di pistoni telescopici idraulici longitudinali che esercitano la loro spinta sulla condotta in coda alla macchina. La tubazione può essere costituita da blocchi circolari oppure da conci che opportunatamente giuntati completano l'intero anello di rivestimento. Usando la prima tipologia di condotte è necessario avere, nel pozzo di partenza, un gruppo idraulico che spinga i tubi all'interno del foro, tale necessita viene meno utilizzando tubazioni a conci. Questi ultimi vengono portati con appositi sistemi a gru nella zona interna allo scudo e posizionati attraverso l'ausilio in un braccio meccanico della mini TBM (denominato erettore) in modo da formare l'intero anello di rivestimento.

1.3 Microtunnelling con installazione di tubi continui (Direct Pipe[®])

Il *microtunnelling* con installazione di tubi continui rappresenta un'evoluzione del tradizionale *microtunnelling* e suscita interesse soprattutto per l'installazione di tubi in acciaio di mediogrande diametro ($800 \div 1500$ mm), con lunghezze fino ai 1500 m. Questa tecnologia, commercializzata dall'azienda tedesca *Herrenknecht AG*, permette l'interramento per spinta di una condotta continua in acciaio pre-assemblata, a tutta lunghezza fuori terra, e pre-ispezionata, operando da un singolo punto di stazione. Sotto molti aspetti combina le caratteristiche peculiari di due distinti tecnologie: il *microtunnelling* e il *directional drilling*.

In un unico step, viene realizzato lo scavo e installata la tubazione, questo determina elevate velocità e economicità dell'interramento. Dall'area di lancio, il terreno viene scavato tramite microtunneler di tipo *slurry shield* dotato di guida ottica e articolazioni utili per le possibili correzioni di traiettoria. Il terreno scavato viene rimosso grazie al circuito idraulico che si dirama lungo la condotta e termina nell'impianto di trattamento fuori terra. La tubazione continua viene spinta nel foro di trivellazione contemporaneamente allo scavo grazie all'azione del *pipe thruster*.

1 - La tecnologia del microtunnelling

Quest'ultimo rappresenta una delle differenze principali rispetto al *microtunnelling* tradizionale in cui si fa uso di un gruppo di pistoni idraulici. Il *pipe thruster* non è altro che un gruppo di spinta a ganasce che aggancia il tubo sulla superficie esterna e, traslando, lo spinge all'interno del foro (Figura 15). La corsa massima del *pipe thruster* è di 5 m e la potenza di spinta massima è pari a 750 tonnellate. La componente orizzontale della forza di spinta viene trasferita al terreno tramite la fondazione in cemento armato, su cui viene posizionato il gruppo di spinta, mentre la componente verticale si scarica attraverso i diaframmi o palancole presenti nell'area di lancio.



Figura 15 - Pipe thruster [Herrenknecht AG, Germania]

A livello geologico, l'impiego dalla tecnologia Direct Pipe[®] è possibile in qualsiasi tipologia di terreno: dai terreni fini, alle rocce, ai terreni eterogenei e permeabili all'acqua. I tracciati in salita (*uphill*) e in discesa (*downhill*), così come i tratti curvilinei vengono gestiti con precisione dai sistemi di guida ottica, raggiungendo in questo modo precisioni centimetriche. Il tracciato normalmente è ad arco, sotto l'ostacolo da superare, come per il *directional drilling* (Figura 16).

Le aree di partenza e arrivo della condotta sono molto ridotte, pertanto tale tecnologia può essere utilizzata anche in aree densamente popolate, riducendo al minimo i disagi per la cittadinanza. Inoltre le postazioni di lancio e arrivo sono prossime al piano campagna e dunque non è necessario realizzare pozzi profondi che rappresentano una delle voci di costo più rilevanti nelle applicazioni con *microtunnelling* tradizionale (Figura 17). La testa fresante viene recuperata dopo la fine dello scavo insieme a tutte le altre componenti tecnologiche recuperabili come: le linee di mandata e di scarico dello *slurry* e i circuiti elettrici. 1.3 Microtunnelling con installazione di tubi continui (Direct Pipe®)



Figura 16 - Schema d'installazione tipico con Direct Pipe® [Herrenknecht AG, Germania]



Figura 17 - Catena di lancio per l'installazione di una tubazione in acciaio mediante Direct Pipe[®] [Herrenknecht AG, Germania]

Con il Direct Pipe[®], l'intera infrastruttura di cantiere, compresa la condotta prefabbricata, si colloca su un unico estremo del tracciato, ciò riduce sensibilmente le spese per la logistica e la preparazione della zona di arrivo. Tale caratteristica, inoltre, è ideale per la realizzazione di condotte aventi un'uscita a mare, in quanto non sarà necessario allestire un'area di cantiere nel punto di arrivo, dove comunque avverrà il recupero della testa di perforazione.

In conclusione il Direct Pipe[®] presenta i seguenti vantaggi:

- scavo e condotta vengono inseriti in un singolo e continuo step;
- supporto permanente dello scavo;
- velocità di installazione elevate;
- si opera attraverso un'unica area di cantiere (punto di partenza) che in genere risulta poco profonda e quindi meno costosa di un classico pozzo di spinta per *microtunnelling*;
- installazione diretta di condotte pre-assemblate e pre-ispezionate;
- elevata direzionalità dello scavo sia in curva sia nei tracciati rettilinei in salita e in discesa.

1.4 Elementi presenti in uno scavo con microtunnelling

Il microtunnelling è costituito da una serie di componenti, tra cui:

- testa fresante con relativi utensili di scavo;
- pozzi di spinta e ricezione;
- sistema di controllo delle operazioni di scavo;
- sistema di guida del microtunneler;
- sistema di trasporto dello smarino;
- unità di spinta;
- fluido lubrificante e di perforazione;
- tubi di spinta;
- anelli ripartitori delle spinte;
- impianto di trattamento del fango (in caso di scudi di tipo *slurry*).

In seguito vengono trattati gli elementi sopracitati nel dettaglio.
1.4.1 Testa di perforazione

La scelta della tipologia di testa di perforazione dipende da diversi fattori quali:

- granulometria attesa nella camera di scavo;
- pressione attesa al fronte;
- gestione del materiale scavato;
- performance di scavo;
- stabilità del fronte di scavo.

L'analisi geotecnica del terreno lungo il tracciato fornisce informazioni importantissime per la scelta dello scudo e per la configurazione degli utensili di scavo della testa fresante. In tal senso, un dato rilevante per definire il campo di operatività delle diverse teste di scavo (in particolare in riferimento agli scudi EPB e *slurry*) è il il coefficiente di permeabilità del terreno (Figura 18). Una permeabilità di 10⁻⁷ m/s rappresenta il limite empirico per operare con le EPB. Solo quando il terreno ha una opportuna fluidità plastica è possibile bilanciare e controllare il volume di terreno presente nella camera di scavo. Oggi, grazie alle innovazioni tecnologiche nel settore chimico, si è ampliato il campo di applicazione delle diverse tipologie di frese scudate tramite l'utilizzo di polimeri, tensioattivi e schiume.

Permeability 10 stone coarse 10 Slurr medium 10 ave coarse-grained 10 sand medium-graine sand fine sand 10 silt clay 10 EPB 10 silt 10-11 12 10 permeability faktor k (m/s)

Figura 18 - Campo di applicazione slurry shield/EPB in funzione del coefficiente di permeabilità del terreno [Herrenknecht AG, Germania]

I parametri più importanti della roccia e/o terreno per la scelta della macchina sono:

- curva granulometrica;
- permeabilità dell'ammasso;
- limiti di consistenza;
- mineralogia della roccia oppure frazione argillosa;
- qualità del terreno;
- caratteristiche di resistenza e deformabilità.

Quando si usa uno scudo tipo *slurry*, la tipologia di terreno scavato è molto importante per la produttività dell'intero processo. Alte percentuali di limo e argilla vengono separate con difficoltà nell'impianto di trattamento dei fanghi e quindi con ampio dispendio economico, energetico e di tempo. Pertanto è consigliabile l'utilizzo di scudi di tipo *slurry* negli scavi in sabbia e ciottoli di fine e media pezzatura. La presenza di massi può essere risolta con l'aggiunta di un frantumatore anteposto alla condotta di raccolta dello *slurry* nella camera di scavo.

Invece per quanto concerne i sistemi EPB, essi sono molto efficaci in terreni coesivi con alto contenuto di argilla e limo e bassa permeabilità all'acqua, dunque non tutte le condizioni del terreno hanno caratteristiche ideali allo stato naturale. Tuttavia, il campo di applicazione di questo metodo può essere notevolmente migliorato dal *condizionamento* del terreno. Questo implica cambiare la plasticità, la consistenza e la permeabilità all'acqua del terreno iniettando materiali condizionanti come acqua, bentonite, agenti schiumogeni o polimeri. La scelta degli additivi è funzione della tipologia di terreno da trattare e dei parametri che è necessario dare al terreno affinché possa avvenire una facile escavazione da parte dello scudo fresante. Questo trattamento consente agli scudi EPB di ottenere buoni avanzamenti anche in terreni eterogenei contenenti ghiaia, sabbia, o in condizioni geologiche instabili che prima erano di dominio assoluto dei sistemi *slurry shield*. In Figura 19 si evidenzia col contorno nero le condizioni geologiche nelle quali gli scudi EPB possono essere utilizzati, mentre con contorno arancione il campo di impiego delle macchine *slurry mode*. L'area di sovrapposizione delle due tipologie di scudi rappresenta le condizioni geologiche nelle quali, per l'utilizzo di macchine EPB, è necessario procedere al *condi-zionamento* del terreno.

Gli sviluppi più recenti nel campo dell'iniezione dei materiali si sono avuti nelle schiume. La schiuma è composta da bolle d'aria incapsulate in un fluido detergente, che tiene separate le particelle di suolo. L'attrito interno e la permeabilità del terreno sono così ridotte. Quando si usa la bentonite per il condizionamento del terreno è semplice calcolare il volume necessario per lo scavo, essendo la bentonite un materiale incompressibile; invece la schiuma, essendo aria al 90÷95%, richiede sistemi di iniezione automatici in quanto è molto compressibile ed il controllo del volume da immettere è inevitabilmente più complesso. Il volume di schiuma da inoculare è funzione:

- della velocità di avanzamento;
- della fresa tagliante;
- della pressione del terreno.

Un particolare vantaggio della schiuma, in relazione agli scudi più ampi, è che, a causa del suo basso peso, non scenderà velocemente verso le parti basse della testa fresante, assicurando quindi la miglior miscelazione con il terreno durante lo scavo; in più la schiuma impiega una percentuale di additivi molta bassa e ciò favorisce un semplice smaltimento dello smarino, dispensando dal bisogno di trattamenti aggiuntivi fuori dal microtunnel.



Figura 19 - Espansione del campo di applicazione degli scudi EPB grazie al condizionamento del terreno [Herrenknecht AG, Germania]

1.4.2 Utensili di scavo

La testa di perforazione (*cutterhead*) è dotata di opportuni utensili di scavo (*cutters*) che vengono scelti e posizionati sullo scudo a seguito di un'attenta fase progettuale, che tiene conto: del tipo di terreno e del livello di falda che si incontreranno lungo lo scavo; dello spazio limitato sulla testa della fresa e del massimo carico sopportabile da ciascun *cutter*. Con il movimento rotatorio dello scudo e la spinta del gruppo idraulico, i *cutters* scavano la roccia e/o il terreno sul fronte di perforazione. A seconda della geologia, è possibile scegliere tra diverse tipologie di utensili di scavo (Figura 20): lame di taglio (*cutting knives*), dischi di taglio (*disc cutters*) o scarificatori

(*rippers*). Le teste per terreni granulari sono caratterizzate da fori che permettono l'ingresso del materiale nella camera di scavo e da *cutters* a forma di "denti", quelle per terreni coesivi presentano aperture di maggiori dimensioni e utensili a lama, infine le teste per lo scavo in roccia utilizzano dischi di taglio che possono essere semplici o doppi (Figura 21).



Figura 20 - Esempi di cutters per la testa di perforazione [Herrenknecht AG, Germania]

Il tagliante a disco è un utensile rotante consono a scavare la roccia per compressione ed in genere è realizzato in acciaio speciale opportunatamente trattato. I dischi sono posti sulla testa di perforazione dimodoché il tagliante sia perpendicolare al fronte di scavo. Alla rotazione della testa fresante, ciascun disco realizza un solco di taglio (*kerf*) circolare e concentrico ai solchi tracciati dagli altri dischi. La collocazione dei taglianti sulla testa viene pensato in modo da avere un corretto distanziamento tra i solchi cosicché le fratture prodotte nella roccia da ciascun tagliante si intersechino e di conseguenza la roccia si frantumi in schegge di piccola dimensione (*chips*) facilmente amovibili. Più grande è il disco, maggiore è il carico che è possibile applicare sulla roccia, da ciò consegue che per scavare rocce maggiormente resistenti è opportuno montare taglianti a disco di grandi dimensioni.

La qualità e la durata degli strumenti di scavo hanno un ruolo significativo sulle prestazioni e sull'efficienza economica del *microtunnelling*. Infatti la qualità degli utensili di scavo garantisce: da un lato una rimozione produttiva del terreno/roccia e dall'altro una vita utile elevata degli stessi elementi, che implica una riduzione o totale annullamento dei tempi di fermo cantiere per la loro

sostituzione. Per ottenere *cutters* di qualità sempre maggiore, vi è un continuo studio del tipo di lega metallica da utilizzare in fase di produzione e uno accurato processo di controllo del mantenimento degli alti standard qualitativi nei cicli di produzione. La durata dei bordi e/o dei denti dell'utensile di scavo è migliorata enormemente dalla saldatura al tungsteno, che viene realizzata nei casi di elevata abrasività del terreno.



Figura 21 - Teste di taglio per differenti condizioni geologiche. Da sinistra verso destra: terreni coesivi, terreni misti, roccia [Herrenknecht AG, Germania]

Infine si evidenzia come oggi ci siano dei sensori che ottimizzano gli intervalli di manutenzione degli utensili di scavo. Infatti essi sono in grado in tempo reale di localizzare gli utensili di taglio danneggiati o bloccati, e di monitorare la pressione di contatto dei singoli *cutters*, segnalando possibili anomalie; in questo modo i tempi di fermo cantiere vengono ridotti al minimo.

1.4.3 Sala di controllo

L'intero processo di installazione di una nuova condotta viene monitorato nella sala di controllo, che generalmente viene collocata in superficie, in prossimità del pozzo di spinta. Il monitoraggio costante di tutte le fasi del processo di interramento e la fornitura di informazioni in tempo reale a tutti i soggetti interessati sono aspetti estremamente importanti per il buon esito delle operazioni. Con reti multi-sensore ad alta precisione, i sistemi di informazione e monitoraggio ottimizzano

tutti i processi di *microtunnelling*. La disponibilità di dati in tempo reale è fondamentale per il coordinamento e la sicurezza delle costruzioni. La funzione principale del sistema di controllo è quella di monitorare e archiviare tutti i dati del processo di interramento. In generale i dati più importanti che vengono controllati sono:

- la spinta generata da ciascun pistone costituente il gruppo di spinta idraulico;
- la velocità di rotazione dello scudo;
- la velocità di avanzamento dello scavo;
- nei microtunneler EPB: la pressione nella camera di scavo legata alla velocità di rotazione e quindi alla portata della coclea per l'allontanamento dello smarino;
- nei microtunneler *slurry shield*: la pressione di mandata del fluido di perforazione e la pressione di ritorno del fango;
- nei microtunneler *mixshield*: oltre alle pressioni del circuito idraulico dello slurry, la pressione della condotta d'aria compressa;
- la traiettoria seguita dalla testa di perforazione;
- la pressione del lubrificante;
- il corretto funzionamento del sistema di ventilazione (se presente).

Il sistema di controllo può essere manuale o completamento automatico. In quest'ultimo caso, se è possibile, verranno automaticamente effettuate azioni correttive in caso di superamento delle soglie di tolleranza preimpostate, altrimenti verranno segnalati agli operatoti le anomalie riscontrate in attesa di un loro intervento.

1.4.4 Sistema di guida ottica

Il sistema di guida tradizionale, costituito da una stazione totale laser (collocata nel pozzo di partenza) e un target fotosensibile solidale con lo scudo, può essere utilizzato fino ad una lunghezza di perforazione di circa 400 m. Superata tale distanza, la precisione del sistema tradizionale decade al punto tale da non risultare più idoneo al mantenimento della traiettoria entro le soglie di tolleranze centimetriche che caratterizzano il *microtunnelling*.

Pertanto, in presenza di tracciati aventi lunghezza maggiore di 400 m o aventi tratti curvilinei, si utilizza il sistema automatico di controllo tipo SLS–LT, che è stato messo a punto proprio per far fronte alle predette esigenze di tracciato. Si tratta di un sistema che controlla la reale posizione del microtunneler tramite un raggio laser, che raggiunge l'unità ELS (Electronic Laser System), che è alloggiata a tergo dello scudo. Il sistema ELS è provvisto di due inclinometri interni al fine di definire l'esatta posizione dello scudo rispetto alla traiettoria di progetto, in termini di deviazione verticale, orizzontale e angolare. Per assicurare che il laser di guida continui a colpire l'unità

ELS anche in presenza di tratti curvilinei, il sistema di guida è provvisto di una stazione totale automatica che centra l'unità ELS della testa fresante e due prismi posti tra la fresa e la stessa stazione totale, andando così a misurare la traiettoria reale.

La posizione della stazione totale è ancorata a dei capisaldi, posti dietro la stazione stessa, che sono stati fissati tramite precedenti misurazioni. La stazione totale deve essere installata su di una base di appoggio autolivellante, capace di correggere le eventuali rotazioni del tubo. Il laser di guida ha il suo primo punto in corrispondenza del pozzo di partenza, dove deve essere posizionato in un punto fermo non soggetto a spostamenti indotti dal terreno o dall'anello di spinta. Pertanto il laser non dovrà essere fissato in corrispondenza delle pareti del pozzo, ma dovrà essere installato sulla soletta di fondo oppure in superficie all'esterno dell'area del pozzo. In questo modo si eviteranno deviazioni del microtunneler dalla traiettoria di progetto a causa di piccoli spostamenti del laser di guida. In Figura 22 viene mostrato uno schema del sistema di guida SLS-LT. Il monitoraggio della traiettoria reale del microtunneler rispetto alla traiettoria di progetto avviene

- tramite la misura dei seguenti parametri:
 - deviazione verticale;
 - deviazione orizzontale;
 - angolo di deviazione;
 - azimuth di deviazione.

Ogni deviazione dalla traiettoria di progetto dovrà essere rapidamente rettificata dall'operatore posto nella sala di controllo, che dovrà attivare i pistoni di guida della testa di scavo. La correzione tuttavia non dovrà essere improvvisa e brusca in quanto si avrebbero forti disallineamenti tra tubi contigui con raggi di curvatura molto stretti, che potrebbero provocare indesiderate concentrazioni delle forze di spinta.

Infine, si dovrà fare in modo che il sistema di spinta, posizionato nel pozzo iniziale, sia correttamente orientato in accordo con la traiettoria di progetto, al fine di non avere un errore sistematico di direzione. Controlli topografici periodici di verifica e taratura del sistema assicurano elevati gradi di precisione.



Figura 22 - Sistema di guida SLS-LT [VMT GmbH, Germania]

1.4.5 Sistema di spinta

L'avanzamento della testa di perforazione e della tubazione avviene grazie a martinetti telescopici idraulici montati tra un anello di spinta e una piastra di contrasto in acciaio. La piastra di contrasto viene posizionata contro il muro di controspinta del pozzo, dimensionato per sopportare lo sforzo di compressione risultante. La velocità di spinta viene sincronizzata, elettronicamente, con la velocità di scavo della testa di perforazione, dunque risulta influenzata dalle caratteristiche idrogeo-logiche incontrate durante l'avanzamento dello scavo. La spinta massima del gruppo idraulico deve essere maggiore di quella strettamente necessaria all'avanzamento dello scavo in modo da poter avere un certo margine di operabilità. La corsa massima della slitta così come la spinta massima del gruppo idraulico variano in base alle necessità di ogni singola applicazione.

Per installazioni di lunghezze significative, si fa inoltre uso di stazioni intermedie di spinta (*interjack*) così facendo la spinta totale F_s viene parzializzata in *n* settori e pertanto si riduce la spinta massima richiesta al gruppo idraulico. Tutto ciò comporta che il calcolo della risultante delle forze d'attrito deve essere fatta solo per un tratto di galleria di lunghezza pari alla distanza delle stazioni intermedie di spinta, considerando le condizioni al contorno più sfavorevoli. La determinazione delle forze in gioco consente di determinare numero, tipo e distanza degli *interjack*. In generale le stazioni di spinta intermedie vengono collocate mediamente ogni 100÷120 m. Fa eccezione la prima che, in genere, viene posta a minor distanza, in quanto oltre alle forze di attrito circonferenziali deve tener conto della resistenza esercitata dal terreno al fronte di scavo.

Durante lo scavo, l'*interjack* viene messo in funzione alternativamente al gruppo di pistoni idraulici. I martinetti, della stazione intermedia di spinta, fanno avanzare il treno di tubi anteriore usando le tubazioni poste dietro la stazione intermedia come elementi di reazione. Questi martinetti sono posizionati in maniera da distribuire uniformemente il carico sulla superficie del tubo posteriore. Dopo il completamento dello scavo, le stazioni di spinta intermedie vengono smontate e recuperate insieme a tutte le altre componenti tecnologiche fatte passare all'interno delle condotte durante le fasi di scavo. In Figura 23 viene mostrato un esempio di *intermediate jacking station*.



Figura 23 - Stazione di spinta intermedia [Napoleoni, 2012]

1.4.6 Anello ripartitore delle spinte

L'anello ripartitore delle spinte, presente nella sezione terminale di ciascun concio di tubazione, è normalmente costituito da un'essenza lignea ed ha la funzione di evitare il contatto diretto tra le estremità di due conci consecutivi, garantendo grazie alla sua deformabilità intrinseca, una migliore distribuzione della spinta. Negli ultimi anni si è puntato sempre più all'installazione di sottoservizi caratterizzati da diametri e lunghezze crescenti, con un conseguente incremento delle spinte necessarie all'avanzamento delle tubazioni. Tutto ciò risulta ulteriormente amplificato nel caso di tracciato curvilineo a seguito della nascita di un'eccentricità della forza di spinta che determina, a parità di forza applicata, delle tensioni maggiori su aree limitate del concio. Queste problematiche sono state in parte superate grazie all'anello ripartitore della spinta tipo *Hydraulic Joint*, che permette l'interramento di condotte di elevata lunghezza e con raggi di curvatura stretti. Esso è caratterizzato dalla capacità di sopportare elevate forze di spinta ed è associato a un sistema di monitoraggio continuo delle pressioni esercitate sui giunti. Tale anello è in realtà un giunto idraulico costituito da un tubo di materiale plastico riempito di acqua, che viene fissato alle estremità delle condotte tramite appositi sostegni in polistirolo (Figura 24).



Figura 24 - Hydraulic Joint [Jackcontrol AG, Svizzera]

L'acqua all'interno del giunto permette una migliore distribuzione delle forze di spinta sull'intero bordo della tubazione, andando così a ridurre l'eccentricità delle forze di spinta. Questi giunti, dopo la completa installazione della tubazione, rimangono alle estremità dei conci fungendo da anello di tenuta stagna. Per migliorare ulteriormente la tenuta stagna, nelle condotte di calcestruzzo e di cemento armato, è possibile sigillare i giunti con malte cementizie (opzione *P-Type*), assicurando una completa impermeabilizzazione dell'opera (Figura 25).



1.4 Elementi necessari per l'interramento di una condotta

Figura 25 - Sigillatura dell'Hydraulic Joint [Jackcontrol AG, Svizzera]

A seconda della lunghezza e del diametro della condotta da installare, varia il possibile raggio di curvatura minima realizzabile tramite l'*Hydraulic Joint* (Tabella 1 e Tabella 2).



Tabella 1 - Range di applicazione dell'Hydraulic Joint [Jackcontrol AG, Svizzera]



1 - La tecnologia del microtunnelling

Tabella 2 - Range di applicazione dell'Hydraulic Joint P-Type [Jackcontrol AG, Svizzera]

1.4.7 Fluido bentonitico

Nella maggior parte delle applicazioni con *microtunnelling*, vi è l'iniezione di un fluido lubrificante nel sovrascavo, tale fluido ha la funzione di ridurre le forze d'attrito che si generano al contatto tra tubazione e terreno. Nei microtunneler di tipo *slurry shield*, la stessa tipologia di miscela viene impiegata per garantire la giusta pressione al fronte di scavo ed evacuare il terreno scavato. Il fluido di perforazione e lubrificazione a base d'acqua più utilizzato è quello bentonitico (*bentonite mud*). Si tratta di una dispersione colloidale di bentonite (fase dispersa, solida) in acqua (fase continua, liquida), che ha la proprietà di permanere in stato liquido (*sol*) finché è sottoposta ad uno scorrimento, per assumere rapidamente una certa consistenza (*gel*, dispersione colloidale con fase dispersa liquida e fase continua solida) quando cessa la sollecitazione.

La bentonite è un fillosilicato, un minerale argilloso composto per lo più da montmorillonite, calcio o sodio. Si trova in terreni vulcanici come prodotto di decomposizione della cenere vulcanica e si estrae da depositi affioranti. I principali depositi sono situati nel Nord America, in particolare nel Montana, vicino Fort Benton, località da cui deriva il nome di tale sostanza. Una volta avvenuta l'estrazione di tale minerale, esso viene sottoposto ad alcuni processi di lavorazione che hanno come finalità quella di produrre un prodotto avente le proprietà adatte all'impiego per il quale è stato destinato. Per l'utilizzo nel *microtunnelling*, la bentonite viene fornita in polvere, priva di grumi e di sostanze estranee che possano condizionare la qualità del prodotto finale. Essa avrà un rapporto sodio/calcio regolato in modo tale da creare una miscela perfettamente stabile; per migliorare le proprietà della miscela, possono essere impiegati degli additivi. L'impianto di miscelazione del fluido di scavo è costituito da:

- unità di miscelazione per la preparazione del fluido bentonitico;
- dosatore automatico;
- silos di stoccaggio;
- vasca per la maturazione ed agitazione della bentonite;
- compressori per garantire un efficiente circuito idraulico.

Il sovrascavo è pari generalmente a 15÷50 mm e la sua funzione è quella di ridurre il più possibile il contatto tra il treno di tubi e il terreno circostante. Tale spazio anulare può rimanere vuoto se il terreno, in cui avviene lo scavo, ha proprietà meccaniche in grado di conservare tutta l'ampiezza del sovrascavo. In questi casi, non soltanto non si avranno cedimenti superficiali ma si avranno anche ridotte forze d'attrito circonferenziali in quanto l'area di contatto tra tubazioni e terreno sarà minima. Viceversa, qualora lo scavo avvenga in terreni non stabili, l'*anulus* deve essere riempito di una miscela bentonitica o da una sospensione a base di polimeri, in modo da evitare la chiusura del foro, i conseguenziali cedimenti superficiali e ridurre le forze d'attrito.

L'iniezione di bentonite avviene tramite opportuni nipples con i quali è possibile regolare la pressione di iniezione che, in presenza di falda acquifera, dovrà essere maggiore della pressione idraulica. Tutte le stazioni sono protette dalla penetrazione di agenti esterni grazie ad una valvola di non ritorno. Il numero, la posizione delle stazioni di lubrificazione lungo il treno di tubazioni e la disposizione degli iniettori lungo la circonferenza della tubazione sono scelte progettuali che dipendono dalle condizioni idrogeologiche del sito, dalla tipologia di tubi e dal tipo di sistema di lubrificazione utilizzato. L'obbiettivo che si cerca di raggiungere è quello di garantire che il lubrificante sia uniformemente distribuito sulla superficie esterna delle condotte.

I moderni sistemi di lubrificazione consentono di introdurre la bentonite nello spazio anulare in modo preciso e mirato. Permettono di iniettare diverse quantità e tipologie di bentonite in punti differenti del tracciato, in modo da regolare la lubrificazione alle dissimili condizioni idrogeologiche che è possibile incontrare lungo la perforazione. Oggigiorno vi sono sistemi di lubrificazione capaci di lavorare contemporaneamente con quattro linee di mandata distinte. Questa opzione agevola la realizzazione di microgallerie lunghe e in contesti geologici anche molto eterogenei lungo il tracciato di progetto (Figura 26).

Per creare un film lubrificante continuo nello spazio anulare, il sovrascavo deve essere riempito il più presto possibile con la giusta quantità di bentonite. Il rilascio automatico della corretta quantità di lubrificante nelle singole stazioni evita la sovra o sotto alimentazione e assicura una lubrificazione efficiente. Per il controllo del volume di bentonite da iniettare, il microtunnel viene idealmente suddiviso in sezioni (in base alle condizioni idrogeologiche) e ad ognuna di essa viene assegnato un volume specifico di miscela lubrificante. Nel caso in cui l'iniezione sia eseguita in modo sistematico e continuo, con adeguati volumi di miscela, si raggiunge la condizione limite per la quale l'attrito risulta indipendente dalla granulometria del terreno attraversato. Inoltre in questo modo si riesce ad evitare la convergenza del terreno durante i fermi cantiere tra una spinta e l'altra. Tutto il sistema di lubrificazione compresi i volumi di bentonite, la pressione di iniezione, l'apertura e la chiusura dei nipples vengono costantemente monitorati. Al termine dello scavo, il circuito di lubrificazione viene utilizzato per iniettare una miscela a base cementizia nel sovrascavo, al fine di ottenere la presa del fluido bentonitico precedentemente immesso ed evitare così deformazioni a lungo termine.



Figura 26 - Sistema di iniezione a tergo dei conci [Herrenknecht AG, Germania]

Per quanto concerne il fluido immesso nella camera di scavo, esso ha la funzione di mantenere in sospensione il terreno scavato (garantendone il trasporto e la rimozione), di raffreddare gli utensili di scavo e di garantire la stabilità del fronte. In merito a quest'ultimo punto, il fluido dovrà favorire la creazione di un *cake* sulla superficie del fronte. Il *cake* ha la funzione di scongiurare l'infiltrazione della miscela all'interno del terreno, che implicherebbe la diminuzione della stabilità del fronte sia per la riduzione della pressione di sostegno che per la nascita di sovrappressioni neutre nel terreno con conseguente riduzione di quelle efficaci. Per raggiungere tale obbiettivo è fondamentale la composizione della miscela bentonitica che avrà una percentuale di bentonite legata al

tipo di terreno che si incontrerà nello scavo. In generale la percentuale di bentonite aumenta all'aumentare della permeabilità del terreno.

Le proprietà del fluido bentonitico cambiano nel suo ciclo di utilizzo in quanto, una volta giunto alla camera di scavo, si amalgamerà col terreno scavato e perderà una quota di bentonite a causa della sua filtrazione nel terreno. Pertanto per mantenere efficace il fluido di perforazione è necessario avere un impianto di trattamento del fango (per la separazione delle particelle di terreno scavato dalla bentonite) e la possibilità di introdurre nuova bentonite nel circuito di mandata.

1.4.8 Impianto di trattamento del fango

Un efficiente impianto di trattamento del fango è fondamentale per il successo di un interramento con scudi di tipo *slurry*. Processi efficienti e sequenziali separano e rimuovono il terreno scavato dalla miscela e successivamente rimettono nel circuito idrico la bentonite depurata. Utilizzando vibrovagli e cicloni, le particelle più grandi di 50÷60 µm vengono rimosse dallo smarino, mentre le particelle più piccole vengono separate da una centrifuga. L'unità di centrifugazione può anche essere utilizzata in combinazione con un sistema di flocculazione per rimuovere virtualmente tutti i solidi dai fanghi. Un esempio di impianto di trattamento del fango è mostrato in Figura 27 mentre un esempio di processo di separazione viene illustrato in Figura 28. La rimozione completa del terreno scavato, la sua disidratazione e l'eventuale aggiunta di nuova bentonite o altri additivi nel fluido da inviare alla testa di perforazione sono i fattori che caratterizzano un efficiente sistema di trattamento del fango. Più basso è il contenuto di acqua e quindi il peso del materiale scavato, minori saranno i costi di smaltimento. Inoltre, particelle fini lasciate nella sospensione riducono la velocità di scavo del microtunnel a causa del basso riassorbimento delle particelle solide limose e argillose nella sospensione. Proprio per evitare ciò è fondamentale l'azione della centrifuga e delle filtropresse per una depurazione ottimale della bentonite.

Per la configurazione standardizzata degli impianti di separazione, viene utilizzato un sistema di contenitori modulare che può essere esteso, ridotto o riposizionato rapidamente e facilmente. Ciò garantisce un'elevata velocità e bassi costi di assemblaggio e smontaggio. Anche la configurazione interna dell'impianto di separazione è modulare. La manutenzione regolare, eventuali riparazioni o la sostituzione di pezzi di ricambio è quindi notevolmente più semplice. Inoltre è possibile rivestire i componenti con isolante acustico, rendendo la macchina in grado di operare a bassa rumorosità nelle aree urbane.



Figura 27 - Impianto di trattamento del fango [Herrenknecht AG, Germania]



Figura 28 - Processo di trattamento del fango [Herrenknecht AG, Germania]

Tutto il processo di trattamento del fango viene costantemente monitorato tramite opportuni sensori che forniscono informazioni sull'intero processo e in particolare sui volumi trattati, sulla pressione di mandata e di arrivo, sul buon funzionamento dei componenti del sistema, sulla necessità di introdurre nuova bentonite o additivi nel fluido di ritorno al microtunneler, sulla tipologia e volume del terreno asportato dalla sospensione bentonitica. Tutto ciò risulta fondamentale per un'ottimale interazione con il processo di scavo al fondo foro.

1.4.9 Tubi di spinta

I tubi di spinta, impiegati nelle applicazioni con *microtunnelling*, differiscono da quelli utilizzati nelle applicazioni con scavo di trincea, in quanto sono realizzati in modo da sopportare le spinte delle fasi di interramento oltre ai carichi idrostatici, del terreno di copertura ed esterni applicati in superficie. È possibile distinguere due tipologie di tubazioni: quelle di servizio e i tubi camicia; questi ultimi hanno la funzione di sostenere il foro e accogliere al loro interno la tubazione di servizio. Solitamente l'uso di tubi camicia viene impiegato nella realizzazione di gasdotti e oleodotti per proteggere la condotta di servizio in acciaio. L'intercapedine tra tubo di protezione e condotta di servizio viene intasata tramite un'appropriata miscela cementizia avente caratteristiche fisico-meccaniche tali da proteggere catodicamente la condotta di servizio dalla corrosione.

La scelta del tipo di tubazione dipende dall'utilizzo a cui è destinata, dalla portata di progetto, dal tipo di liquido che scorrerà all'interno, dalle resistenze richieste (meccanica, all'abrasione, all'azione chimica, ai possibili gradienti termici o alle alte temperature), dal costo iniziale e dal costo di manutenzione. La progettazione dei tubi tiene conto della possibile eccentricità delle forze di spinte agenti; il carico massimo adottabile sui singoli elementi viene ricavato da prove di compressione monoassiale non confinate. I conci sono rettilinei e di spessore costante, i giunti sono progettati in modo da garantire la tenuta stagna dell'intera tubazione e consentire l'eventuale deviazione angolare del microtunnel. I materiali oggi più impiegati nella realizzazione di tubi di spinta sono:

- cemento armato;
- gres ceramico;
- PRFV (poliestere rinforzato con fibre di vetro);
- acciaio.

Le tubazioni in **cemento armato** coprono l'intervallo dimensionale $800 \div 3000$ mm e sono in genere prodotte in conci di lunghezza variabile tra $1 \div 3$ m, ciò permette una maggiore semplicità nel realizzare tratti curvilinei. Le condotte in cemento armato sono costituite da calcestruzzo vibrocompresso di classe di resistenza C40/50 o superiore con armatura in acciaio B450C. Le armature possono avere le seguenti configurazioni: gabbia circolare singola, doppia gabbia circolare, gabbia singola ellittica e combinazione di doppia gabbia circolare e ellittica. Le condotte in cemento armato presentano i seguenti vantaggi:

- sopportare bene i carichi statici e dinamici;
- garantire l'impermeabilità delle pareti;
- avere una buona resistenza agli sforzi ovalizzanti e all'alta pressione di lavaggio;
- le condizioni idrauliche del cemento migliorano con il passare del tempo;
- una volta installate e in servizio, richiedono una minima manutenzione;
- non galleggiano in presenza di falda;
- non richiedono, in condizioni normali, di speciali mezzi di protezione contro la corrosione, in quanto le reazioni di idratazione dei costituenti il cemento comportano la passivazione delle armature metalliche;
- buona durabilità;
- bassi consumi energetici per la loro produzione;
- più economiche rispetto alle tubazioni realizzate con altri materiali.

Esse sono dotate di un sistema di giunzione maschio-femmina costituito da un manicotto in acciaio smussato, verniciato e incorporato in fase di getto e da una guarnizione in gomma elastomerica a sezione cuneiforme di tenuta montata sul giunto maschio (Figura 29). Tal sistema di raccordo garantisce la tenuta stagna dell'intera condotta.



Figura 29 - Giunti dei tubi in cemento armato [Assobeton, 2004]

I tubi presentano anche un anello di ripartizione dei carichi in legno, i chiodi di sollevamento (che permettono di effettuare la movimentazione e la posa in totale sicurezza, utilizzati con appositi maniglioni) ed eventualmente gli ugelli per l'iniezione di lubrificante nel sovrascavo.

Le tubazioni in c.a. possono avere un rivestimento interno in liner di polietilene ad alta densità HDPE dallo spessore di 1,5÷5 mm su cui viene eseguito un bonding meccanico nel substrato, così da garantire un grip ottimale tra liner e calcestruzzo. Tale rivestimento comporta i seguenti vantaggi:

- maggiore resistenza agli agenti chimici e all'abrasione rispetto alle tubazioni in cemento armato non rivestite o protette con vernici epossidiche;
- autopulizia per il limitato attrito interno nella condotta;
- elasticità del liner con deformazione senza rottura e compensazione degli eventuali assestamenti della condotta che rimane intatta;
- assenza di infiltrazione nel corpo del tubo.

L'HDPE è caratterizzato da una buona resistenza all'attacco chimico delle soluzioni saline, acide ed alcaline, nonché di solventi quali alcool, esteri e chetoni, in ambienti da pH 2 a pH 12, senza alcun effetto per le eventuali evaporazioni di solfati e solfuri. Inoltre garantisce il mantenimento nel tempo delle caratteristiche di progetto (più di 100 anni).

Infine, oggi è anche possibile realizzare condotte fognarie e di drenaggio urbano utilizzando conci che opportunatamente giuntati completano l'intero anello di rivestimento (Figura 30).



Figura 30 - Condotta realizzata con conci segmentati [Herrenknecht AG, Germania]

Tali conci vengono portati con appositi sistemi a gru nella zona interna allo scudo e posizionati attraverso l'ausilio in un braccio meccanico della mini TBM (denominato erettore) in modo da formare l'intero anello di rivestimento. Essi vengono generalmente prodotti con un rivestimento interno in liner di polietilene ad alta densità HDPE e un telaio di tenuta integrato. Tale tipologia di condotte può essere impiegata per diametri a partire da 2000 mm.

Le tubazioni in **gres ceramico** rappresentano una delle possibili soluzioni tecnologiche per la costruzione di reti fognarie per reflui civili ed industriali. Le caratteristiche intrinseche del materiale conferiscono alla condotta un'elevata resistenza all'aggressione chimica, all'abrasione e una prestazione meccanica di assoluto valore, che permette di assicurare la stabilità dell'elemento nel tempo garantendo così la durata negli anni dell'opera realizzata. Una tubazione in gres ceramico è caratterizzata da:

- elevata inerzia chimica;
- ottima resistenza all'abrasione;
- bassa scabrezza;
- durata nel tempo pressoché illimitata;
- bassi costi di gestione e manutenzione;

I tubi in gres ceramico sono realizzati con un impasto di diverse tipologie di argille (per ottenere le elevate prestazioni meccaniche desiderate), acqua e materiale ceramico già cotto finemente macinato (componente fondamentale per le successive fasi di lavorazione). Una volta raggiunta la giusta plasticità dell'impasto, ottenuto dalla miscelazione delle materie prime, si procede all'operazione di estrusione. Successivamente gli elementi estrusi vengono essiccati e verniciati internamente ed esternamente; essi vengono immersi in vasche contenenti un ingobbio costituito da argille fini, coloranti e componenti chimici che favoriscono la vetrificazione. Lo smalto applicato dà al prodotto finale il classico aspetto del gres ceramico, e ne migliora ulteriormente le caratteristiche idrauliche. A seguito di queste operazioni, i prodotti vengono inseriti in speciali forni, in cui si raggiunge la temperatura massima di circa 1100÷1150° che comporta la greificazione del materiale, con la parziale fusione delle argille, che chiude le porosità ed aumenta la coesione del materiale, rendendo il manufatto totalmente impermeabile. Questo processo conferisce al materiale le elevate caratteristiche di durezza, resistenza meccanica ed inerzia chimica propria del gres ceramico.

Dal punto di vista della corrosione chimica, il gres ceramico è inattaccabile da:

- soluzioni acide, anche se a forte concentrazione (unica eccezione l'acido fluoridrico);
- soluzioni alcaline, detergenti domestici e liquami;

 vapori gassosi conseguenti alle putrefazioni, nafta e petroli usati negli impianti di riscaldamento domestici e negli agglomerati industriali e qualsiasi altro agente chimico, sia esso ossidante o riducente.

Tale resistenza chimica permette di ritenere praticamente illimitata la durata di esercizio di un tubo in gres. La capacità di autopulizia risulta buona in quanto, a causa del limitato attrito delle superfici interne ed esterne, non favorisce la sedimentazione delle sostanze. Le tubazioni in gres sono rigide, non si ovalizzano ed hanno elevata resistenza meccanica; hanno collegamenti che impediscono lo sfilamento o il disassamento; gli elementi sono di misura ridotta e quindi ottimali per seguire gli assestamenti del terreno. Inoltre il gres ceramico è un materiale impermeabile che, insieme al sistema di giunzioni, garantisce la tenuta idraulica sia dall'interno verso l'esterno che viceversa.

Il range dimensionale di tubazioni in gres ceramico per *microtunnelling* spazia da 150 a 1200 mm di diametro. Le condotte in gres per *microtunnelling* differiscono da quelle per la posa tradizionale nello spessore, decisamente maggiore per sopportare la spinta di avanzamento, e per l'assenza del bicchiere di giunzione. Esse hanno un giunto a manicotto senza risalto esterno sul mantello del tubo per rendere possibile la posa a spinta. Il manicotto può essere realizzato in gomma elastomerica ed acciaio (giunzione tipo 1) oppure, manicotto d'acciaio inossidabile al molibdeno ed anelli di tenuta incorporati sul tubo (giunzione tipo 2). Il sistema di giunzione assicura una tenuta idraulica pari a 0,5 bar.

Le tubazioni in **PRFV** sono prodotte con resine poliestere insature (UP), fibre di vetro (GF) in spezzoni e materiali di rinforzo di origine minerale. La resina rappresenta l'elemento legante mentre le fibre di vetro costituiscono l'elemento di rinforzo. Le rispettive molecole non si legano tra loro, bensì formano un composito aggregandosi negli strati più esterni.

La struttura della condotta viene creata all'interno di uno stampo rotante, strato per strato, iniziando da quello più esterno. Dopo aver depositato tutto il materiale all'interno dello stampo, la velocità di rotazione viene aumentata, generando una forze centrifuga fino a 75 g, che comprime i componenti contro la parete dello stampo. Si elimina così la presenza di qualsiasi bolla di gas, mentre le materie prime risultano fortemente compattate, creando tubazioni in PRFV di elevata qualità, con una parete priva di qualsiasi eventuale cavità. Nella fase finale della produzione, la condotta viene riscaldata per provocarne la completa polimerizzazione (la resina indurisce). Lo stampo continua la propria rotazione mentre si svolge questo processo, il che assicura che il tubo rimanga circolare, con uno spessore perfettamente uniforme per tutta la lunghezza e con un diametro esterno calibrato.

Il composito ottenuto ha un'elevata resistenza a compressione longitudinale, fondamentale per l'avanzamento nel *microtunnelling*, e grazie al legame chimico tridimensionale della resina, la tubazione in materiale termoindurente mantiene la sua stabilità anche in presenza di temperature molto elevate. Uno dei vantaggi della tecnologia dei compositi, è il fatto che le proprietà di rigidezza e di resistenza alla pressione interna, possono essere adattate separatamente in base alle specifiche sollecitazioni previste. La struttura a sandwich della parete (Figura 31) garantisce che i tubi possano resistere agevolmente a forti sollecitazioni e favorisce la lunga durata delle condotte.



Figura 31 - Struttura della parete del tubo in PRFV: 1 strato esterno protettivo; 2 strato esterno di rinforzo (fibra di vetro, resina poliestere); 3 strato intermedio (fibra di vetro, resina poliestere, inerti); 4 strato di irrigidimento (inerti, resina poliestere, fibra di vetro); 5 strato intermedio; 6 strato interno di rinforzo; 7 strato barriera; 8 strato interno (liner) in pura resina [HOBAS Engineering GmbH, 2010]

Il diametro nominale può variare da 200 a 3600 mm, i conci vengono forniti di lunghezza variabile tra 1 e 6 m in funzione delle richieste del committente. I tubi in PRFV possono essere sia a gravità che a pressione. Nel primo caso vengono utilizzati principalmente per le reti fognarie e di drenaggio urbano, nel secondo caso vengono impiegati per la realizzazione di condotte irrigue, per acqua potabile e per condotte forzate di centrali idroelettriche. I giunti a manicotto utilizzati in questa tipologia di tubazioni possono essere di tre tipi:

- manicotto in PRFV: prodotto in resina poliestere rinforzata con fibra di vetro. Viene usato soprattutto per diametri di grandi dimensioni ed è dotato di una guarnizione cuneiforme che ne garantisce la tenuta;
- manicotto FWC per tubi in pressione: prodotto in resina poliestere rinforzata con fibra di vetro. È dotato di una guarnizione profilata in EPDM di larghezza pari a quella del manicotto stesso;
- manicotto in acciaio inossidabile: formato da un anello di acciaio inossidabile solidale con una guarnizione in EPDM. Viene utilizzato in genere per tubi con diametri medi e piccoli.

I tubi in PRFV sono contraddistinti da una elevata resistenza a compressione e, rispetto ai materiali tradizionali, hanno un rapporto tra lo spessore e il diametro interno sensibilmente più favorevole. Ne consegue che a parità di diametro interno, le condotte in PRFV hanno un diametro esterno minore e, di conseguenza, un peso minore. Inoltre grazie alla scabrezza della superficie interna estremamente bassa, possiedono ottime proprietà idrauliche. Il minor spessore di tali tubazioni comporta una serie di vantaggi. Il diametro esterno più piccolo, a parità di diametro interno, permette di impiegare macchine di minore potenza, il che significa minori costi per le attrezzature e per la preparazione dei pozzi di spinta. Un diametro esterno minore comporta anche una minore sezione di scavo, quindi meno terreno da scavare, rimuovere e smaltire. In funzione del diametro, i tubi in PRFV permettono di ridurre fino a oltre il 50% il quantitativo di smarino da smaltire rispetto a tubazioni alternative di pari diametro interno [HOBAS Engineering GmbH, 2010]. Inoltre, per lubrificare diametri esterni inferiori e rendere più scorrevoli le superfici viene utilizzata una minore quantità di bentonite, con un ulteriore risparmio di costi. Grazie alla superficie esterna priva di porosità, i tubi non assorbono acqua dal terreno circostante e non aderiscono ad esso. Il risultato è una resistenza all'avanzamento relativamente bassa e quindi minori forze di spinta richieste, anche dopo fermi prolungati. Le tubazioni in PRFV sono inoltre caratterizzate da:

- elevata resistenza all'abrasione (all'interno e all'esterno);
- superfici interne ed esterne estremamente lisce;
- elevata resistenza alla corrosione chimica;
- elevate forze di spinta applicabili;
- superficie esterna a basso assorbimento;
- elevata rigidezza;
- possibilità di angolazione ai giunti;
- possibilità di integrare valvole per lubrificazione;
- durabilità fino a 100 anni.

I tubi in PRFV non sono conduttori di elettricità e non sono sensibili all'attacco di acidi, alcalini e sali. Le resine standard garantiscono l'idoneità ai sistemi fognari di oggi, con un pH compreso tra 1 e 10 ed una temperatura d'esercizio massima di 35°C. Inoltre, essendo prodotti in materiale plastico, essi sono semplicemente esenti dalla corrosione galvanica: non sono quindi necessarie né guaine protettive, né ulteriori lavorazioni. Le tubazioni in PRFV hanno ottime proprietà idrauliche con bassissime perdite di carico rispetto ad altri prodotti a parità di diametro. Oltre alle buone caratteristiche idrauliche lo strato interno in resina, il liner, garantisce protezione dagli elementi altamente corrosivi, mantenendo la superficie interna indenne da fenomeni di corrosione e formazione di incrostazioni.

Le tubazioni in **acciaio** sono utilizzate, generalmente per la realizzazione di gasdotti e oleodotti. Esse vengono prodotte in numerosi diametri, lunghezze e tipi di acciaio. La connessione tra conci avviene tramite saldatura, eseguita prima della spinta all'interno del foro. Ciò comporta tempi di posa maggiori, rispetto alle tubazioni realizzate con altri materiali, e l'impossibilità di seguire tracciati curvilinei.

1.4.10 Pozzi di spinta

Per l'interramento di una condotta è generalmente necessario lo scavo di almeno due pozzi: uno di partenza e l'altro di arrivo. Nel pozzo di partenza si collocano:

- il gruppo di spinta idraulico;
- il muro di controspinta;
- i binari di scorrimento;
- l'equipaggiamento per il monitoraggio e il controllo dello scavo;
- il microtunneler e le tubazioni;
- il sistema idraulico del circuito *slurry* (nel caso di sistemi a smarino idraulico) o i carrelli (nel caso di sistemi a smarino meccanico);
- il sistema idraulico per la lubrificazione del sovrascavo;
- un muro di testa (Figura 32), situato in corrispondenza del punto di entrata della testa fresante, contenente l'anello di centraggio, che ha lo scopo di delineare la traiettoria iniziale e di contenere le eventuali venute d'acqua.

Il muro di controspinta ha lo scopo di trasferire la forza di spinta, generata dal gruppo di pistoni idraulici, agli elementi di sostegno perimetrale del pozzo e al terreno retrostante. Può essere realizzato con elementi prefabbricati (d'acciaio o di cemento armato) oppure direttamente in sito. L'uso di elementi prefabbricati ha il vantaggio di avere un muro subito pronto a sopportare la spinta del gruppo idraulico, alla fine della sua installazione nel pozzo; dunque si riducono i tempi di fermo cantiere necessari invece nel caso di costruzione in sito del muro. Altro vantaggio dagli elementi prefabbricati è la facilità di rimozione e il possibile riutilizzo dopo il completamento dei lavori. Lo svantaggio è invece la non perfetta adesione tra il muro e gli elementi di sostegno perimetrale, cosa invece facilmente realizzabile con un muro in cemento armato gettato in opera; ciò implica una diversa efficienza nella ridistribuzione dei carichi.

Il pozzo di arrivo, quando non adempie alla funzione di pozzo intermedio di spinta (come accade nei tracciati di notevole lunghezza), è in genere di dimensioni più contenute rispetto al pozzo di partenza e adempie all'unico compito di permettere il recupero della testa fresante e di tutte le componenti tecnologiche che vengono rimosse a fine lavoro: stazioni di spinte intermedie, sistema idraulico di lubrificazione e di evacuazione dello smarino, cavi elettrici. Nei casi in cui la profondità di scavo del tratto finale risulta ridotta, ad esempio in applicazioni con tracciato curvilineo, è possibile il recupero del microtunneler senza la realizzazione di un vero pozzo di ricezione ma semplicemente rimuovendo il terreno che lo sovrasta a fine perforazione. Generalmente, alla fine dei lavori i pozzi vengono utilizzati come punti di ispezione.



Figura 32 - Muro di testa contenente l'anello di centraggio/trattenuta delle venute d'acqua [Pipe Jacking Association, 2017]

Le fasi operative per la costruzione di un pozzo sono:

- realizzazione degli elementi strutturali lungo il perimetro del pozzo o trattamento del terreno perimetrale;
- perforazioni e iniezioni con le tecniche del jet-grouting all'interno dell'area perimetrata dagli elementi di sostegno (in caso di pozzi sotto il livello della falda, per cui è richiesta la realizzazione di un tampone di fondo). Il trattamento del terreno con miscele cementizie viene effettuato esclusivamente al di sotto del piano di calpestio finito del pozzo, mentre al di sopra di tale piano, la perforazione viene effettuata "a vuoto";
- scavo parziale del terreno all'interno del pozzo fino ad una profondità prefissata di progetto e predisposizione in orizzontale degli elementi strutturali di contrasto;
- seconda fase di scavo e predisposizione del secondo ordine di elementi strutturali di contrasto e così via fino a fondo scavo;
- realizzazione del piano di calpestio in cemento armato di fondo pozzo e dei muri di spinta e di testa.

Allo scopo di ridurre al minimo l'impatto ambientale, il disagio alla collettività e i costi di realizzazione dei pozzi, è opportuno prestare attenzione alla loro collocazione, al loro numero totale lungo il tracciato, alla loro forma e dimensione, alla scelta del metodo di realizzazione e del rivestimento da utilizzare.

La collocazione dei pozzi è strettamente legata alla traiettoria di progetto e alle condizioni idrogeologiche, morfologiche e locali del sito (disponibilità di spazio in superficie). Per ovvie ragioni economiche, si cerca di realizzare pozzi meno profondi possibili facendo un attento studio della morfologia del territorio e adottando, quando è possibile, traiettorie curvilinee sia altimetriche che planimetriche. Altro aspetto di cui si deve tenere conto per la scelta del sito è il conseguente disagio alla viabilità che ne scaturisce. Si deve, infatti, cercare di porre le aree di cantiere in zone non soggette a traffico intenso. Se ciò non fosse possibile, è auspicabile l'adozione di opportune contromisure come l'uso di pozzi coperti e l'insonorizzazione degli impianti di trattamento dei fanghi.

Il numero di pozzi è invece legato alla lunghezza del tracciato, alla tipologia di *microtunnelling* adottata, alla spinta massima erogabile dal gruppo di pistoni idraulici, all'utilizzo di stazioni intermedie di spinta, all'uso e alla tipologia di lubrificante, al peso e alle caratteristiche meccaniche delle condotte impiegate. Per tutti questi motivi, la minimizzazione del numero di pozzi è uno degli aspetti progettuali più importanti nella progettazione di uno scavo con tecnica del *microtunnelling*. La forma e la dimensione dei pozzi di spinta dipendono dal tipo di *microtunnelling* impiegato, dalla corsa massima del gruppo di spinta idraulico, dal diametro del foro da realizzare, dalla lunghezza dei tronchi di tubazione, dallo spessore del muro di spinta e di testa. La forma può essere rettangolare, prismatica o circolare. Essa è legata, oltre agli aspetti sopracitati, al possibile scavo su più di una direzione. Si cerca di ridurre al minimo la dimensione dei pozzi, in questo modo sia i costi che i tempi di realizzazione risulteranno ridotti. In Tabella 3 viene fornito un prospetto indicativo sulle dimensioni minime dei pozzi di partenza e di arrivo.

Dimensioni condotta	Dimensioni minime pozzo di	Dimensioni minime pozzo di
	spinta	ricezione
DN 200÷300 (Tubi di lun-	DN 2000 oppure	DN 2000 oppure
ghezza pari a 1 m)	$2,80 \ m \times 2,50 \ m$	$2,00 \ m \times 2,00 \ m$
DN 250÷800 (Tubi di lun-	DN 3200 oppure	DN 2500 oppure
ghezza pari a 2 m)	$4,00 \ m \times 3,50 \ m$	$2,50 m \times 2,50 m$
DN 000 - 1200 (T 1 - 1 - 1	$5,00 m \times 4,00 m$ (con supporto	
DN 900 \div 1200 (Tubi di lun-	compatto) oppure	$3,50 \ m \times 3,00 \ m$
gnezza pari a 2 m)	8,00 <i>m</i> ×4,50 <i>m</i>	

Tabella 3 - Dimensioni minime indicative dei pozzi di spinta e ricezione [Steinzeug-Keramo GmbH, 2015]

Per quanto riguarda la scelta del metodo di realizzazione e del rivestimento da utilizzare per i pozzi, è possibile distinguere due classi: i pozzi con sostegno delle pareti in fase di scavo e quelli con sostegno delle pareti preventivo allo scavo.

Fanno parte della prima tipologia di pozzi quelli scavati per *sottomurazione*. Il metodo per *sottomurazione* prevede che l'avanzamento dello scavo abbia luogo mediante progressiva costruzione di conci in cemento armato, dall'altezza variabile tra $0,5 \div 2$ m in funzione della tipologia di terreno in cui si sta eseguendo lo scavo. Gli anelli in cemento armato, dalla grandezza variabile in funzione del diametro del pozzo, costituiscono sia il sostegno delle pareti di scavo, sia le strutture in grado di assorbire le spinte orizzontali radiali. I conci presentano generalmente sezione trapezoidale, in modo tale da favorire il getto del calcestruzzo. La *sottomurazione* è uno dei metodi di scavo più antichi e oggi è adottato per strutture non impegnative o dove non sia possibile l'impiego di altre metodologie. Altra tecnica, utilizzata per realizzare pozzi con sostegno delle pareti in fase di scavo, è quella che fa uso dello *spritz-beton con rete elettrosaldata* o di *centine metalliche*.

Dall'altra parte si hanno i pozzi con sostegno delle pareti preventivo allo scavo, in tal caso si procede o con l'esecuzione di un preanello dalla geometria definita (ad esempio tramite *corone di pali, palancole metalliche* o *paratie in cemento armato*), oppure tramite interventi migliorativi delle caratteristiche del terreno (ad esempio *jet-grouting*).

L'esecuzione di un preanello è una metodologia ampiamente sperimentata ed il cui sviluppo tecnologico dei macchinari consente realizzazioni di ottimo livello con elevate produzioni. Suddetto preanello è realizzato sul perimetro dello scavo con la costruzione di una struttura geometricamente definita, di norma vincolata in testa, ed eventualmente irrobustita da elementi di contrasto posti a diverse quote. Pur essendo lo scavo eseguito all'interno dell'anello, può risultare comunque necessario l'utilizzo di *centine metalliche*, *spritz beton e rete elettrosaldata* oppure *travi in cemento armato* per assorbire le spinte orizzontali e quindi ridurre le sollecitazioni flessionali sugli elementi strutturali che compongono l'anello di contenimento.

Una delle possibili soluzioni per il sostegno delle pareti preventivo allo scavo è la realizzazione di *paratie in pali secanti in cemento armato*. I pali secanti vengono definiti come una serie di pali realizzati con una configurazione tale da intersecarsi l'uno con l'altro. Sono realizzati con un interasse che è minore della somma dei raggi di due pali adiacenti. In questa configurazione, i pali contigui si intersecano e quindi si compenetrano (Figura 33). Al fine di garantire la compenetrazione per tutta la lunghezza dei pali, prima di iniziare lo scavo degli stessi, si possono realizzare dei cordoli guida, allo scopo di soddisfare i criteri di posizionamento, allineamento e verticalità.



I pali vengono trivellati con un'elica continua e gettati in opera versando calcestruzzo a pressione controllata. Durante lo scavo, la camicia di rivestimento e l'elica continua avanzano contempora-

neamente nel terreno ruotando in direzioni opposte; questo movimento relativo permette al materiale scavato di fluire verso l'alto attraverso l'elica, all'interno del rivestimento, finché non viene scaricato all'esterno una volta giunto alla testa dell'elica.

Quando viene raggiunto il fondo scavo di progetto, si procede alla fase di getto: il calcestruzzo viene pompato in pressione nel foro attraverso l'asta cava dell'elica ed esce (circa a $1 \div 2$ bar) alla sua estremità inferiore. Contemporaneamente, il sistema elica/rivestimento viene estratto gradualmente, ed automaticamente. La fase di risalita è infatti assistita elettronicamente: la portata e la pressione del calcestruzzo sono controllati mediante misuratori di pressione e di volume, e la velocità di risalita viene regolata automaticamente per garantire un omogeneo riempimento del palo. Al termine di questa fase, viene calata l'armatura in acciaio nel calcestruzzo fresco del palo. Le armature sono generalmente inserite nel palo per gravità; a seconda della lunghezza dei pali da costruire, può essere utile l'impiego di un vibratore per facilitare l'installazione dell'armatura all'interno del palo.

Per quanto concerne gli interventi migliorativi delle caratteristiche del terreno, in essi rientrano tutti quei metodi che comportano la consolidazione e l'impermeabilizzazione del terreno in cui eseguire lo scavo del pozzo. Questi interventi vengono solitamente utilizzati in terreni sciolti, soprattutto in presenza di falda, da soli o insieme ad atri azioni progettuali. L'immissione nel terreno di materiale pompabile è controllata adattando le caratteristiche reologiche e ottimizzando i parametri operativi (pressione, volume e portata). In terreni granulari si impiegano generalmente miscele acqua-cemento stabilizzate con bentonite e/o additivi disperdenti; in terreni fini, più difficilmente iniettabili, si ricorre a prodotti chimici (silicati-resine).

Rientra in questa categoria di interventi la tecnica del *congelamento*. Essa consiste nel congelare l'acqua presente nei pori del terreno. Il ghiaccio formatosi lega i componenti del terreno aumentando la resistenza complessiva del terreno e rendendolo impermeabili. Bisogna però prestare molta attenzione nell'uso del *congelamento* in quanto il suo effetto è solo temporaneo e pertanto, per realizzare i lavori in condizioni di sicurezza, sarà necessario monitorare con cura le condizioni del terreno.

Altra tecnica ben nota per il consolidamento del terreno è il *jet-grouting*. Esso è in grado di assicurare la realizzazione di colonne di terreno consolidato di grande diametro $(\Phi > 1 m)$ e caratteristiche di resistenza apprezzabili (resistenza a compressione monoassiale maggiore di 3÷5 MPa). Il limite di affidabilità di questo trattamento per la realizzazione del sostegno preventivo è costituito dall'incertezza delle effettive caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne di terreno stabilizzato, in conseguenza delle possibili disomogeneità stratigrafiche.

Il *jet-grouting* è una tecnica che consiste sostanzialmente nell'esecuzione di una perforazione e nel successivo pompaggio, al suo interno, di un fluido a base di cemento ad alta pressione attraverso uno o più ugelli posizionati all'estremità inferiore della batteria di aste di perforazione, per ottenere la miscela di terreno e cemento. Questa tecnica di trattamento è molto flessibile e consente di realizzare nel sottosuolo elementi consolidati, di varia forma e dimensione, con caratteristiche meccaniche appropriate ed una ridotta permeabilità.

Comunemente, il fluido iniettato è una miscela cementizia; però, al fine di migliorare ulteriormente la miscelazione tra le particelle di terreno e il fluido, è possibile utilizzare sistemi con più di un fluido di iniezione. Per tal ragione è possibile distinguere in *jet-grouting*:

- mono-fluido: il trattamento del terreno avviene con l'utilizzo di un unico fluido (miscela cementizia, eventualmente additivata);
- bi-fluido: il trattamento del terreno avviene iniettando una miscela cementizia, la cui efficienza è aumentata da un getto d'aria coassiale;
- tri-fluido: il terreno è disgregato mediante un flusso di aria ed acqua e trattato iniettando una miscela cementizia.

La scelta del tipo di *jet-grouting* da utilizzare dipende dalle condizioni del terreno, dal diametro delle colonne da realizzare e dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno da ottenere dopo il trattamento. In Figura 34 vengono illustrate le principali fase di realizzazione di un intervento con *jet-grouting*.



Figura 34 - Fasi di esecuzione di un intervento con jet-grouting [Saipem S.p.A., 2017]

Questa tecnica è inoltre ampiamente utilizzata per la realizzazione di tamponi di fondo nei pozzi realizzati sotto falda con il duplice scopo di contrastare le sottospinte idrauliche ed inibire il processo di filtrazione dell'acqua all'interno del pozzo. Spesso viene impiegata anche per consolidare il terreno dietro il muro di controspinta e vicino alla zona di inizio perforazione, al fine di garantire un miglior allineamento alla traiettoria di progetto.

Infine si illustra una moderna tecnologia che permette il simultaneo scavo e rivestimento del pozzo. Tale tecnologia, commercializzata dall'azienda tedesca *Herrenknecht AG*, prende il nome di *Vertical Shaft Sinking Machine* (VSM) ed è in grado di lavorare in qualsiasi condizione idrogeologica. Questa macchina mostra i suoi punti di forza in particolare nella realizzazione di pozzi al di sotto della falda acquifera, in quanto non è necessario abbassare il livello della falda per procedere allo scavo. In generale, può essere utilizzata su qualsiasi tipologia di terreno e fino a una profondità di circa 80 metri. I pozzi possono avere un diametro di 4,5÷16 m.

Ogni macchina VSM è costituita da due componenti principali: il braccio fresante e le unità per l'affondamento degli anelli di cemento armato.

Il braccio fresante viene posto all'interno degli anelli di rivestimento e fissato saldamente alla struttura del pozzo tramite i tre elementi ancoranti della macchina. Il braccio è telescopico e presenta all'estremità un rullo rotante dotato di strumenti fresanti idonei al tipo di materiale da scavare. Il rullo, controllato a distanza dagli operatori, scava il terreno all'interno del rivestimento del pozzo. È capace di ruotare di 360°, di oscillare con un angolazione di \pm 190°, ha un'estensione telescopica di circa 1 m, una capacità di pompaggio di 200÷400 m³/h ed è in grado di generare una coppia torcente di intensità massima pari a 80 kNm [Herrenknecht AG, Germania]. Dunque, l'intera sezione trasversale del pozzo più un sovrataglio (grazie al braccio telescopico) può essere scavata dalla VSM.

La realizzazione del pozzo inizia con uno scavo, realizzato in maniera tradizionale, di $1 \div 2$ m di profondità e di diametro maggiore rispetto a quello necessario per gli anelli di rivestimento. Il motivo di tutto ciò è legato alla realizzazione di un anello di cemento armato che funge da guida esterna per i successivi elementi di rivestimento e da fondazione per le unità affondanti. Il primo anello di rivestimento del pozzo è dotato di un bordo in acciaio che agisce come un coltello di taglio, esso aiuta il processo di affondamento della struttura del pozzo (Figura 35). Tale processo avviene grazie:

 all'azione delle unità di affondamento (3÷4), installate in superficie sull'anello di cemento armato più esterno. Tali unità sono costituite da martinetti idraulici legati al primo anello di rivestimento tramite una serie di trefoli dimensionati in maniera tale da sopportare il peso totale della struttura portante del pozzo. Questo collegamento permette di affondare in maniera controllata il rivestimento del pozzo;

- all'azione tagliante del bordo d'acciaio alla base del primo anello di rivestimento;
- al sovrataglio effettuato dal braccio fresante al di sotto del primo anello di cemento armato;
- all'uso di bentonite come fluido lubrificante nello spazio anulare presente tra il rivestimento e il terreno circostante.



Figura 35 - Primo anello del pozzo dotato di bordo in acciaio tagliante [Herrenknecht AG, Germania]

In contemporanea all'azione di scavo da parte del braccio fresante, si ha la rimozione del materiale scavato, la costruzione degli anelli in cemento armato e il loro affondamento. Gli anelli possono essere prefabbricati o gettati in opera. La simultaneità delle predette lavorazioni consente alla tecnologia VSM di raggiungere alte velocità di avanzamento, fino a 5 metri al giorno (dipende dal diametro del pozzo, dalla geologia del sito e dal numero di ore di lavoro fatte per ciascun giorno).

All'inizio dello scavo l'intero pozzo viene allagato con acqua, questo è il motivo per cui non è necessario abbassare il livello della falda per realizzare lo scavo. Il materiale scavato viene rimosso idraulicamente attraverso una pompa sommersa e trasportato all'impianto di separazione, dove avviene il trattamento del fango. Alla fine del trattamento, l'acqua viene pompata all'interno del pozzo mentre lo smarino viene opportunatamente smaltito. In Figura 36 vengono mostrati gli elementi tecnologici che compongono un VSM.



Figura 36 - Elementi che compongono un Vertical Shaft Sinking Machine [Herrenknecht AG, Germania]

Raggiunta la profondità desiderata, la macchina viene rimossa, il fondo del pozzo viene sigillato con un tappo di calcestruzzo fluido per getti subacquei, lo spazio anulare tra rivestimento e terreno viene riempito con malta cementizia e viene rimosso tutto il fango presente all'interno del pozzo. Alla fine di queste operazioni il pozzo è pronto per essere utilizzato.

Tutti i processi costruttivi sono controllati e monitorati in superficie da operatori preposti a tale incarico. Tutte le informazioni disponibili sullo scavo vengono raccolte, archiviate e visualizzate nella sala controllo.

Oltre ai vantaggi legati alla completa meccanizzazione dello scavo, alla velocità delle operazioni, al non dover abbassare il livello della falda, si aggiunge l'elevata libertà di organizzazione del cantiere secondo le necessità della committenza o del luogo (cosa molto importante soprattutto nei progetti in aree urbane). A tal riguardo, sarà infatti possibile, ad esempio, posizionare l'impianto di trattamento dei fanghi anche in un'area limitrofa alla zona di cantiere.

Capitolo 2

Altre tecnologie trenchless per l'interramento di nuove condotte

Nel seguente capitolo verranno trattate le altre tecnologie *trenchless* utilizzabili per l'installazione di nuove tubazioni oltre al *microtunnelling*. Tali tecnologie, come già osservato, è possibile distinguerle, in una prima analisi, in funzione delle modalità caratteristiche con le quali avviene l'installazione, in particolare si hanno:

- ➤ tecnologie per tiro:
 - *directional drilling* (HDD);
 - *impact moling*;
- tecnologie per spinta:
 - pilot tubing;
 - pipe ramming.

Per ciascuna delle suddette tecniche di posa verranno illustrati lo schema esecutivo, i campi di impiego, i materiali e le dimensioni delle tubazioni installabili, i vantaggi e gli svantaggi associati al loro utilizzo e i componenti tecnologici che le compongono. Del *directional drilling* sono stati inoltre trattati in dettaglio: gli utensili di perforazione direzionale e il sistema di guida (che permettono di avere un controllo attivo della traiettoria dello scavo), e il fluido di lubrificazione (che permette l'avanzamento della batteria di perforazione, l'evacuazione dello smarino e il sostentamento del foro).

2.1 Directional drilling

Perforazioni secondo una traiettoria controllata non necessariamente rettilinea sono state eseguite, per la prima volta agli inizi degli anni '30, in campo petrolifero come misura di emergenza per lo spegnimento di un pozzo petrolifero in eruzione in Texas. Da quel momento, l'impiego del *direc-tional drilling* in ambito petrolifero si è diffuso e perfezionato, consentendone impieghi sempre più diversificati. Ad esempio, oggi si è in grado di realizzare pozzi inclinati o orizzontali che permettono un miglior sfruttamento dei giacimenti petroliferi, e anche pozzi multipli a partire da un'unica stazione in superficie.

La prima applicazione in ambito civile del *directional drilling* si deve a *Martin Cherrington*, proprietario della *Titan Contractors*, impresa di perforazione di Sacramento (California, U.S.A.). Egli intorno al 1964 installò per la prima volta alcune tubazioni per tiro sotto dei corpi stradali e ferroviari. Le prime applicazioni erano pressoché orizzontali, lungo traiettorie rettilinee e prive di controllo direzionale. Solo nel 1971, quando *Cherrington* collaborò con la *PG&E (Pacific Gas and Electric)* per l'attraversamento del *Pajaro River*, si realizzò il primo vero e proprio interramento di una condotta, lungo un percorso di perforazione curvilineo, tramite il *directional drilling* così come la conosciamo oggi.

In Europa le prime applicazioni con tale tecnologia risalgono agli inizi degli anni '80 e sono legate principalmente all'installazione di oleodotti e gasdotti al di sotto di bacini fluviali. Successivamente, parallelamente all'industrializzazione dei macchinari e attrezzature destinate a tale tecnologia, si è avuto un sempre maggiore utilizzo del *directional drilling* per l'interramento di cavidotti per le telecomunicazioni (in particolare per la fibra ottica), ma anche per l'installazione di reti idriche, elettriche, del gas e fognarie. Questo sviluppo si è verificato principalmente in quei paesi come gli Stati Uniti (paese capofila), la Germania, la Gran Bretagna e il Giappone in cui si è da subito prestata molta attenzione ai vantaggi economici e ambientali che tale tecnologia comporta rispetto al tradizionale scavo a cielo aperto [Chirulli, 2016].

Oggigiorno i macchinari disponibili permettono l'installazione di condotte interrate, anche in ambito urbano, in qualunque condizione geologica. Relativamente ai sottoservizi come acquedotti, elettrodotti, gasdotti, oleodotti, fognature, il *directional drilling* consente l'attraversamento di ostacoli naturali o artificiali presenti lungo il tracciato come infrastrutture stradali, ferroviarie e aeroportuali, bacini fluviali, aree boschive ecc. È possibile anche realizzare approdi litoranei cioè collegamenti tra condotte sottomarine e condotte a terra. Altro settore in cui il *directional drilling* è ampiamente utilizzato è quello della bonifica di siti inquinati. È la tecnica che permette
di raggiungere gli strati inquinati con maggiore efficacia rispetto a qualsiasi altro metodo d'intervento. Minimizza o azzera le interferenze con ciò che è presente nel soprasuolo (massa di rifiuti o impianti industriali) e aumenta l'efficacia dei dreni, tubi d'iniezione o di aspirazione installati. Inoltre è possibile costruire strati impermeabili di fondo per isolare i siti inquinanti ed evitare la possibile percolazione di sostanze inquinanti nel terreno o nell'eventuale falda (Figura 37).



Figura 37 - Bonifica ambientale di siti inquinati tramite directional drilling [Chirulli, 2016]

Infine altri ambiti di impiego del *directional drilling* sono: i trattamenti di consolidamento del terreno di fondazione di costruzioni civili; gli interventi per la stabilizzazione di versanti in frana; la perforazione di pozzi per la geotermia; i trattamenti pre-tunneling (compensation grouting, consolidamenti, congelamento); le opere di captazione di acque sotterranee.

Il diametro delle tubazioni installabili mediante *directional drilling* varia nell'intervallo $25\div1700$ mm con lunghezze che possono raggiungere e superare i 2000 m (oggi si è arrivati a perforazioni di 4000 m di lunghezza). Nelle applicazioni più comuni, in realtà, facendo uso di macchinari standard, si interrano condotte aventi diametri compresi tra $50\div700$ mm e lunghezze di $10\div800$ m. All'aumentare del diametro e della lunghezza d'installazione, è necessario l'utilizzo di macchine più potenti (in termini di capacità di tiro/spinta e di coppia erogabile) e più ingombranti.

Le condotte utilizzate sono generalmente duttili e saldabili, pertanto risultano essere di polietilene ad alta densità (PEAD), acciaio, PVC, polipropilene e ghisa. Rilevante, per le potenzialità applicative e per il risparmio economico che ne deriva, è lo sviluppo di cavi per media e alta tensione installabili mediante *directional drilling* con o senza la posa di cavidotti di protezione. Questo permette d'interrare le linee di media e alta tensione a profondità maggiori di 6 m riducendo in tal modo, non soltanto i costi di costruzione degli elettrodotti (sia rispetto alle linee aeree che a quelle interrate con scavo tradizionale), ma anche i campi elettromagnetici ad essi associati (potenzialmente dannosi per la salute umana).

Oggi il *directional drilling* permette di interrare condotte controllando attivamente la traiettoria grazie all'uso combinato di utensili fondo foro direzionabili e di un sistema di guida. La traiettoria seguita presenta generalmente tratti curvilinei plano-altimetrici. Lo schema esecutivo tradizionale si compone di tre fasi:

- perforazione pilota (*pilot bore*): si realizza una primo scavo di diametro variabile tra 100÷200 mm (Figura 38);
- alesatura (*backreaming*): si allarga il foro realizzato nella fase precedente fino al diametro di progetto. Se il diametro di progetto è grande, vengono effettuati più passaggi di alesaggio con aumento progressivo del diametro dell'alesatore (Figura 39);
- tiro (*pullback*): si tira la tubazione da installare all'interno del foro realizzato (Figura 40). Se la tubazione è di piccolo diametro (250÷300 mm), la lunghezza di tiro contenuta (entro 100 m) e il terreno favorevole, alesatura e tiro possono essere realizzate nella stessa fase.

L'impianto da directional drilling è formato dai seguenti componenti:

- macchina di perforazione (*rig*) da superficie o da pozzetto, detta anche *perforatrice direzionale*;
- batteria fondo foro, compresi gli utensili di perforazione direzionale, per l'alesatura e per il tiro;
- sistema di guida;
- fluidi di perforazione e impianti per la loro produzione, immissione in foro, recupero, filtraggio e ricircolo.



Figura 40 - Fase di tiro della condotta da installare [Chiarelli, 2013]

La batteria di perforazione (*drill string*) ha la funzione principale di trasmettere al fondo foro le forze (torsione, spinte e tiri) generate dalla perforatrice e i fluidi (liquidi o aeriformi) provenienti

dall'impianto di miscelazione e/o trattamento dello *slurry*. Essa si compone dei seguenti elementi cavi:

- aste di perforazione (*drill pipe*);
- portasonda del sistema di guida;
- riduzioni (cross-over);
- stabilizzatori (stabilizer).

La batteria di perforazione termina con un utensile di perforazione nella prima fase, con l'alesatore nella seconda fase, e col tubo da interrare nell'ultima fase dello schema esecutivo.

L'asta di perforazione è costituita da un tubo e da due terminali filettati a tenuta stagna, che permettono la giunzione tra le varie aste (Figura 41). Essa è sufficientemente flessibile da consentire curvature della batteria di perforazione anche piuttosto elevate ed ha la funzione principale di trasmettere forze e fluidi all'utensile fondo foro.



Figura 41 - Asta d perforazione per directional drilling [Chirulli, 2016]

L'asta di perforazione è uno degli elementi più importanti dell'intero sistema di interramento, in quanto le sue caratteristiche e il suo comportamento meccanico influiscono profondamente sulle prestazioni del *directional drilling*. Aste realizzate con materiali a basso limite di snervamento o con manicotti non efficienti non solo non permettono di seguire la traiettoria di progetto, ma sono spesso soggette a rotture o distorsioni permanenti (piegamenti, torsioni, imbozzamenti).

Nel seguito verranno descritte le tre fasi realizzative per l'installazione di una nuova condotta e il sistema di guida, che permette di avere un controllo attivo della traiettoria.

2.1.1 Perforazione pilota

In questa prima fase esecutiva la perforatrice direzionale (Figura 42 e Figura 43) viene posizionata nel punto di partenza della traiettoria di progetto. L'utensile di perforazione viene inserito nel terreno orientando lo scavo secondo l'inclinazione e la direzione prestabiliti. Lo scavo può avvenire mediante diverse tecniche (perforazione rotativa, idromeccanica, rotopercussiva, mista) a seconda del tipo di terreno che si prevede di incontrare lungo l'escavazione. La perforazione può essere eseguita sia a partire dalla superficie sia partendo da un pozzetto di servizio.



Figura 42 - Schema di perforatrice da directional drilling [Chirulli, 2016]

Al procedere dello scavo, si avvitano tra di loro nuove aste di perforazione sino alla completa percorrenza della traiettoria di progetto. L'escavazione procede lungo il tracciato prestabilito operando, se necessario, manovre di correzione atte a riportare nella giusta posizione la punta di perforazione e la batteria di aste. Le coordinate nello spazio, l'inclinazione e l'orientamento (*tool face*) dell'utensile di scavo vengono determinate in tempo reale grazie al sistema di guida. La prima fase esecutiva termina quando la punta di perforazione affiora nel punto di arrivo.

Come già detto, lo scavo è direzionabile grazie all'uso combinato di un sistema di guida e di un utensile di escavazione direzionabile. Mentre la batteria di perforazione risulta assial-simmetrica rispetto al proprio asse di rotazione, che generalmente ha una geometria curvilinea tridimensionale, la punta di perforazione risulta caratterizzata da una propria asimmetria assiale. Proprio questa asimmetria, che può essere *longitudinale* o *trasversale*, rende direzionabili gli utensili di scavo.



2 - Altre tecnologie trenchless per l'interramento di nuove condotte

Figura 43 - Perforatrice da 300 kN e 17600 Nm di coppia [Prime Drilling GmbH, Germania]

L'asimmetria longitudinale consiste in una distorsione angolare (angular offset) dell'utensile di perforazione rispetto all'asse longitudinale della batteria. In questi casi, l'utensile di escavazione è una macchina idraulica o pneumatica che trasforma l'energia cinetica e di pressione del fluido nel moto di componenti percussivi o rotativi. La distorsione angolare (dell'ordine di $0^{\circ} \div 3^{\circ}$) viene realizzata per mezzo di un giunto a gomito (*bent sub*) che collega l'utensile di scavo con il resto della batteria di perforazione (Figura 44).



Figura 44 - Asimmetria assiale longitudinale di un utensile di perforazione direzionabile [Chirulli, 2016]

2.1 Directional drilling

Uno degli utensili di perforazione ad *asimmetria assiale longitudinale* è la turbina a fango (*mud motor*), macchina idraulica, nata in campo petrolifero, ampiamente utilizzata per lo scavo in qualsiasi tipo di roccia. La macchina si compone normalmente di tre parti: una sezione di potenza, un giunto a gomito e la punta di perforazione costituita in genere da un tricono armato con denti o inserti ai carburi di metalli duri (a seconda della durezza della roccia da scavare). Infatti, poiché l'escavazione avviene per rotazione semplice della punta di perforazione, è necessario che la durezza della punta sia molto maggiore rispetto a quella della roccia. Dunque può risultare estremamente costoso scavare, con una turbina a fango, rocce molto dure a causa del costo elevato di punte di escavazione a elevata durezza.

Altro sistema ad *asimmetria assiale longitudinale* è quello roto-percussivo con martelli fondo foro idraulici o pneumatici. Questi utensili sono composti dalle stesse sezioni delle macchine a fango ma presentano le seguenti differenze: la sezione di potenza genera una serie di percussioni a elevata frequenza attraverso una massa metallica, che batte direttamente sulla punta di perforazione senza interposizione di alcuna trasmissione, il giunto a gomito, infatti, viene posto tra la batteria di perforazione e la sezione di potenza (Figura 45).



Figura 45 - Sezione di un martello pneumatico fondo [Chirulli, 2016]

Gli utensili roto-percussivi sono estremamente efficaci nello scavo di materiali molto duri e per questo anche piuttosto fragili come le rocce magmatiche intrusive, alcuni calcari molto compatti o il calcestruzzo. Essi sono stati sperimentati con successo anche in terreni misti con matrice fine e inclusioni rocciose. In questi casi si è soliti utilizzare come fluido di perforazione l'aria piuttosto che i fluidi a base d'acqua comunemente utilizzati nella maggior parte della applicazioni con *directional drilling*. L'uso di utensili roto-percussivi comporta che il terreno, lungo la traiettoria di scavo, viene dislocato piuttosto che rimosso e questo determina una precompressione locale del terreno attorno al foro, con effetti positivi sulla stabilità della cavità realizzata. Con la perforazione a dislocamento bisogna, però, porre attenzione al non creare effetti di superficie, come rigonfiamenti del terreno o delle sovrastrutture; per evitare ciò è necessario avere una copertura adeguata dello scavo, ad esempio per profondità di perforazione minori di 2,5 m è possibile utilizzare questa tecnica solo per installazioni di tubi di diametro minore di 250 mm.

Durante la perforazione pilota la *rotary* della perforatrice esercita sulla batteria di perforazione una coppia e una spinta. La coppia è generata dalla rotazione dell'albero di uscita della rotary, mentre la spinta (così come il tiro) è generata dalla traslazione della rotary lungo il mast del carrello della perforatrice. Quando la batteria di perforazione viene mantenuta in rotazione e spinta dalla perforatrice direzionale, la punta di scavo descrive una traiettoria orbitale. Quando invece si vuole attuare una sterzata (steering), avente lo scopo di modificare la traiettoria di scavo, si arresta solo la rotazione della rotary lasciando attivo l'utensile direzionale (che grazie al fluido ha un moto autonomo rotativo o roto-percussivo) e continuando a esercitare la spinta sulla batteria di perforazione. In questo modo la punta di scavo avanzerà tendenzialmente lungo l'asse del tratto terminale distorto della batteria di perforazione, determinando così una deviazione dell'intero asse di perforazione. Affinché la deviazione di tutta la batteria abbia luogo è necessario che la punta di perforazione, nella manovra di sterzata, avanzi per un tratto sufficientemente esteso, in modo che alla ripresa della rotazione della rotary si creino reazioni di vincolo sufficienti a far deviare l'intera batteria di aste. L'estensione del tratto di sterzata dipende da diversi fattori tra cui: la resistenza del materiale in cui si realizza lo scavo, la rigidezza della batteria di perforazione, la curvatura della traiettoria da seguire.

Per quanto riguarda l'asimmetria trasversale, essa consiste normalmente nell'eccentricità della massa terminale della punta di perforazione, che comporta un disallineamento tra il baricentro dell'utensile di scavo e l'asse di assial-simmetria della batteria (*punte eccentriche*), oppure nella presenza di una faccia della punta di perforazione inclinata trasversalmente rispetto all'asse di assial-simmetria della batteria della batteria della batteria della batteria della batteria della batteria di assial-simmetria trasversalmente rispetto all'asse di assial-simmetria della batteria di perforazione (*punte a cuneo*). In Figura 46 vengono mostrate due diverse punte ad *asimmetria trasversale*.

Anche con le punte ad *asimmetria assiale trasversale* per deviare l'asse di perforazione è necessario interrompere la rotazione della *rotary* continuando a esercitare la spinta. In questi casi la sterzata dell'asse di perforazione avviene in quanto l'azione di scavo piuttosto che essere distribuita su un'area circolare, avente baricentro sull'asse di rotazione della batteria, si concentra in un'area il cui baricentro è eccentrico rispetto al predetto asse (Figura 47).

2.1 Directional drilling



Figura 46 - Punte da roccia ad asimmetria trasversale. In alto a becco d'oca, in basso a zampa d'elefante [Chirulli, 2016]



Figura 47 - A sinistra: eccentricità dell'area d'azione di una punta a cuneo. A destra: eccentricità dell'area d'azione di una punta eccentrica [Chirulli, 2016]

Per la scelta dell'utensile di perforazione, oltre a dover considerare le condizioni idrogeologiche del sito, la lunghezza e la geometria del tracciato, la tipologia e le caratteristiche della batteria di perforazione, è necessario tenere conto anche della necessità di dover realizzare un sovrascavo rispetto al diametro della condotta da installare. Questo sovrascavo, che prende il nome di *anulus*, risulta fondamentale per l'esecuzione di tutte le fasi realizzative del *directional drilling*. Esso è necessario per:

- permettere la circolazione dei fluidi di perforazione e dello smarino, e garantire, se necessario, che vi sia spazio sufficiente affinché il fluido possa svolgere anche un'azione di sostentamento delle pareti del foro (Figura 48);
- ridurre le forze d'attrito circonferenziali che si oppongono all'avanzamento della perforazione;
- avere spazio sufficiente per ottimizzare il tiro della condotta da installare all'interno del foro.



Figura 48 - Anulus nel foro pilota [Chirulli, 2016]

Quanto debba essere ampio il sovrascavo da realizzare dipende da una serie di fattori tra cui: il tipo di terreno scavato, la pressione e la tipologia di fluido di perforazione utilizzato, la lunghezza dello scavo. Normalmente nella fase di perforazione pilota si cerca di avere una differenza tra il raggio nominale del foro e quello della batteria almeno pari a 25 mm, per evitare che il canale anulare possa ostruirsi facilmente. Se ciò dovesse avvenire, a causa del crollo delle parti del foro, di fenomeni di rigonfiamento in terreni reattivi o per l'accumulo di detriti in alcuni tratti del tracciato, la perforazione rallenterebbe sino ad arrestarsi. Per questa ragione risulta fondamentale la scelta delle dimensioni del sovrascavo, della tipologia e pressione del fluido di perforazione, del processo di trattamento del fango e successivo ricircolo del fluido di perforazione all'interno del foro.

2.1.2 Sistemi di guida

Come già osservato, il controllo attivo della traiettoria nel *directional drilling* è frutto dell'uso combinato di un utensile direzionabile e di un sistema di guida. Quest'ultimo si compone di una parte fondo foro (sensori, trasmettitori) e una fuori foro (ricevitore, elaborazione segnali). La parte fondo foro è solitamente alloggiata in un elemento cilindrico facente parte della batteria di perforazione chiamato comunemente *sonda*. Il sistema di guida fornisce, per ciascuna sezione del tracciato, la profondità dei sensori di fondo foro, l'inclinazione rispetto al piano orizzontale (*pitch*), l'orientamento dell'asimmetria dell'utensile (*tool face orientation*) e, a seconda del tipo di sistema di guida utilizzato, l'azimut e la posizione planimetrica dei sensori. I sistemi di guida per il *directional drilling* civile sono essenzialmente di tre tipologie:

- sistemi walk-over;
- sistemi magnetici;
- sistemi di tipo inerziale.

Nei sistemi walk-over la sensoristica di bordo si configura con inclinometri o accelerometri bitriassiali che vengono posti all'interno della sonda in modo da risultare perfettamente centrati rispetto all'asse della batteria di perforazione e orientati in modo da indicare precisamente il tool face dell'utensile di perforazione. I dati elaborati dai sensori vengono trasmessi in superficie attraverso un segnale radio. Tale segnale viene rilevato da un opportuno ricevitore manovrato in superficie da un operatore, che si muove in prossimità della verticale del trasmettitore fondo foro (da qui il nome del sistema di guida). In questo modo l'operatore ottiene la profondità, l'inclinazione rispetto all'orizzontale (pitch) e l'orientamento del trasmettitore. Essendo quest'ultimo solidale alla punta di scavo, tutte le informazioni ricavate con riferimento al trasmettitore possono essere estese, con opportune formulazioni, all'utensile di perforazione. Si è dunque in grado di conoscere le coordinate spaziali, l'inclinazione e l'orientamento della punta di escavazione. Le coordinate spaziali della punta vengono però ricavate indirettamente, in quanto i sistemi walkover non sono in grado effettuare misure degli angoli azimutali, grazie alla posizione che l'operatore raggiunge sul campo, portandosi sulla verticale precisa del trasmettitore. Queste informazioni consentono di determinare se la punta di perforazione stia seguendo o meno la traiettoria prestabilita e di effettuare in maniera controllata le manovre di deviazione dell'asse di perforazione.

Oggi, i *sistemi walk-over* presentano una precisione della misura dell'inclinazione rispetto all'orizzontale di 0,1% e una precisione nella misura della profondità pari a $\pm 5\%$ della lettura

nominale restituita. Questo non significa che con la tecnologia del *directional drilling* si è in grado di interrare condotte con una precisione della pendenza longitudinale di quest'ordine di grandezza, in quanto la precisione della perforazione, in termini di inclinazione, dipende principalmente dall'accuratezza conseguibile con le manovre direzionali. A prova di quanto detto, il directional drilling è utilizzabile per l'installazione di condotte fognarie o per il drenaggio urbano solo nel caso in cui la piezometrica della condotta abbai una pendenza non inferiore all' $1,0 \div 1,5\%$.

I principali limiti di questa tipologia di sistema di guida sono legati alla sensibilità alle interferenze elettromagnetiche, che possono alterare o rendere impossibile la lettura dei dati. Le più comuni interferenze attive, riscontrabili nelle applicazioni in aree urbane, sono sorgenti radio o campi elettromagnetici diversi da quelli associati al sistema di guida, mentre tra le interferenze passive rientrano le armature metalliche presenti in alcune pavimentazioni stradali o nelle opere civili interrate, e l'acqua salmastra o marina, in quanto essendo un conduttore, agisce da schermo elettromagnetico. Altro limite è la profondità massima dello scavo, che non deve superare i $15 \div 20$ m affinché non vi siano problemi nel rilevamento dei dati da parte del ricevitore. Infine un ulteriore limitazione può essere la scarsa o nulla accessibilità del sito (presenza di edifici, infrastrutture non praticabili, aree accidentali, corsi d'acqua), ciò impedisce all'operatore di portarsi punto per punto sulla verticale del trasmettitore. Con gli ultimi sviluppi tecnologici, quest'ultima limitazione è stata in parte superata grazie alla guida in remoto, che tuttavia risulta meno efficiente di quella che si ha con i sistemi di guida di tipo magnetico o inerziale.

I **sistemi di guida magnetici** permettono di ottenere in remoto tutti i dati provenienti dalla sonda fondo foro. La sensoristica di questi sistemi di guida è composta da magnetometri triassiali per la misura del campo magnetico terrestre o di un campo magnetico artificiale e accelerometri per la misura dell'inclinazione e *tool face*. Grazie ai magnetometri, si è in grado di misurare l'angolo azimutale, cioè l'angolo che l'asse della sonda forma nel piano orizzontale rispetto ad una direzione di riferimento, che può essere il nord magnetico terrestre o una direzione di riferimento costruita artificialmente sulla superficie del terreno. La trasmissione dei dati avviene tramite un cavo elettrico che si dirama all'interno della batteria di perforazione.

Con questa tipologia di sistema di guida è possibile realizzare installazioni di condotte anche a elevate profondità, se il terreno è favorevole e non ci sono apprezzabili disturbi elettromagnetici, si possono superare i 100 m di ricoprimento. Proprio la tipologia e l'intensità delle sorgenti di interferenza elettromagnetica determinano la scelta di utilizzare il campo magnetico terrestre o uno artificiale. Quest'ultimo viene realizzato stendendo al piano campagna, al di sopra dell'area in cui si effettuerà lo scavo, un cavo elettrico che viene chiuso su un apposito generatore. Il cavo forma sul terreno una spira elettrica chiusa che dunque genera un campo magnetico. Questo campo magnetico sarà quello preso come riferimento per calcolare l'angolo azimutale. È chiaro che, qualora sia necessario adoperare un campo magnetico artificiale, il sito debba essere accessibile per permettere la stesa e il rilievo topografico del cavo elettrico di superficie. In questi casi, dunque, viene meno la completa remotabilità del sistema di guida.

I due sistemi di guida finora descritti non sono alternativi l'uno all'altro in quanto coprono campi d'impiego diversi. Per l'appunto mentre i *sistemi walk-over* sono preferibili in aree urbane densamente abitate o in applicazioni in cui il costo unitario della perforazione è basso, i *sistemi magnetici* risultano fondamentali nei grandi attraversamenti di bacini idrici o quando le perforazioni avvengono a profondità maggiori di 10÷15 m. Infatti i *sistemi magnetici* oltre a essere più costosi e complessi di quelli *walk-over* e richiedere personale qualificato per un loro corretto utilizzo, risentono delle interferenze elettromagnetiche in maniera molto più accentuata dei *sistemi walk-over*, tanto da risentire anche delle interferenze provenienti dai veicoli in transito.

Di ultima generazione sono i sistemi di guida misti che integrano le funzionalità dei *sistemi walk-over* con la possibilità di misurare gli angoli azimutali attraverso bussole magnetiche integrate nei trasmettitori. I limiti di questi sistemi sono da imputare alla sensibilità delle bussole alle interferenze elettromagnetiche presenti nell'area di scavo.

Infine vi sono i **sistemi di guida inerziali** che utilizzano giroscopi o veri e propri IMU (*Inertial Measurement Unit*) per ottenere la posizione spaziale, l'inclinazione e l'orientamento dell'utensile di scavo. Il vantaggio di questi sistemi è che i dati risultano completamente indipendenti dai campi elettromagnetici presenti in sito. Inoltre lavorano completamente in remoto e generalmente fanno uso di giroscopi in stato solido o laser. Ad oggi non sono ancora molto diffusi nel campo del *directional drilling* civile ma date le loro peculiarità e l'abbattimento del loro costo, potranno avere in futuro un ampio utilizzo.

2.1.3 Alesatura

La fase di alesatura inizia quando la perforazione pilota risulta completata e sia l'utensile di scavo che la sonda vengono smontati dalla batteria di perforazione. Al loro posto viene montato un alesatore che ha il compito di allargare il foro realizzato nella fase precedente. L'alesatore (*backreamer*) viene scelto sulla base della tipologia di terreno presente in sito e del diametro finale che il foro dovrà avere per installare la condotta.

Dunque si procede a ritroso tirando e ruotando l'alesatore in modo che esso allarghi il foro. Se il diametro finale risulta notevolmente maggiore rispetto a quello realizzato nella perforazione pilota, l'alesatura può essere ripetuta più volte variando, di volta in volta, il diametro dell'alesatore, finché non si raggiunge il diametro desiderato. In questi casi, ad ogni inizio alesatura, subito dietro l'alesatore viene inserita una seconda batteria di aste di perforazione, in modo che nel foro vi sia sempre una batteria di aste che sostenga lo scavo, anche quando l'alesatore nel suo moto a ritroso raggiunge la perforatrice. Se invece la tubazione da installare è di piccolo diametro (250÷300 mm), la lunghezza di tiro contenuta (entro 100 m), e il terreno favorevole, alesatura e tiro possono essere realizzate nella stessa fase.

Esistono diverse tipologie di alesatori (Figura 49) in base al tipo di materiale da scavare. Nelle rocce gli alesatori hanno una configurazione tipica a coni rotanti armati con inserti di carburi di metalli duri adatti al tipo di roccia da alesare. Nei terreni fini sia sciolti che coesivi (limi, argille, sabbie fini), poco o mediamente addensati, si utilizzano alesatori in grado di asportare il terreno e mescolarlo con il fluido di perforazione. Il fango ottenuto, fuoriesce dall'*anulus* e viene trattato in modo da separare lo smarino dal fluido di perforazione che, una volta depurato dalla componente solida, verrà successivamente rimandato al fondo foro. Infine nei terreni fini molto addensati, in quelli misti e nelle rocce tenere, si impiegano alesatori con elementi taglianti in grado di scarificare le pareti del foro.



Figura 49 - A sinistra: alesatore da roccia [Prime Drilling GmbH, Germania]. A destra: alesatore per terreni addensati [Vermeer Corporation, U.S.A.]

Affinché si abbia un opportuno spazio di manovra per l'installazione della condotta definitiva, il diametro finale della fase di alesatura risulta maggiore rispetto al diametro esterno del tubo da interrare. Il diametro finale dell'alesatura viene chiamato *sovralesatura* ed è pari a:

$$D_a = (1+r)D_t$$

Avendo indicato con:

- D_a la sovralesatura;
- D_t il diametro esterno del tubo da interrare;
- *r* il coefficiente di *sovralesatura*.

Il coefficiente di *sovralesatura* dipende dalla massima curvatura del percorso di perforazione e dalla tipologia di terreno da scavare. I valori generalmente utilizzati per *r* sono riportati in Tabella 4.

curvatura massima e raggio minimo del tracciato di perforazione		TERRENO TIPO			
		1	2	3	4
C ≤ 0,1%	R ≥ 1.000 m	30%	25%	35%	20%
0,1% < C ≤ 0,2%	1.000 m > R ≥ 500 m	33%	28%	38%	23%
0,2% < C ≤ 0,5%	500 m > R ≥ 200 m	36%	31%	42%	26%
0,5% < C ≤ 1%	200 m > R ≥ 100 m	40%	34%	45%	29%
1% < C ≤ 2%	100 m > R ≥ 50 m	43%	37%	48%	32%
$2\% < C \le 4\%$	50 m > R ≥ 25 m	46%	41%	52%	35%

Tabella 4 - Coefficiente di sovralesatura espresso in percentuale [Chirulli, 2016]

macroclasse	descrizione	
TIPO 1	terreni granulari a grana da media a fine (sabbia sciolta, ghiaia sciolta, ecc.)	
TIPO 2	terreni coesivi (argille, argille sabbiose, sabbie argillose, limi, limi sabbiosi, ecc.)	
TIPO 3	terreni coesivi con trovanti rocciosi, ghiaia di granulometria grossolana	
TIPO 4	roccia	

Tabella 5 - Classificazione delle tipologie di terreno [Chirulli, 2016]

2.1.4 Tiro

L'ultima fase dello schema esecutivo di un'applicazione con *directional drilling* è il tiro della condotta da interrare. Il tiro *T*, che la perforatrice deve esercitare sulla tubazione per la sua corretta installazione, deve rispettare due condizioni:

- $T > T_{min}$: affinché il tubo trasli lungo il foro alesato, il tiro T deve essere maggiore della risultante delle forze T_{min} che si oppongono al moto della tubazione;

- $T < T_{max}$: la forza di trazione *T* deve essere inferiore al massimo tiro T_{max} applicabile al tubo. T_{max} viene calcolato in funzione delle caratteristiche meccaniche della condotta stessa e della sua configurazione deformata all'interno del foro, conseguente alle curvature del tracciato di progetto.

Il tubo da interrare viene collegato alla batteria di perforazione interponendo tra tubo e aste di perforazione due elementi (Figura 50): un giunto girevole reggispinta chiamato comunemente *swivel* e una testa di tiro (*pipe puller*). Il giunto girevole ha la funzione di trasmettere al tubo la trazione, esercitata dalla perforatrice, ma non la coppia. Gli *swivel* in commercio si differenziano per le dimensioni e per il valore di tiro massimo applicabile. La testa di tiro è invece l'elemento di aggancio che funge da collegamento tra il tubo e il giunto girevole. Essa può avere diverse forme e modalità di aggancio.



Figura 50 - A sinistra: swivel con articolazioni da 150 tonnellate di tiro [Colli Drill S.p.A. - Colli Equipment S.r.l., Italia]. A destra: teste di tiro per tubazioni in PEAD di vari diametri [Brewis Engineering Ltd, U.K.]

2.1.5 Fluidi di perforazione

I fluidi di perforazione comunemente impiegati nelle applicazioni di directional drilling possono essere distinti in due famiglie [Chirulli, 2016]:

- fluidi in fase prevalentemente liquida:
 - acqua;
 - acqua e bentonite;
 - acqua, bentonite e additivi (polimeri di sintesi o bio-polimeri);

- acqua e polimeri di sintesi o bio-polimeri (fluidi *clay-free*);
- fluidi in fase prevalentemente aeriforme (percentuale di liquido non eccedente in volume lo 0,02% dell'aria immessa):
 - aria secca;

_

- aria e acqua nebulizzata;
- aria, acqua nebulizzata e agenti schiumogeni;
- aria, acqua nebulizzata, agenti schiumogeni e polimeri di sintesi o bio-polimeri.

Quando si adoperano fluidi in fase prevalentemente liquida si parla di *wet boring* mentre quando si opera con fluidi in fase prevalentemente aeriforme si parla di *dry boring*.

Qualsiasi sia la natura del fluido utilizzato esso assolve ad alcune funzioni rilevanti, tra cui: raffreddamento degli utensili fondo foro; nel caso del *wet boring*, sostentamento delle pareti del foro; allontanamento totale (*wet boring*) o parziale (*dry boring*) dello smarino durante le fasi della perforazione pilota e dell'alesatura; alimentazione di eventuali utensili fondo foro attivi.

I fluidi a base d'acqua sono quelli più utilizzati, in particolare la bentonite, e presentano i seguenti vantaggi:

- notevole riduzione degli attriti nelle fasi di tiro;
- maggiore velocità di perforazione/alesatura in terreni fini;
- possibilità di raggiungere maggiori distanze di scavo e di installare tubazioni di grandi diametro, grazie all'incomprimibilità del fluido di perforazione;
- bassi o nulli dislocamenti del terreno e minori effetti di superficie.

Mentre i principali svantaggi del wet boring sono:

- elevato costo dei fluidi e del loro smaltimento;
- incompatibilità con ambiti in cui il fluido può rappresentare un inquinante per il sito;
- possibilità di eruzione del fluido in superficie per rottura del suolo.

L'uso di fluidi a base d'aria, invece, fu inizialmente sperimentato nel Regno Unito nei primi anni '80 e perfezionato in Italia a partire dalla fine degli anni '90. In Italia il *dry boring* è stato impiegato per la costruzione delle prime reti telematiche su fibra ottica in ambito urbano, ad opera delle principali compagnie telefoniche operanti nel paese.

L'aria compressa viene impiegata principalmente come fluido di perforazione nei sistemi direzionali pneumatici roto-percussivi fondo foro. Durante le fasi di perforazione pilota e alesatura, il terreno viene principalmente dislocato e compattato piuttosto che rimosso, come invece avviene col *wet boring*, e questo favorisce l'instaurarsi di fenomeni di auto-sostentamento del foro. Tale effetto positivo si registra in terreni coesivi anche in presenza di cospicue quantità di sabbia e ghiaia. Fa eccezione la perforazione in roccia, nella quale il materiale viene scavato, polverizzato e allontanato dal flusso d'aria che fuoriesce dall'*anulus*. I principali vantaggi del *dry boring* sono:

- bassi costi di produzione;
- nessun rischio di eruzioni del fluido in superficie per rottura del suolo;
- elevata efficacia in materiali rocciosi;
- impatto ambientale minimo per l'assenza di liquidi immessi nel sottosuolo e assenza di fanghi da smaltire.

Infine, i principali svantaggi dell'utilizzo di fluidi in forma prevalentemente aeriforme sono:

- lunghezze massime di installazione minori di 200 m;
- inefficacia in terreni sciolti, e a bassa portanza;
- diametri massimi interrabili minori di 500 mm.

2.2 Impact moling

L'*impact moling* è una delle prime tecnologie *trenchless* sviluppate. I primi utensili destinati a tali applicazioni vennero creati negli anni '20, mentre lo sviluppo industriale delle attrezzature ha avuto inizio nella seconda metà degli anni '60.

L'impact moling è una tecnica di interramento nella quale la condotta viene posata per tiro in un foro creato da siluri battenti ad alimentazione pneumatica o idraulica che vengono fatti procedere nel terreno senza controllo attivo della direzione (Figura 51). La perforazione avviene per dislocamento e conseguente compattazione del terreno, il che comporta delle limitazioni sia sulle tipologie di terreni attraversabili che sulle dimensioni delle tubazioni installabili. Tale tecnologia risulta infatti efficace soprattutto in terreni fini e omogenei, mentre può avere parecchie difficoltà in presenza di trovanti rocciosi, in quanto questi ultimi possono determinare deviazioni direzionali indesiderate o perfino il blocco dello scavo.

Gli utensili percussivi, chiamati *mole* (talpa), sono dei martelli pneumatici a siluro (Figura 52), che avanzano nel terreno seguendo una traiettoria rettilinea (a meno di incappare in ostacoli consistenti), una volta intestati, allineati e avviati nel punto di partenza dello scavo. I siluri battenti vengono generalmente alimentati da un compressore d'aria. L'interramento è abbastanza rapido sia per le elevate velocità di scavo, che nei terreni più favorevoli a tale tecnologia può raggiungere i 25 m/h, sia per le ridotte operazioni necessarie nei punti di partenza e arrivo, e per l'installazione dell'attrezzatura. Un'applicazione con *impact moling* consta delle seguenti fasi:

 individuazione dei punti di partenza e arrivo sulla base del tracciato di progetto, delle indagini geognostiche e della situazione preesistente del sottosuolo in termini di sottoservizi;

2.2 Impact moling

- realizzazione in quei punti, se necessario, di piccoli pozzi per l'installazione e il recupero dell'attrezzatura. Spesso basta solamente rettificare il fronte di inizio perforazione come nei casi di attraversamenti di rilevati stradali e ferroviari;
- posizionamento dell'utensile percussivo su una slitta di lancio, della stessa lunghezza della talpa, orientata secondo la direzione che si desidera seguire (Figura 53);
- avvio del processo di perforazione e accompagnamento della tubazione, che segue in coda il siluro battente;
- recupero della talpa nel punto di arrivo una volta terminato lo scavo.

L'intervallo dimensionale delle talpe oggi in commercio varia tra $25 \div 250$ mm e corrisponde all'incirca ai diametri delle condotte installabili tramite questa tecnologia. Le tubazioni sono in genere in materiale plastico (generalmente PEAD). Le distanze che è possibile coprire con *l'impact moling* non superano i 30 m e il principale impiego è la realizzazione di attraversamenti o allacci utenze, in aree dove non vi è un'alta presenza di sottoservizi preesistenti.



Figura 51 - Schema d'installazione mediante impact moling [Thompsons Directional Drilling Ltd, U.K.]

2 - Altre tecnologie trenchless per l'interramento di nuove condotte



Figura 52 - Siluro battente [TRACTO-TECHNIK GmbH & Co. KG, Germania]



Figura 53 - Allineamento iniziale di un siluro battente prima di un attraversamento [TRACTO-TECHNIK GmbH & Co. KG, Germania]

2.3 Pilot tubing

Il *pilot tubing*, noto pure come *guided boring*, è una tecnologia che permette l'installazione di condotte per spinta mantenendo una pendenza longitudinale della tubazione nell'ordine dello $0,2\div0,4\%$. Ciò rende questa tecnologia idonea per l'interramento di tubazioni fognarie o di drenaggio urbano. È possibile installare tubi costruiti con materiali rigidi, come il calcestruzzo, il cemento armato o il gres, così come tubazioni in materiali duttili come l'acciaio o il PRFV. Il range dimensionale delle condotte può variare tra $280\div1200$ mm e le lunghezze d'interramento tra $10\div120$ m.

Lo schema esecutivo per l'installazione di una tubazione si articola in tre fasi e necessita di un pozzo di partenza e di uno d'arrivo. Le fasi esecutive sono:

- perforazione pilota;
- pre-alesatura in avanzamento;
- installazione della tubazione con eventuale alesatura finale.

L'attrezzatura risulta notevolmente compatta e viene collocata in parte all'interno del pozzo di spinta e in parte in superficie. Nel pozzo di partenza viene posto la perforatrice, che genera la spinta e la coppia necessari per la realizzazione del foro, e il sistema di controllo e monitoraggio della traiettoria. In superficie vengono invece posti: l'impianto di miscelazione del fluido di scavo, la power unit, nonché tutti i materiali da cantiere tra cui tubi pilota, alesatore, tubi camicia ecc (Figura 54).

La perforazione pilota (Figura 55) viene eseguita utilizzando delle aste di perforazione chiamate *pilot tubes* che presentano la particolarità di avere una condotta coassiale interna. Il canale interno, centrato assialmente, viene utilizzato per il controllo della traiettoria. Esso infatti rimane vuoto in modo da permettere, dal pozzetto di partenza, la visione del target a led collocato a tergo della punta di perforazione. Lo spazio anulare viene invece utilizzato per il passaggio del fluido di lubrificazione che dall'impianto di miscelazione giunge fino alla punta di perforazione. La punta è generalmente a cuneo, simile a quelle utilizzate nel *directional drilling*, anche se in questa tecnica la direzionalità dell'utensile ha il solo scopo di mantenere la perforazione lungo una traiettoria perfettamente rettilinea. Il terreno viene scavato e fatto circolare sotto forma di fango dal fondo foro al pozzo di partenza attraverso l'anulus creato dalla punta di escavazione.



2 – Altre tecnologie trenchless per l'interramento di nuove condotte

Figura 54 - Schema d'impianto per pilot tubing [Akkerman Inc., U.S.A.]



Figura 55 - Fase di perforazione pilota [Akkerman Inc., U.S.A.]

La pre-alesatura si esegue in continuità alla prima fase, inserendo alla coda della batteria di tubi pilota un alesatore (avente le stesse funzioni viste nel *directional drilling*), seguito da una serie di tubi camicia contenenti al loro interno delle coclee (Figura 56). Quest'ultime, poste in roto-traslazione dalla perforatrice, trasmettono la rotazione all'alesatore mentre la perforatrice spinge in avanti l'intero treno di tubi. In questa fase lo smarino viene evacuato fuori dal foro tramite le coclee e raccolto nel pozzo di partenza. Al termine della pre-alesatura si avrà la completa sostituzione della batteria di tubi pilota con quella di tubi camicia con all'interno le coclee.



Figura 56 - Fase di pre-alesatura [Akkerman Inc., U.S.A.]

Le modalità in cui avviene la terza fase dipende dal diametro della tubazione da interrare. Infatti per l'installazione di condotte con diametro fino a 400 mm, è sufficiente spingere le condotte lungo il foro, recuperando i tubi camicia nel pozzetto di ricezione. In questo caso l'alesatore e i tubi camicia utilizzati nella seconda fase avranno diametro pari a quello delle condotte definitive maggiorato del sovrascavo. Quando invece il diametro delle tubazioni da interrare è maggiore di 400 mm, allora si ricorre all'uso di alesatori motorizzati (Figura 57) o vere e proprie teste di scavo motorizzate alimentate idraulicamente (Figura 58). In questa circostanza lo smarino, prodotto dall'ulteriore allargamento del foro, viene convogliato verso il pozzo di ricezione sfruttando le coclee interne ai tubi camicia installati nella seconda fase.



Figura 57 - Installazione della tubazione con alesatore motorizzato [Akkerman Inc., U.S.A.]



Figura 58 - Installazione della tubazione con testa di scavo motorizzata [Akkerman Inc., U.S.A.]

Nel caso di tubazioni avente diametro maggiore di 400 mm, i tubi vengono spinti in avanti dalla perforatrice mentre le forze necessarie all'avanzamento della testa di scavo o dell'alesatore vengono totalmente generate al fondo foro, grazie a una batteria di pistoni telescopici idraulici longitudinali, posti a tergo della testa di scavo o dell'alesatore, che esercitano la loro spinta sulla condotta in coda alla macchina.



Figura 59 - Elementi utilizzati nelle tre fasi esecutive del pilot tubing. Da sinistra a destra: testa di scavo motorizzata, tubo camicia con in testa l'aleatore, tubo pilota [Akkerman Inc., U.S.A.]

2.4 Pipe ramming

Il *pipe ramming* è una tecnologia di installazione per spinta di condotte in acciaio, non direzionabile. Le tubazioni vengono infisse per battitura grazie all'azione percussiva fornita da appositi percussori pneumatici o idraulici chiamati *ram* (Figura 60). I *ram* sono in grado di sviluppare un numero di colpi al minuto variabile tra 180 e 350 e di questo si deve tener conto quando le vibrazioni generate possono essere un problema per le strutture civili limitrofe all'area di cantiere. Il range dimensionale dei percussori varia tra 90÷800 mm di diametro esterno e lunghezze variabili tra 1500÷4500 mm. L'energia erogata per ciascun colpo varia tra 200÷40000 Nm.

I tubi installabili possono avere un diametro che varia tra $50 \div 4000$ mm, mentre le massime lunghezze d'infissione raggiungibili raggiungono gli 80 m. Generalmente la tecnica del *pipe ramming* viene utilizzata per realizzare attraversamenti dei corpi stradali o ferroviari, così come per l'attraversamento di piste aeroportuali, o di punti singolari del tracciato. È buona norma avere sempre un ricoprimento minimo non inferiore a $1,5 \div 2$ m o 3 volte il diametro del tubo da installare.



Figura 60 - Diverse tipologie di percussori utilizzabili nel pipe ramming [TRACTO-TECHNIK GmbH & Co. KG, Germania]

Questa tecnica risulta efficace in terreni omogenei a granulometria fine, sia sciolti che coesivi. L'installazione risulta possibile anche in terreni con scarsi inclusi rocciosi purché la dimensione della frazione litoide non superi $1/20 \div 1/10$ del diametro della condotta da installare. Il *pipe ramming* è totalmente inefficace negli scavi in roccia di qualsiasi tipologia. La produttività dipende molto dalla natura del terreno attraversato e risulta normalmente compresa tra $8 \div 30$ m/giorno.

Al fine di garantire un corretto direzionamento, nell'area di spinta i tubi vengono collocati e fatti scorrere su una slitta costituita in genere da due rotaie metalliche. La lunghezza della slitta, che di norma è pari ad almeno $5 \div 10$ volte il diametro esterno della condotta da interrare, ha effetto sulla precisione della traiettoria percorsa. La tubazione viene assemblata fuori terra, man mano che la testa del tubo avanza nel terreno, saldando i vari elementi. In Figura 61 è possibile osservare la tipica configurazione per l'interramento di una condotta col *pipe ramming*.



Figura 61 - Installazione di una condotta con la tecnologia del pipe ramming [Stuedlein A. W., Meskele T., 2012]

L'estremità del tubo contro terra può essere aperta o chiusa. Nel primo caso si parla di *pipe ramming open face* e il terreno è libero di entrare all'interno della tubazione. In questo modo si annulla quasi totalmente il dislocamento di terreno conseguente all'installazione e ciò garantisce che in superficie non si verifichino apprezzabili subsidenze o sollevamenti. In questo caso sulla sezione iniziale della condotta può essere saldata una lama circolare che, oltre ad agevolare il taglio del terreno, stabilizza ulteriormente il direzionamento. Invece, nel caso di estremità del tubo chiusa si parla di *pipe ramming closed face* e tale tecnica viene impiegata generalmente per l'interramento di tubi di diametro non superiore ai 150÷200 mm, in quei casi in cui la compressibilità del terreno è tale da determinare dislocamenti di materiale senza apprezzabili effetti in superficie. All'estremità del tubo viene normalmente posta una punta simmetrica e coassiale all'asse del tubo avente la funzione di facilitare l'infissione.

Le forze che si oppongono al moto della condotta sono diverse a seconda che l'installazione venga fatta a fronte aperto o chiuso. Esse si sviluppano lungo le pareti interne ed esterne del tubo in caso d'interramento a fronte aperto, si sviluppano solo sulla parete esterna e in punta nelle installazioni a fronte chiuso. A seconda della tipologia di materiale da scavare, può risultare ne-cessario l'uso di un fluido lubrificante a base d'acqua che riduca le forze d'attrito.

Capitolo 3

Indagini propedeutiche

Nel corrente capitolo verranno analizzate le principali indagini propedeutiche a un qualsiasi progetto ingegneristico e quindi anche a un'applicazione in *microtunnelling*. Conoscere la stratigrafia e le caratteristiche geologiche-geotecniche del sottosuolo è indispensabile per procedere all'installazione di una nuova condotta. Ugualmente è impensabile scegliere il tracciato di una rete interrata prescindendo dalla conoscenza di possibili oggetti preesistenti come altri sottoservizi, strutture civili o cavità naturali. Inoltre qualsiasi intervento sottoterra è legato a una serie di rischi che, in assenza di un quadro informativo ottimale, possono tradursi in reali incidenti e danni al momento della realizzazione dell'opera. Dunque risultano fondamentali le indagini associate alla mappatura e caratterizzazione del sottosuolo.

I principali fattori di rischio, indipendentemente dalle modalità esecutive con le quali si realizza il sottoservizio, sono:

- lesioni alle persone, alle strutture civili, limitrofe all'area di cantiere, e all'ambiente per il verificarsi di condizioni pericolose quali: subsidenze, deflagrazioni, crolli e sfornellamenti, sversamenti di sostanze inquinanti o tossiche, inquinamento di falde acquifere;
- danno o demolizione di reperti archeologici;
- esposizione degli addetti ai lavori a materiali o sostanze nocivi;
- manifestarsi di condizioni geolitologiche che rendono problematico o impossibile il proseguimento dell'opera;
- danni a oggetti sotterranei preesistenti.

Per comprendere l'importanza delle indagini propedeutiche a un intervento nel sottosuolo basta pensare alle conseguenze che può avere uno scavo in un'area inquinata senza le opportune cautele e precauzioni. La movimentazione dello smarino potrebbe esporre gli inquinanti all'aria provocando la contaminazione dell'ambiente, degli addetti ai lavori e di tutte le persone che vivono o lavorano nei pressi del cantiere.

Altro esempio significativo può essere quello legato al danneggiamento di sottoservizi preesistenti, che comporta non soltanto la rottura fisica di una parte di tubazione interrata, ma anche l'interruzione di servizio e possibili ulteriori conseguenze che derivano dal danno causato. Ad esempio, se viene danneggiata una condotta del gas, oltre al danno materiale della tubazione, che comporta costi aggiuntivi per la riparazione della stessa, e ai disagi per l'interruzione del servizio, vi possono essere ripercussioni aggiuntive come il blocco dei lavori, la messa in sicurezza dell'area, con la conseguente evacuazione del personale del cantiere ed eventualmente di tutte le persone presenti in prossimità della zona in cui è avvenuto il danno, la possibile interruzione del regolare svolgimento delle attività lavorative e del traffico. Nei casi più gravi, se a seguito del danneggiamento si verificano degli incidenti, come una deflagrazione, vanno considerati i danni che tali incidenti comportano, danni che possono essere inestimabili quando, ad esempio, si hanno delle vittime.

Il costo delle indagini è considerato da alcuni un costo superfluo e inutile, ma questa idea errata scaturisce dal non dare il giusto peso ai fattori di rischio e ai possibili incidenti in cui possono tradursi tali rischi in mancanza di sufficienti informazioni sul sito di progetto.

La funzione di un *quadro informativo preliminare* è quella di permettere di effettuare le scelte più generali, che spesso risultano le più importanti perché tracciano le linee guida di tutto il successivo iter progettuale, comportano la decisione di operare o meno con tecnologie *trenchless* e, in caso affermativo, conducono alla scelta della precisa tecnologia da impiegare. Un quadro informativo preliminare deve essere in grado di fornire informazioni sulle caratteristiche generali del soprasuolo, del sottosuolo (in relazione allea presenza di altri oggetti sotterranei) e del terreno.

Per una descrizione qualitativa e quantitativa del soprasuolo è importante rilevare e caratterizzare una serie di elementi che spesso coincidono con quelli utilizzati per realizzare le valutazioni d'impatto ambientale e l'analisi dei costi indiretti generalizzati. Tra questi elementi spiccano:

- la presenza di siti d'interesse storico-artistico;
- la presenza e la densità di attività commerciali;
- la presenza di infrastrutture di trasporto e le caratteristiche del flusso veicolare che su di esse transita;
- la presenza di elementi orografici rilevanti in riferimento all'opera da realizzare;

- la presenza di pavimentazioni di pregio;
- la presenza, la tipologia e la densità di attività produttive e del terziario;
- la presenza di colture di pregio;
- la presenza di edifici civili strategici;
- la densità abitativa.

Se l'importanza dell'opera da realizzare è minore, è sufficiente fare un'analisi qualitativa riguardo al grado di criticità che ciascun elemento elencato può avere.

Il *quadro informativo esecutivo* per l'installazione di una nuova condotta è invece costituito dall'insieme di dati provenienti dalla mappatura del sottosuolo e dalla caratterizzazione dei terreni. Sebbene sia logico che un progetto definitivo debba basarsi su un quadro informativo esecutivo ben realizzato, non è inusuale imbattersi in progetti definitivi redatti senza un reale quadro completo e dettagliato delle caratteristiche geologiche-geotecniche del sottosuolo e delle possibili reti interrate preesistenti, demandando poi indirettamente a chi realizza le opere di effettuare decisioni di tipo progettuale. Nel passato questo modo d'operare è stato la causa principale di fallimenti e incidenti con le tecnologie *trenchless*, portando erroneamente a pensare che tali tecnologie fossero caratterizzate da elevati margini d'incertezza all'atto esecutivo.

Dunque una corretta progettazione di un'applicazione con *microtunnelling*, come del resto un qualsiasi progetto ingegneristico, necessita di una serie di indagini propedeutiche, atte a conoscere un insieme di aspetti tra i quali quelli più significativi sono correlati alla mappatura e caratterizzazione del sottosuolo, i quali possono essere raccolti, combinati e collegati tra loro mediante un opportuno modello BIM che permette di ottimizzare la pianificazione, la realizzazione e la gestione dell'opera da costruire. Un esempio di modello BIM è mostrato in Figura 62.



Figura 62 - Modello B.I.M. realizzato per la linea 1 della metropolitana di Torino [AK Ingegneria Geotecnica s.r.l., Italia]

3.1 Mappatura del sottosuolo

Per mappatura del sottosuolo si intende l'insieme di attività necessarie per la stesura della mappa del sottosuolo che non è altro che una carta tematica, che fornisce la posizione geometrica e la descrizione degli oggetti sotterranei preesistetti nel sito dove verrà realizzata l'opera in progetto. In aree urbanizzate gli oggetti che è possibile trovare sottoterra sono innumerevoli e i più frequenti sono:

- reperti archeologici;
- ordigni inesplosi;
- sottoservizi;
- piani interrati o fondazioni di edifici;
- cavità naturali e ipogei di origine antropica;
- infrastrutture (tunnel per la metropolitana, ferroviari, stradali).

Per creare una corretta mappa del sottosuolo è indispensabile individuare la presenza, la geometria e l'estensione, la destinazione d'uso, i materiali costruttivi e il valore di ciascun oggetto interrato preesistente. Inoltre per poter ottimizzare le indagini da effettuare, dovrebbe essere nota, a chi esegue la mappatura del sottosuolo, l'opera da realizzare nel sito oggetto di indagini.

La destinazione d'uso degli oggetti interrati preesistenti è un'informazione rilevante in quanto da essa possono derivare una serie di scelte che influenzano la progettazione e la sicurezza. Per esempio, nel caso venga accertata la presenza di sottoservizi nel sito di interesse, oltre alla loro geometria ed estensione sarà fondamentale sapere la tipologie di sottoservizio e cioè se si tratta di un gasdotto, di un elettrodotto ecc. in modo da stabilire se esiste o meno un rischio interferendo con l'oggetto in questione.

Conoscere invece i materiali costruttivi di cui sono fatti gli oggetti preesistenti individuati è utile sia per una questione di sicurezza che per comprendere meglio come tali oggetti possano reagire all'interferenza dovuta allo scavo. Ad esempio, se si riscontra la presenza di un tubo in cemento amianto sarà necessario considerare degli opportuni distanziamenti di sicurezza a causa dell'estrema fragilità di questo materiale.

Per realizzare una mappa del sottosuolo che comprenda tutte le informazioni sopracitate, è necessario incrociare i risultati derivanti da tre indagine distinte:

- rilievi di superficie;
- raccolta delle mappe tematiche dei sottoservizi in possesso degli enti gestori;
- indagini strumentali in sito.

Le indagini strumentali in sito vengono effettuate con lo scopo di localizzare oggetti interrarti preesistenti e in particolar modo i sottoservizi. I principali sistemi oggi utilizzati a tale scopo sono i *sistemi radar* e i *localizzatori*. I due sistemi differiscono sia nel principio di funzionamento fisico che nei risultati che permettono di raggiungere. Se da una parte i localizzatori sono in grado di tracciare l'andamento delle reti interrate di cui si conosce a priori l'esistenza e con cui si è in grado di instaurare un'interazione fisica, dall'altra parte i sistemi radar permettono di indagare vaste aree in poco tempo, identificando elementi interrati di cui non si conosce a priori l'esistenza, costruiti con materiale di varia natura. Dunque queste due tipologie di sistemi strumentali non sono equivalenti e anche se i radar hanno ottime capacità e potenzialità nell'individuare oggetti interrati nelle condizioni ottimali di utilizzo, i localizzatori sono insostituibili quando gli elementi da localizzare sono posti a profondità maggiori di quelle indagate dai radar.

Detto ciò, è utile sottolineare come non sia possibile realizzare una mappa del sottosuolo esaustiva e affidabile facendo affidamento solo sui risultati delle indagini strumentali, ma è fondamentare conoscere e incrociare i dati scaturiti da tutte e tre le tipologie di indagini sopraelencate.

3.1.1 Rilievi di superficie e mappe tematiche dei sottoservizi

Lo scopo dei rilievi di superficie è quello di rilevare topograficamente tutti quegli elementi che possono permettere la referenziazione di oggetti interrati preesistenti rispetto a punti topografici noti. Per fare questo, il rilievo di superficie inizia generalmente con un rilievo topografico areale in quanto la cartografia ricavata da aerofotogrammetria non ha normalmente quel livello di accuratezza che invece è necessario per redigere una mappa del sottosuolo. Il rilievo topografico areale permette di avere una base cartografica contenente punti topografici noti e/o elementi fissi facilmente identificabili in sito (come cigli stradali, marciapiedi e spigoli di fabbricati) rispetto ai quali referenziare, se presenti nell'area di indagine, i seguenti elementi:

- chiusini delle reti telefoniche, elettriche, del gas, di fognatura, di drenaggio urbano, dell'acquedotto;
- sfiati;
- caditoie;
- alberature;
- accessi a cavità sotterranee;
- stazioni metropolitane;
- tunnel ferroviari e stradali;
- armadietti per gli impianti di telecomunicazione e elettrici;

- pali e tralicci di qualunque tipologia: degli impianti semaforici, di illuminazione stradale, telefonici, elettrici;
- qualsiasi segno visibile della presenza di sottoservizi (ad esempio tracce di precedenti scavi sulla pavimentazione stradale);
- parcheggi o altre strutture civili sotterranei.

I risultati dei rilievi di superficie e dell'analisi delle mappe tematiche dei sottoservizi in possesso degli enti gestori consente di definire la destinazione d'uso, la valenza e alcune caratteristiche geometriche e costruttive delle reti interrate preesistenti. Inoltre l'indagine di superficie permette di ottenere informazioni utili per la logistica di cantiere, evidenziando le aree impiegabili per la sua installazione così come le possibili criticità per le attività esecutive presenti nel sito.

La raccolta e lo studio delle cartografie degli enti gestori dei sottoservizi è un'altra attività fondamentale per la creazione di un'approfondita mappa del sottosuolo. Se le mappe tematiche fornite dai gestori sono accurate, è possibile trarre informazioni su tutti gli ambiti che è opportuno esaminare. Purtroppo però non sempre queste ultime risultano aggiornate e precise, ma ciò nonostante la loro importanza si configura nell'informazione grezza che esse sono quasi sempre in grado di fornire. Ad esempio, la certezza sulla presenza o meno di un dato sottoservizio nel sito di interesse. Quest'informazione, infatti, verrà poi utilizzata come elemento di base da coloro che effettueranno i rilievi superficiali e le indagini strumentali.

Non è poco frequente il fatto che, alcuni gestori, considerino le proprie reti e le informazioni posizionali ad esse associate, dati sensibili non divulgabili. Se da una parte questa posizione risulta comprensibile in quanto legata a motivi di sicurezza e protezione dei sottoservizi da atti di terrorismo, sabotaggio o danneggiamento intenzionale, dall'altra parte è ingiustificabile il diniego di informazioni a coloro che hanno la necessità di operare interventi nel sottosuolo. Ciò è ingiustificabile soprattutto se si considera che il sottosuolo è di proprietà pubblica e che gli incidenti che possono verificarsi a causa della mancata comunicazione della presenza e posizione di determinate reti interrate possono avere conseguenze e costi comparabili o addirittura superiori a quelli derivanti da atti di danneggiamento intenzionali.

Dunque è auspicabile che vi siano degli organi pubblici preposti alla gestione dei dati relativi alle reti interrate. A tal riguardo, in Italia è stata emanata una direttiva nazionale (direttiva del Ministero dei Lavori Pubblici sulla "Razionale Sistemazione nel Sottosuolo degli Impianti Tecnologici" – 3/3/1999) che purtroppo non è stata attuata pienamente, in quanto solo in alcune regioni si sta procedendo alla creazione di in database centralizzato al quale possano richiedere accesso coloro i quali debbano operari interventi sottoterra [Chirulli, 2016].

3.1.2 Sistemi radar

Tramite i sistemi radar si effettuano indagini non invasive che permettono la localizzazione e la mappatura di servizi interrati di cui non si conosce a priori l'esistenza, senza dover inserire nessuna sonda nel sottosuolo e senza alcuna effrazione della superficie.

I sistemi radar meno tecnologici sono quelli mono antenna noti come *georadar* (Figura 63), i quali possono essere impiegati per l'individuazione di elementi interrati e di cavità sotterranee, nonché per la determinazione della stratigrafia del sottosuolo. Il radar identifica possibili target nel sottosuolo attraverso un meccanismo di trasmissione e riflessione di onde elettromagnetiche di opportuna frequenza e lunghezza d'onda. Le onde vengono generate nel radar, trasmesse da opportune antenne (Tx), riflesse dal target e infine ricevute da antenne (Rx) atte solo alla ricezione o dalle stesse antenne che precedentemente avevano trasmesso il segnale elettromagnetico. Questo processo di trasmissione, riflessione e ricezione si ripete innumerevoli volte mentre il radar si muove e qualsiasi oggetto investito dal segnale elettromagnetico riflette parte dell'onda emessa, anche lo stesso terreno genera un segnale riflesso che viene ricevuto dal radar. Dunque l'insieme delle onde ricevute vengono opportunatamente filtrate e interpretate in modo da localizzare gli oggetti sotterranei.

Se l'elemento sotterraneo è una condotta a sezione circolare e il moto dello strumento è perpendicolare all'asse del tubo, i punti della superficie esterna del tubo, individuati dall'antenna ricevente, formeranno in un diagramma, avente lungo l'asse delle ascisse la progressiva e lungo l'asse delle ordinate la profondità, un'iperbole, che costituisce il radargramma della tubazione (Figura 64). Se invece l'antenna si muoverà parallelamente all'asse della condotta, il radargramma sarà un segmento posto a una profondità pari all'estradosso della tubazione.

A dire il vero per avere la certezza che un radargramma come quello di Figura 64 identifichi una tubazione, e non un qualsiasi altro oggetto tondeggiante, come può essere un sasso, è necessario fare più scansioni parallele tra loro (Figura 65). 3 - Indagini propedeutiche



Figura 63 - Georadar mono antenna in multi frequenza [IDS GeoRadar, Italia]



Figura 64 - A destra: schema di funzionamento del radar. A sinistra: radargramma dell'oggetto interrato [Chirulli, 2016]


Figura 65 - Individuazione di oggetti estesi effettuando più scansioni parallele [Chirulli, 2016]

Oggi i radar più tecnologici sono multi antenna, multi frequenza e multi canale e sono espressamente progettati per la ricerca di sottoservizi, motivo per il quale vengono chiamati radar per la ricerca servizi. L'uso contemporaneo di più antenne permette di localizzare e distinguere, in una singola scansione e con maggiore precisione, oggetti estesi, come le reti di servizi interrati, da oggetti concentrati, come i sassi. Il vantaggio di ricorre contemporaneamente a più frequenze, invece, risolve uno dei problemi tipici dei georadar e cioè la scelta della frequenza da impiegare. Infatti più è alta la frequenza delle onde elettromagnetiche emesse maggiore è la risoluzione del radar, cioè la capacità di distinguere due elementi vicini ma distinti e quindi di identificare oggetti piccoli, ma di contro risulta minore la profondità di penetrazione del segnale. Dunque nei radar per ricerca servizi si impiegano contemporaneamente antenne avente una frequenza che varia tra 200÷600 MHz. Infine l'uso contemporaneo di più canali di diversa tipologia permette di migliorare ulteriormente la capacità di distinguere oggetti sovrapposti e aventi una geometria estesa. Nei canali monostatici si ha un'unica antenna che trasmette e riceve il segnale, nei canali bistatici vengono impiegate due antenne distinte per l'emissione e la ricezione delle onde elettromagnetiche, mentre nei canali cross-polari un'antenna trasmette in un piano di polarizzazione e una seconda antenna riceve in un piano di polarizzazione ortogonale a quello di trasmissione.

Oggigiorno i *radar per la ricerca servizi* a movimento manuale (Figura 66) sono dotati di almeno 4 antenne, in 2 frequenze su 8 canali, mentre i sistemi carrellabili (Figura 67), che rappresentano la tipologia di radar più avanzata, sono caratterizzati da un'alta densità di campionamento, grazie all'elevato numero di canali di acquisizione (circa 40) e dalla presenza di antenne multi polarizzate e multi frequenza (200÷600 MHz). Ciò permette, a questa tipologia di radar, di fornire la migliore precisione e produttività giornaliera per la mappatura del sottosuolo.

Tutti i dati acquisiti vengono successivamente elaborati da opportuni software che riconoscono automaticamente gli oggetti interrati, creano immagini tomografiche per l'immediata visualizzazione dei sottoservizi e trasferiscono automaticamente tutti i target riconosciuti su mappe CAD o GIS attraverso GPS RTK oppure stazione totale. Dunque si ottengono mappe tematiche georeferenziate che verranno integrate con i dati provenienti dai rilievi di superficie e dallo studio delle cartografie degli enti gestori.

I limiti di utilizzo dei sistemi radar sono principalmente correlati al principio fisico che è alla base stessa del loro funzionamento. Infatti proprio per ottimizzare il binomio risoluzione-penetrazione del segnale, ad oggi si utilizzano frequenze tra i 200÷600 MHz che comportano una profondità massima di indagine di circa 2,5 m dal piano campagna [Chirulli, 2016]. Tale profondità può essere ulteriormente ridotta nel caso di terreno imbibito d'acqua. Questo perché l'acqua con sali disciolti è un conduttore e quindi disturbare o schermare i segnali radar. Lo stesso effetto dell'acqua si ha con le reti metalliche che sono presenti in alcune tipologie di pavimentazione stradale in calcestruzzo. Malgrado ciò, ad oggi, non esistono tecnologie strumentali alternative al radar, capaci di eseguire indagini estensive con produttività così elevate, per un'efficace e affidabile mappatura del sottosuolo.

3.1 Mappatura del sottosuolo



Figura 66 - Sistema radar per la ricerca servizi a trazione manuale [IDS GeoRadar, Italia]



Figura 67 - Sistema radar per la ricerca servizi carrellabile [IDS GeoRadar, Italia]

3.1.3 Localizzatori

I localizzatori sono strumenti in grado di tracciare l'andamento di tubazioni di cui si conosce a priori l'esistenza e con cui è possibile interagire fisicamente. Il funzionamento dei localizzatori si basa sull'uso di due elementi: uno attivo trasmittente e uno passivo ricevente. Il tipo di trasmissione, elettromagnetica o meccanica, distingue questi strumenti in tre differenti tipologie:

- localizzatori elettromagnetici;
- localizzatori a radiofrequenza;
- localizzatori sonici o subsonici.

I **localizzatori elettromagnetici** sono idonei al tracciamento di condotte metalliche o di cavi elettrici e hanno una precisione nel determinare la profondità delle tubazioni del $\pm 5\%$ della lettura nominale indicata. L'elemento attivo viene direttamente connesso all'elemento interrato da studiare tramite un contatto elettrico diretto oppure, quando ciò non risulta possibile, tramite induttori. In entrambi i casi l'elemento attivo trasmette un segnale elettrico nell'elemento metallico sotterraneo, la cui intensità viene registrata dal ricevitore mobile mosso dall'operatore in superficie in modo da seguire il tracciato del sottoservizio (Figura 68). Con questo tipo di localizzatori un fattore che può influire negativamente sul buon esito delle operazioni è l'eventuale inquinamento elettromagnetico presente in sito.



Figura 68 - Schemi di funzionamento di un localizzatore elettromagnetico [Chirulli, 2016]

Rientrano in questa tipologia di localizzatori quelli impiegati per il tracciamento di tubazioni dotate di protezione catodica, come gli acquedotti in acciaio. In questi casi lo strumento si compone della sola parte passiva, la quale riceve i segnali elettromagnetici generati dal sistema di protezione catodica.

I localizzatori a radiofrequenza sono invece utilizzati per tracciare l'andamento di condotte non metalliche. Sono strumenti invasivi in quanto l'elemento attivo deve essere inserito all'interno della tubazione da studiare. Vi sono principalmente due diverse tipologie di localizzatori a radiofrequenza: quelli a cavo e quelli a sonda radio (Figura 69). Nei primi, l'elemento trasmittente è costituito da un cavo elettrico che viene diramato all'interno del tubo da investigare. La corrente, che attraversa il cavo, genera un segnale elettromagnetico, che a sua volta viene captato dal ricevitore mosso in superficie dall'operatore. Nella seconda tipologia di localizzatori a radiofrequenza, la sonda radio viene fatta avanzare lungo la condotta da esaminare. In questo caso la sonda emette un segnale in radiofrequenza che viene ricevuto dall'elemento passivo mosso dall'operatore in superficie. In entrambi i casi si traccia la posizione plano-altimetrica del trasmettitore, pertanto per conoscere l'andamento della condotta è necessario determinarne le dimensioni geometriche.



Figura 69 - Schemi di funzionamento di localizzatori a radiofrequenza: in alto sistema a cavo, in basso sistema a sonda radio [Chirulli, 2016]

Infine vi sono i **localizzatori sonici o subsonici** che consentono di tracciare condotte non metalliche in pressione e in esercizio. Affinché si effettui il tracciamento della condotta è necessario connettere il sottoservizio con un opportuno generatore di onde di pressione. Il segnale meccanico emesso viene ricevuto da un geofono posto in superficie e seguendo la propagazione dell'onda è possibile ricavare il tracciato della tubazione.

3.2 Caratterizzazione del sottosuolo

La caratterizzazione del sottosuolo deve essere eseguita sia dal punto di vista *chimico-fisico* che da quello *geologico-geotecnico*. Il grado di approfondimento delle indagini in sito e in laboratorio sono rapportate: al quadro informativo (preliminare o esecutivo) per le quali sono state eseguite, all'estensione e alla rilevanza dell'opera da realizzare, ai fattori di rischio associati al progetto, nonché alle tecnologie che possono essere adoperate per la realizzazione di quella specifica opera.

La *caratterizzazione chimico-fisica del sottosuolo* risulta fondamentale nelle aree inquinate o presunte tali, in quanto qualsiasi sia la tecnologia con quale si realizza lo scavo, vi è sempre una movimentazione dello smarino verso l'esterno del foro. Ciò comporta, in assenza di necessarie precauzioni, che le sostanze contaminanti possano venire in contatto con i lavoratori del cantiere, con l'aria, con le acque superficiali e con il suolo. Invece se si conoscono in anticipo le sostanze inquinanti, eventualmente presenti nel sottosuolo, è possibile allestire tutte le necessarie misure di sicurezza per la raccolta e lo smaltimento dello smarino, per il trattamento dei fluidi di perforazione e per la protezione degli addetti alle lavorazioni. Inoltre un'accurata caratterizzazione dei contaminanti presenti nel sito di progetto, come possono essere gli idrocarburi, l'amianto e le sostanze chimiche in genere, permette di ottimizzare la scelta e la formulazione del fluido di perforazione.

La *caratterizzazione geologico-geotecnica* si ottiene attraverso l'inquadramento geologico dell'area e l'esecuzione di una serie di attività quali: indagini geofisiche, sondaggi con prelievo di campioni, prove in sito e prove di laboratorio. Tutte queste operazioni vanno svolte e debbono avere un'estensione, in termini di numero e densità di prelievi, sondaggi e prove in sito e di laboratorio, via via maggiore all'aumentare dell'importanza dell'opera da realizzare o al complicarsi dello scenario stratigrafico prevedibile sulla base dell'inquadramento geologico dell'area. Nel caso invece di opere minori e di contesti stratigrafici semplici, è possibile non eseguire tutte le suddette attività ed effettuare un numero ridotto di sondaggi e prove. In realtà, come già detto, il grado di approfondimento della *caratterizzazione geologico-geotecnica* dipende: dal quadro informativo per la quale è stata eseguita, dai fattori di rischio associati all'opera e dalle tecnologie esecutive impiegabili, oltre che dalla rilevanza e dall'estensione del progetto. Normalmente il

costo della *caratterizzazione geologico-geotecnica* oscilla tra il15% e il 20% del costo di progetto per le opere maggiori e intorno al 10% nel caso di opere minori [Chirulli, 2016].

L'*inquadramento geologico dell'area* fornisce la base di dati sulla quale procedere con tutte le successive indagini per la *caratterizzazione geologica-geotecnica* del sottosuolo. L'*inquadra-mento geologico* viene svolto da geologi qualificati che dovrebbero conoscere bene l'area sotto indagine, in quanto dovranno sottolineare la struttura, la morfologia e le alternanze tipiche dei terreni o dei litotipi caratteristici del sito (possibilmente con relativa documentazione fotografica), descrivere i possibili problemi geo-ambientali e la geomorfologia dell'area, e inserire dati idrogeologici di interesse per la realizzazione dell'opera.

3.2.1 Indagini geofisiche

Le indagini geofisiche sono indagini indirette e non distruttive basate sulla correlazione tra caratteristiche geologiche del terreno o della roccia da caratterizzare e specifici parametri fisici. Tali indagini integrano i dati ricavabili dai sondaggi, dalle prove in sito e dalle prove di laboratorio e consentono di ottenere informazioni non solo puntuali ma anche areali. Inoltre le indagini geofisiche possono essere distinte in metodi *passivi* (o a campi naturali) e metodi *attivi* (o a campi artificiali). I primi hanno come principio di funzionamento quello di rilevare le variazioni dei campi naturali associati alla Terra (*indagini gravimetriche* e *magnetiche*). I secondi, invece, si basano sulla trasmissione nel terreno di un segnale creato artificialmente e sulla successiva ricezione dello stesso segnale emesso, che risulterà alterato e correlato alle caratteristiche fisiche del mezzo attraversato (*indagini elettriche, elettromagnetiche* e *sismiche*). Nel seguito si analizzeranno brevemente i vari metodi di indagine geofisica utilizzabili in ambito civile per la caratterizzazione del sottosulo.

Il **metodo gravimetrico** consiste in un'analisi dettagliata delle deformazioni del campo gravitazionale terrestre indotto dalle anomalie e dalle eterogeneità presenti nel sottosuolo. Tal tipo di indagine si basa sul rilevamento delle variazioni di gravità tra le stazioni di misura, che corrisponde a variazioni di densità nel sottosuolo. In questo modo è quindi possibile risalire alla conformazione del suolo e indicare la possibile presenza di cavità sotterranee. Generalmente le stazioni di misura vengono poste a maglia regolare lungo il profilo di indagine.

L'applicazione del *metodo gravimetrico* richiede una particolare esperienza e cura non solo nell'interpretazione dei risultati, ma anche e soprattutto nell'esecuzione delle misure e nelle correzioni che devono essere applicate. Inoltre necessita, soprattutto in rilievi di dettaglio, di un accurato rilievo topografico di supporto. Le principali applicazioni del metodo sono:

- delineazione di strutture regionali profonde (duomi salini, trappole strutturali per idrocarburi);
- individuazione di discariche abusive;
- localizzazione di cavità sotterranee;
- localizzazione di zone di faglia, anticlinali, sinclinali;
- valutazione dello spessore degli acquiferi;
- ricerche minerarie;
- mappatura delle densità rocciose.

Il **metodo magnetico** è anch'esso un metodo *passivo* e si basa sulla misurazione del campo magnetico terrestre. Il parametro fondamentale è la suscettività magnetica che varia nelle rocce a seconda del contenuto in ferro. Quando un corpo ferromagnetico è immerso in un campo magnetico esterno come quello terrestre, si magnetizza per induzione e produce un proprio campo magnetico che si somma a quello esterno. In questo modo è possibile individuare la presenza e le caratteristiche di un corpo suscettivo, in base alle alterazioni del campo magnetico terrestre nelle sue vicinanze. Generalmente il rilievo viene effettuato lungo profili equidistanziati in modo da avere una griglia uniforme di misurazioni. La correzione topografica risulta indispensabile in caso di morfologia accidentata. Le misure magnetiche sono molto sensibili agli oggetti ferrosi presenti nelle vicinanze dell'area di indagine. I principali impieghi delle *indagini magnetiche* sono:

- individuazione e delimitazione di contenitori metallici ferrosi;
- individuazione di tubazioni in ferro e cavità o corpi contenenti materiali ferrosi;
- ricerca di giacimenti minerali ricchi di ferro.

I **metodi sismici** si basano sullo studio della propagazione di onde elastiche nel terreno. Le *prove* possono essere *attive* (le onde vengono generate da una sorgente opportunatamente energizzata durante la prova) o *passive* (viene utilizzato il rumore ambientale di fondo come sorgente), oppure è possibile distinguerle tra *invasive* (quando la sorgente, i ricevitori o entrambi sono ubicati all'interno di appositi fori realizzati nel terreno) e *non invasive* (quando sia la sorgente che i ricevitori sono posti in superficie). Tra i *metodi sismici non invasivi* rientrano la *sismica a rifrazione*, quella a *riflessione* e i metodi *SWM* (*Surface Waves Methods*), mentre tra i metodi *invasivi* rientrano le *prove cross-hole*, *down-hole*, con *cono sismico* e con *dilatometro sismico*. In seguito verranno descritti brevemente le diverse *indagini sismiche* sopracitate.

L'indagine sismica a rifrazione consiste nella registrazione dei tempi di arrivo delle onde sismiche, create allo scopo tramite opportuna energizzazione, e rifratte dalle superfici di discon-

tinuità fisica del sottosuolo che costituiscono dei contrasti di impedenza. La registrazione si realizza attraverso uno stendimento di geofoni disposti a intervalli regolari lungo il profilo da indagare. L'equidistanza tra i geofoni ed il loro numero dipendono dal dettaglio e dal target (profondità di indagine richiesta). La misura dei tempi di arrivo delle onde ai diversi geofoni permette di ricostruire l'andamento e la profondità degli orizzonti rifrattori presenti nel sottosuolo e, nel caso di misura sia delle onde longitudinali che di taglio SH, di calcolare le caratteristiche elastiche dinamiche dei terreni e degli ammassi rocciosi investigati.

L'*indagine sismica a riflessione* consiste, invece, nell' energizzazione del sottosuolo e nella registrazione degli arrivi delle onde sismiche riflesse, in corrispondenza di geofoni verticali (nel caso di onde di compressione) o orizzontali (nel caso di onde di taglio SH) disposti secondo un allineamento con interassi tra i geofoni e lunghezza totale dello stendimento tali da permettere una adeguata profondità di indagine. La misura dei tempi di arrivo delle onde sismiche ai diversi geofoni permette di ricostruire l'andamento e la profondità delle diverse discontinuità sismiche che costituiscono delle superfici riflettenti.

La prova in foro *down-hole* consiste nella misurazione dei tempi di arrivo di impulsi sismici generati in superficie e ricevuti da uno o più ricevitori posti all'interno di un foro di sondaggio verticale, adeguatamente rivestito con apposita tubazione in PVC; tale rivestimento dovrà essere cementato al terreno incassante mediante opportuna miscela cementizia. La prova consente la misura diretta delle velocità di propagazione delle onde di compressione e delle onde di taglio utili alla determinazione dei parametrici elastici dei terreni in condizioni dinamiche.

La prova in foro *cross-hole*, invece, consiste nella misurazione dei tempi di arrivo di impulsi sismici generati in profondità all'interno di un foro di sondaggio verticale e ricevuti da un ricevitore posto all'interno di un secondo foro di sondaggio verticale. I fori, paralleli, adeguatamente rivestiti con apposita tubazione in PVC da 80÷100 mm e con intercapedine cementata, dovranno essere ad una distanza reciproca compresa tra 3 e 5 m. La prova consente la misura diretta delle velocità di propagazione delle onde di compressione e delle onde di taglio e la determinazione dei parametrici elastici dei terreni in condizioni dinamiche.

L'indagine con *cono sismico* consiste nella misurazione dei tempi di arrivo di impulsi sismici di taglio (SH) generati in superficie e captati da ricevitori posti all'interno di un'asta penetrometrica opportunamente attrezzata con una punta sismica. La prova consente la misura diretta delle velocità di propagazione delle onde di taglio (onde SH) fra due ricevitori posti all'interno di una punta sismica applicata ad un penetrometro.

I metodi *SWM* (*Surface Waves Methods*) sono delle tecniche che si basano sulla propagazione di onde superficiali e possono essere distinte in tecniche *attive* e *passive*. I *metodi attivi* si basano sull'analisi della dispersione geometrica delle onde superficiali (generalmente onde di Rayleigh).

3 - Indagini propedeutiche

Questi metodi sfruttano le caratteristiche intrinseche delle onde superficiali, in particolare delle onde di Rayleigh, le quali si propagano nel terreno in uno strato di profondità circa pari alla lunghezza d'onda. Propagando armoniche a diversa frequenza in mezzi stratificati verticalmente eterogenei, le diverse lunghezze d'onda si propagano con velocità di fase che dipende dalle proprietà delle diverse tipologie di terreno interessate dalla propagazione. Ciò fa sì che la velocità di fase sia funzione della frequenza dell'onda stessa. Tale dipendenza prende il nome di dispersione geometrica e viene rappresentata tramite la curva di dispersione. Dalla curva di dispersione sperimentale è possibile caratterizzare il sottosuolo in termini di variazione della velocità di propagazione delle onde di taglio in funzione della profondità. Di solito tali tecniche assumono per ipotesi un modello del terreno a strati omogenei e con mezzo elastico-lineare e si stima un profilo verticale 1D della velocità di propagazione delle onde di taglio. Vi sono però applicazioni, in siti con moderate variabilità laterali, in cui è possibile stimare distribuzioni della velocità di propagazione delle onde di taglio pseudo-2D/3D.

Il metodo *attivo* per onde superficiali maggiormente utilizzato è il *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e si basa sulla misura delle onde superficiali emesse da sorgenti artificiali e captate da un dispiegamento lineare di sensori sismici. Tali prove possono essere impiegate in molti campi di applicazione: caratterizzazione di versanti e depositi, caratterizzazione di discariche, valutazione dei parametri utili a studi di pericolosità sismica, valutazione della profondità e dello stato di alterazione di substrati superficiali in presenza di falde acquifere.

Le prove per onde superficiali *passive* sono in linea di principio analoghe alle prove *attive*, le uniche differenze sono: la procedura di emissione delle onde superficiali e le modalità di stima della curva di dispersione sperimentale. Infatti, le misure sismiche *passive* non richiedono una sorgente artificiale ma si basano sulla registrazione del rumore ambientale, cioè delle vibrazioni del terreno indotte da attività antropiche o da fenomeni naturali. Le tecniche *passive*, rispetto a quelle *attive*, permettono di avere informazioni riguardo la propagazione di onde a bassa frequenza e quindi di estendere, a profondità elevate, le informazioni estraibili dalla curva di dispersione. L'incrocio dei dati ricavati da prove *attive* e *passive* consente, in linea teorica, di estendere l'intervallo di frequenza in cui è possibile stimare la curva di dispersione e, di conseguenza, di incrementare la profondità d'indagine raggiungibile senza perdere le informazioni di maggior dettaglio sugli strati superficiali.

Dai dati acquisiti dalle varie *prove sismiche* effettuate, si ottiene una matrice bidimensionale o tridimensionale di punti di cui è nota la velocità di propagazione delle onde sismiche emesse. Da tale matrice, tramite appositi algoritmi matematici (processo inverso) è possibile ottenere sezioni 2D o volumi 3D, in forma grafica e numerica, della distribuzione spaziale della velocità di propagazione delle onde sismiche nel terreno sotto indagine. Tal processo prende il nome di *to-mografia sismica*.

In conclusione le *indagini sismiche* permettono di definire un modello geotecnico del terreno sotto indagine e di ricavare:

- una descrizione dettagliata della geologia e della idrogeologia del sito;
- una valutazione del grado di fratturazione di un ammasso roccioso;
- una ricostruzione della geometria delle prime unità sottostanti la coltre superficiale;
- una ricostruzione dell'andamento e della profondità del bedrock;
- la profondità della falda freatica.

I **metodi geoelettrici** sono indagini attive che possono essere distinte in due sotto categorie in base al principio di funzionamento su cui si basano: *metodi geoelettrici di resistività* e *metodi geoelettrici di polarizzazione indotta*. I primi si basano sulla misura delle variazioni di resistività elettrica del terreno in funzione delle caratteristiche fisiche dei materiali attraversati, permettendo la definizione di unità elettrostratigrafiche e l'individuazione di elementi sepolti. L'indagine è realizzata disponendo secondo geometrie predefinite (linee rette, loop, linee incrociate ecc.) una serie di elettrodi energizzanti, tramite i quali è immessa corrente nel terreno, generando quindi un campo elettrico. Contemporaneamente sono registrare le variazioni di potenziali indotte tramite una seconda coppia di elettrodi detti di misura. Un voltmetro collegato agli elettrodi di misura consente la determinazione della differenza di potenziale agli elettrodi. Viene così rilevata ogni disomogeneità (corpi a diversa capacità di conduzione elettrica) presente nel mezzo investigato, poiché essa devia le linee di corrente e varia pertanto la normale distribuzione di potenziale elettrico. Misurando la caduta di potenziale su due punti si è in grado di determinare la resistività elettrica apparente del mezzo (per resistività apparente si intende la resistività media di un volume di terreno direttamente investito da un flusso di corrente).

Le prove possono essere svolte mediante due schemi generali: distanziando via via gli elettrodi e mantenendo fisso il centro della configurazione di prova oppure mantenendo fisse le distanze tra gli elettrodi e spostando l'intera configurazione di prova di volta in volta sul terreno da investigare. Nel primo caso si ottiene una profondità di esplorazione via via maggiore (Sondaggi Elettrici Verticali), invece nel secondo caso si ottiene una misura delle variazioni laterali di resistività (Sondaggi Elettrici Orizzontali). La profondità di indagine è proporzionale alla tipologia e lunghezza dello stendimento oltre che alle caratteristiche fisiche dei materiali attraversati; il grado di definizione è funzione dell'interdistanza elettrodica e delle caratteristiche dei materiali. Ogni terreno o roccia possiede una risposta caratteristica in termini di resistività elettrica, anche in relazione al contenuto d'acqua. I minerali costituenti le rocce sono, tranne singolari eccezioni come la grafite e alcuni solfuri, degli isolanti perfetti, per cui la resistività assume valori sensibilmente elevati. Tuttavia la presenza nei vuoti di elementi caratterizzati da una bassa resistività, come acqua o terreno, fa sì che i valori di resistività si abbassino in modo considerevole. Questi fattori fanno sì che a parità di tipo litologico la resistività sia influenzata principalmente dalla porosità del mezzo.

Il *metodo geoelettrico di polarizzazione indotta* si basa, invece, sull'osservazione della curva di decadimento del potenziale elettrico, successivo all'interruzione della corrente immessa nel sottosuolo. Per un terreno omogeneo di dimensioni infinite, il tempo di decadimento è funzione della resistività del terreno e non cambia al variare della coppia di punti tra i quali si misura la differenza di potenziale. Se nel sottosuolo è presente un corpo metallico o contaminanti organici polarizzabili, si verificano anomalie nel decadimento elettrico, in funzione del tempo.

È possibile anche effettuare *prove geoelettriche in foro* ottenendo il vantaggio di mantenere la stessa risoluzione spaziale fino alla base della sezione geoelettrica. Tali prove vengono effettuate inserendo nei fori realizzati dei cavi per tomografia (generalmente a perdere). La profondità ed il numero di elettrodi da installare in ciascun foro dipende dalla finalità delle misure e dalla risoluzione che si desidera ottenere anche se è consigliabile non scendere al di sotto dei 16 elettrodi per verticale. In genere, la distanza tra i fori simultaneamente coinvolti nella misura (due od anche più) non dovrebbe essere superiore a $1 \div 1,5$ volte la loro profondità.

I valori di resistività apparente e i dati relativi al decadimento del potenziale elettrico, compongono una matrice bidimensionale o tridimensionale di punti dalla quale, a seguito di elaborazioni con l'uso di appositi algoritmi matematici (processo di inversione), è possibile ottenere sezioni 2D o volumi 3D, in forma grafica e numerica, della distribuzione della resistività e della caricabilità del terreno (la misura della caricabilità del terreno consiste nella misura del tempo di decadimento della carica elettrica applicata al terreno stesso). Tal processo di elaborazione dati prende il nome di *tomografia elettrica*.

Infine, le principali applicazioni dei metodi geoelettrici sono:

- caratterizzazione geologica del sottosuolo;
- individuazione della profondità dell'acquifero, degli spessori di depositi alluvionali, del bedrock;
- individuazione elementi metallici interrati;
- delimitazione dei corpi di frana e identificazione della superficie di scorrimento;
- ricerca di falde acquifere;
- individuazione, delimitazione e monitoraggio dei corpi di discarica;

- individuazione di cavità sotterranee e discontinuità litologiche;
- individuazione di strutture murarie in archeologia.

I metodi elettromagnetici si basano, invece, sulla risposta del terreno alla propagazione di opportuni campi elettromagnetici artificialmente generati. Fanno parte di questi metodi i sistemi radar ampiamente analizzati nel sottoparagrafo 3.1.2. Un altro metodo rientrante in questa categoria di prove è quello ad induzione EM-Resitivity. Questo metodo consiste nell'invio, attraverso un'antenna a dipolo, di un segnale elettromagnetico, in frequenza VLF (Very Low Frequency), verso il terreno. Se è presente nel terreno un corpo conduttore, la corrente indotta creerà un campo magnetico secondario, distorto rispetto a quello primario in direzione, ampiezza e fase, che verrà registrato dall'antenna ricevente. Dai segnali ricevuti si ricava la resistività elettrica apparente del terreno e lo sfasamento dell'onda elettromagnetica generato da corpi metallici. Le prove vengono realizzate muovendo la strumentazione lungo linee di misura equidistanti tra loro o lungo griglie e la misurazione può avvenire per punti lungo il tracciato o in continuo con la possibilità di georeferenziare le operazioni. Le condizioni ambientali più idonee sono quelle di terreno asciutto, in quanto se il terreno risulta imbibito d'acqua o fortemente argilloso la profondità di esplorazione si riduce del 30÷40% [Zelioli A., Rizzi S., Pagano A., 2003]. Le prove possono essere realizzate anche su suoli asfaltati o in presenza di pavimentazioni stradali in calcestruzzo; in quest'ultimo caso è necessario però assicurarsi che il cemento non sia armato con rete metallica per non avere disturbi del segnale elettromagnetico.

Le principali applicazioni dei metodi elettromagnetici sono:

- caratterizzazione planimetrica degli spessori degli strati litologici presenti nel sottosuolo previa taratura con stratigrafie;
- individuazione di macerie, materiali di riporto;
- individuazione e delimitazione di zone di discarica sepolta;
- individuazione di elementi conduttivi presenti nel sottosuolo;
- individuazione di dettaglio e mappatura della rete di sottoservizi, di mura/setti interrati.

3.2.2 Sondaggi, prove in sito e prove di laboratorio

Tra le attività geognostiche più importanti per la *caratterizzazione geologico-geotecnica* del sottosuolo vi è l'esecuzione dei *sondaggi*, il prelievo di campioni per le prove di laboratorio e l'esecuzione delle prove in sito. I *sondaggi* consistono nella perforazione del terreno e possono essere realizzati per molteplici scopi tra cui: prelievo di campioni a una prefissata quota per le indagini di laboratorio, individuazione del profilo stratigrafico del terreno e raggiungimento di una determinata profondità al fine di eseguire una serie di prove in foro. Di norma è opportuno non realizzare i *sondaggi* precisamente lungo il tracciato di scavo ma in prossimità di quest'ultimo e dei pozzi di partenza e ricezione, in modo da ricavare informazioni utili per caratterizzare il sottosuolo senza apportare modifiche al terreno che verrà coinvolto nelle fasi di perforazione. Inoltre, per avere un quadro informativo più esaustivo, normalmente si eseguono i *sondaggi* fino a una quota maggiore della profondità massima dell'opera da realizzare.

Se lo scopo della perforazione è quella di raggiungere una prefissata profondità per eseguire prove in foro, è possibile effettuare *sondaggi a elica* o *a percussione*. *I sondaggi a elica* vengono impiegati preferibilmente in terreni argillosi o in quei contesti in cui, con l'eventuale uso di fango bentonitico, è possibile evitare l'impiego di un rivestimento del foro, il cui inserimento richiede-rebbe la rimozione preventiva dell'elica. Non è possibile l'uso di tale tipologia di *sondaggi* in terreni alluvionali caratterizzati dalla presenza di ciottoli e trovanti. I *sondaggi a percussione* hanno invece la peculiarità di poter attraversare speditamente qualsiasi tipo di terreno.

Nel caso, invece, si voglia conoscere il profilo stratigrafico del terreno e/o prelevare dei campioni per le prove di laboratorio, è opportuno fare dei *sondaggi a carotaggio continuo*. Per il prelievo di campioni indisturbati, in particolar modo di terreni coesivi, vengono di norma impiegati carotieri doppi o tripli; mentre per i prelievi in roccia o in terreni incoerenti si può ricorrere anche a carotieri semplici. La necessità di estrarre campioni indisturbati di terreno, cioè provini che conservano la struttura, il contenuto d'acqua e la composizione chimica del terreno in sito, è fondamentale ai fini della determinazione dei parametri di resistenza al taglio, deformabilità e permeabilità attraverso le prove di laboratorio.

Tra le prove in sito che è possibile eseguire a seguito della realizzazione di *sondaggi* geognostici, sono rilevanti le *prove penetrometriche dinamiche (SPT - Standard Penetration Test)* e l'installazione di *piezometri* o *celle piezometriche*. La *prova SPT* richiede l'esecuzione preliminare di una perforazione fino alla profondità alla quale si vuole eseguire la prova e consiste nell'infissione a percussione di un campionatore a pareti grosse nel terreno. Durante la prova si registra il numero di colpi necessario all'avanzamento del campionatore standardizzato. Le *prove SPT* vengono impiegati in maniera ottimale nei terreni sabbiosi e dai risultati ottenuti, mediante correlazioni empiriche, è possibile stimare indirettamente le caratteristiche di resistenza al taglio, la densità relativa e il modulo di taglio. L'installazione di *piezometri*, invece, mira a misurare la pressione dell'acqua interstiziale.

Altre prove eseguibili in sito e di ampio rilievo per la *caratterizzazione geologico-geotecnica* del terreno sono: le *prove penetrometriche statiche (CPT - Cone Penetration Test)*, le *prove dila-tometriche, le prove scissometriche (Vane Test)*, le *prove pressiometriche* e le *prove di carico su*

piastra. Le prime consistono nell'infiggere a pressione una punta conica, di caratteristiche normalizzate, nel terreno a velocità costante. Ciò che si misura durante le prove è la resistenza all'avanzamento della punta. Tali prove possono essere eseguite in terreni argillosi, limosi e sabbiosi mentre è meglio evitarle in terreni ghiaiosi o con trovanti rocciosi in quanto si avrebbe un difficile avanzamento della punta oltre a un suo possibile danneggiamento. Le *prove CPT* permettono di stimare indirettamente una serie di parametri quali: nei terreni granulari, l'angolo di attrito interno, la densità relativa e il modulo di taglio; nei terreni a grana fine, la resistenza al taglio non drenata. Nella versione con piezocono la prova prende il nome di *CPTU* e permette di misurare anche la pressione interstiziale.

Le prove dilatometriche vengono eseguite tramite l'impiego del dilatometro piatto che viene spinto a pressione nel terreno, tramite una batteria di aste analoga a quella del penetrometro statico. La prova consiste in una dilatazione della membrana tramite l'invio di gas in pressione. Vengono registrati i valori della pressione iniziale, corrispondente al momento in cui la membrana inizia a espandersi, e della pressione corrispondente a uno spostamento di 1 mm del centro della membrana. Dalla pressione iniziale, mediante correlazioni empiriche, è possibile risalire al coefficiente di spinta a riposo del terreno mentre, usando entrambe le pressioni registrate, è possibile risalire al modulo di taglio.

Le prove scissometriche consistono nella misura della coppia che, applicata a un utensile costituito da quattro alette verticali e ortogonali tra loro, provoca la rottura del terreno. Questa tipologia di prova è utilizzata in terreni coesivi di bassa e media consistenza per la determinazione della resistenza a taglio non drenata. Le prove pressiometriche sono, invece, prove di carico eseguite tramite l'espansione di una sonda cilindrica nel terreno. A seconda della necessità di un foro di sondaggio preliminare o meno, si distinguono rispettivamente in prove Menard e prove autoperforanti. Da questa tipologia di prove è possibile dedurre, tramite correlazioni empiriche, la tensione orizzontale efficace, la resistenza al taglio non drenata e il modulo di taglio. Infine, le prove di carico su piastra vengono realizzate per valutare i parametri di deformabilità del terreno.

In presenza di ammassi rocciosi, una delle operazioni più rilevanti da effettuare in sito è il *rilievo delle discontinuità*, tramite cui vengono raccolti i dati riguardanti le proprietà geometriche delle stesse che possono essere sintetizzate attraverso 8 caratteristiche fondamentali: orientazione, spaziatura, persistenza, scabrezza, resistenza a compressione dei lembi, apertura, riempimento e filtrazioni. Da questi 8 parametri è possibile dedurre altri due fattori rilevanti come il numero di sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso e la dimensione dei blocchi.

Per quanto concerne i campioni prelevati nel corso dei carotaggi è opportuno effettuare inizialmente il riconoscimento della natura geologica dei terreni o delle rocce prelevate. Successivamente, per i terreni, si determinano la densità dell'acqua, delle particelle solide e del terreno

3 – Indagini propedeutiche

nel suo insieme, il grado di saturazione, la porosità, l'indice dei vuoti e il contenuto d'acqua. Oltre a ciò si ricavano i limiti di Attemberg e si esegue un'analisi granulometrica. Dai dati ricavati si procede alla classificazione dei terreni secondo il sistema HRB (UNI 11531-1:2014) o UNI EN ISO 14688-2:2004. Poi si effettuano *prove edometriche* per determinare i parametri di compressibilità e quantificare la storia tensionale di un deposito, e *prove di taglio diretto* e *triassiali* per determinare la resistenza al taglio e una legge costitutiva rappresentativa del materiale costituente il campione.

Con i campioni rocciosi, dopo la classificazione geologica, si procede alla definizione delle proprietà indice e delle caratteristiche di deformabilità e resistenza. Le proprietà indice che generalmente vengono ricavate in laboratorio sono: la porosità, la permeabilità, il peso dell'unità di volume e la velocità sonica. Dall'altra parte per definire le caratteristiche di deformabilità e resistenza della matrice rocciosa si eseguono *prove di compressione monoassiale* e *triassiale*, e *prove di trazione diretta* e *indiretta* (*brasiliana* e *per flessione*). Una prova speditiva, realizzabile anche in sito, per la determinazione della resistenza a trazione della matrice rocciosa è la prova *point load*. Per lo studio del comportamento meccanico delle discontinuità viene invece realizzata, in laboratorio, la *prova di taglio diretto* da cui si ricava il criterio di resistenza delle stesse. Noti i dati provenienti dalle indagini sopracitate e calcolato l'indice *RQD* (*Rock Quality Designation*), è possibile classificare l'ammasso roccioso secondo il criterio di classificazione *RMR* (*Rock Mass Rating*), *Q* (*Quality system*) o *GSI* (*Geological Strength Index*).

Capitolo 4

Aspetti progettuali

Nel seguente capitolo verranno esposte le metodologie di calcolo per la determinazione della spinta F_s che è necessario applicare coassialmente alla colonna di tubazioni in un'applicazione con *microtunnelling*. Tale spinta, generata da una *pressotrivella* o da un gruppo di spinta idraulico (con eventuali stazioni di spinta intermedie), è pari alla somma di tre forze: la risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} (che si generano lungo la superficie laterale dello scudo e del treno di tubazioni), la resistenza F_p che il terreno complessivamente esercita sul fronte di perforazione e la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei lavori F_{sup} .

Successivamente verrà posta l'attenzione sulla stabilità del fronte di scavo. Infatti risulta fondamentale, soprattutto nelle aree urbane, evitare qualsiasi instabilizzazione del fronte di perforazione in quanto, in tali contesti, un crollo o un collasso del microtunnel potrebbe comportare danni rilevanti alle strutture preesistenti. Inoltre si esporrà il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez E. (1985) mediante il quale è possibile calcolare il coefficiente di sicurezza relativo alla stabilità del fronte di scavo.

Infine si studieranno i bacini di subsidenze superficiali e sotterranei dovuti allo scavo meccanizzato di un microtunnel. In fase progettuale è infatti di fondamentale importanza valutare l'impatto che lo scavo ha in superficie e nel terreno circostante, soprattutto in aree urbane, dove sono presenti strutture civili preesistenti e possibili fondazioni profonde. Dunque risulta necessario calcolare i movimenti del terreno, in modo da conoscere l'area nella quale i cedimenti delle strutture eccederebbero i cedimenti e le rotazioni massime ammissibili. Ciò permette di fare una valutazione preliminare del grado di rischio a cui le strutture sarebbero sottoposte e di intraprendere, di conseguenza, opportune scelte progettuali atte a ridurre al minino tale grado di rischio.

4.1 Spinta necessaria per la realizzazione di un microtunnel

Per poter interrare una tubazione con la tecnologia del *microtunnelling*, è necessario imprimere una spinta F_s allo scudo e alla colonna di tubazioni retrostanti (Figura 70). Tale spinta risulta pari a:

$$F_s = F_{fr} + F_p + F_{sup} \qquad [N]$$

$$[4.1]$$

dove:

- *F_{fr}* rappresenta la risultante delle forze d'attrito dinamico generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni [N];
- *F_p* rappresenta la resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione [N];
- *F_{sup}* rappresenta la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei lavori [N].



Figura 70 - Sistema di forze in gioco nella fase di scavo con microtunnelling [Chirulli, 2016]

L'entità della spinta totale è fondamentale per la progettazione di un'applicazione con *microtunnelling*, in quanto essa influisce direttamente su una serie di fattori, tra i quali i più importanti sono:

- l'ubicazione di eventuali pozzi intermedi di spinta necessari per realizzare l'intera opera;
- l'uso di intermediate jacking stations;
- la tipologia e la potenza della *pressotrivella* o del gruppo idraulico da utilizzare nel pozzo di partenza;
- il dimensionamento del muro di controspinta e del rivestimento dei pozzi di spinta;
- la progettazione della sezione dei tubi da installare;
- la natura e la quantità di lubrificante da iniettare lungo il treno di conci e al fronte.

Proprio dallo studio della spinta totale registrata su circa 191 progetti di *microtunnelling* con scudo di tipo *slurry* in Giappone, Chapman D.N. e Ichioka Y. (1999) hanno calcolato la distanza ottimale (in condizioni di sicurezza) tra i vari pozzi di spinta, in funzione di tre diverse tipologie di terreno e del diametro nominale della condotta (Tabella 6):

Nominal diameter (mm)	Outer diameter of jacking pipe (m)	Outer diameter of jacking pipe (m)	Allowable jacking distance (m)			
			Clay	Sand	Sand/gravel	
250	0.360	0.375	141	108	86	
300	0.414	0.432	142	109	87	
350	0.470	0.490	142	112	90	
400	0.526	0.545	144	114	94	
450	0.584	0.605	148	118	98	
500	0.640	0.660	145	119	97	
600	0.760	0.780	147	123	103	
700	0.880	0.900	153	130	110	
800	0.960	0.980	123	105	90	
900	1.080	1.100	132	114	99	
1000	1.200	1.220	139	121	106	

Allowable axial stress in concrete pipe = 500 kg/cm^2 .

Tabella 6 - Distanza ottimale tra pozzi di spinta in applicazioni con microtunnelling usando scudi di tipo slurry [Chapman D. N., Ichioka Y.]

Le distanze presenti in Tabella 6 sono state calcolate considerando il non utilizzo di stazioni intermedie di spinta, il cui uso, invece, porterebbe a un incremento di tali distanze. In generale all'aumentare del diametro nominale della condotta, si registra un incremento della distanza raggiungibile. Vi è però una discontinuità se si osservano le condotte aventi diametro pari a 700 e 800 mm, ciò è dovuto alla riduzione della sezione dei tubi considerati dagli autori.

Successivamente, Barla M. (2007) ha raccolto e organizzato un elevato numero di informazioni su casi di studio pregressi con lo scopo di trarre considerazioni utili per la fase progettuale di un interramento mediante la tecnologia del *microtunnelling*. Basandosi su un campione di 296 casi di studio, l'autore è riuscito a dedurre una ragionevole tendenza lineare tra il numero di pozzi da eseguire e la lunghezza complessiva dell'opera (Figura 71).



Figura 71 - Numero di pozzi in funzione della lunghezza complessiva dell'opera [Barla M., 2007]

Inoltre Barla M. (2007) ha osservato che non c'è alcuna diretta correlazione tra spinta e profondità di scavo come invece si riscontra per il momento torcente, che risente del maggior grado di addensamento del terreno all'aumentare della profondità. Inoltre, l'autore evidenzia che sia la spinta che il momento torcente aumentino in funzione della potenza del diametro della condotta (Figura 72).



4.1 Spinta necessaria per la realizzazione di un microtunnel

Figura 72 - Spinta e momento torcente in funzione del diametro nominale della condotta [Barla M., 2007]

Per le ragioni sopracitate, è fondamentale fare una previsione più accurata possibile della spinta totale, in quanto una sottostima porterebbe a gravi conseguenze che potrebbero, nei casi più gravi, compromettere la buona riuscita dell'intera opera o comunque comportare la necessità di interventi non programmati. Dall'altra parte, una sovrastima di tale spinta risulta essere onerosa in quanto porterebbe a una sovrastima dei costi di realizzazione. Tale previsione è resa più difficoltosa quando le condizioni del terreno non sono note con certezza, ed è funzione di numerosi fattori: alcuni legati al progetto in sé, altri alle condizioni idrogeologiche del sito e altri ancora alle modalità di costruzione scelte. I fattori più rilevanti in tal senso sono:

- lunghezza del tracciato;
- dimensione, forma e caratteristiche della superficie esterna delle tubazioni;
- quota della falda acquifera;
- caratteristiche geotecniche del terreno presente in sito e variazione di tali caratteristiche e/o della stratigrafia lungo il tracciato;
- stabilità del terreno in fase di costruzione;
- profondità dello scavo;
- presenza e entità del sovrascavo;
- disallineamento dei conci di tubazione;
- presenza di sovraccarichi;
- specifiche tecniche degli elementi tecnologici utilizzati per l'interramento;
- tipologia di scudo impiegato;
- natura e quantità di lubrificante;

- frequenza e durata delle interruzioni nell'avanzamento;
- uso di intermediate jacking stations e/o di pozzi intermedi di spinta;
- deformabilità dei giunti.

La risultante delle forze d'attrito F_{fr} generalmente rappresenta la componente principale della spinta totale F_s . Aumentando all'avanzare dello scavo, sono le forze d'attrito che attualmente limitano la distanza massima raggiungibile da un singolo pozzo di spinta. Pertanto è fondamentale conoscere i parametri che li influenzano prima ancora di procedere al calcolo delle stesse. Sia le considerazioni inerenti ai fattori che condizionano le forze d'attrito che i metodi di calcolo per la stima di F_{fr} e F_p e F_{sup} fanno riferimento agli studi di Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) e al lavoro della FSTT (2010).

4.1.1 Principali parametri che influenzano le forze d'attrito

Le forze d'attrito, generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni, dipendono da diversi fattori quali: la dimensione della condotta e la rugosità della sua superficie esterna, le caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, la profondità dello scavo, la quota della falda acquifera, l'entità del sovrascavo, i tempi di fermo-cantiere, la natura e la quantità di lubrificante utilizzato. Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) e FSTT (2010) hanno sottolineato che, tra i fattori sopracitati, quelli più influenti sono: il sovrascavo, la lubrificazione e i tempi di fermo-cantiere.

L'importanza del sovrascavo viene evidenziato dagli autori riportando un caso studio esemplare, nel quale a una certa progressiva viene ridotto il sovrascavo a seguito dell'utilizzo di tubi di maggior diametro. Il caso in questione è il micrutunnel Neuilly 2 (Figura 73). Dal grafico di Figura 73 si osserva che a 16 m dall'inizio dello scavo, a seguito dell'incremento del diametro del tubo installato e della correlata diminuzione del sovrascavo (da 32 mm a 12 mm), vi è un forte incremento delle tensioni d'attrito che quasi triplicano il loro valore passando da 3 kPa a 8 kPa, fino a raggiungere successivamente un valore di 10 kPa. Tutto questo conferma la rilevanza del sovrascavo che, permettendo la decompressione radiale del terreno, riduce le tensioni normali agenti sulla tubazione.

Gli autori deducono inoltre che l'interruzione dei lavori comporta un incremento della spinta totale necessaria in fase di ripartenza rispetto alla spinta erogata al momento dell'interruzione dei lavori. Tutto questo viene illustrato in Figura 74.



Figura 73 - Evoluzione della spinta totale nel microtunnelling Neuilly 2 [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]



Figura 74 - Evoluzione della spinta totale nel microtunnelling Champigny [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

Secondo gli autori, tale incremento della spinta totale è correlato solo alle forze d'attrito e può essere spiegato considerando due aspetti:

- il fenomeno del creep, che porta a un irrigidimento del terreno a contatto con la condotta; - il dissiparsi delle sovrapressioni interstiziali indotte nella miscela bentonitica, col conseguente incremento delle tensioni efficaci agenti sulla condotta.

L'entità di tale incremento è linearmente correlato alla lunghezza dello scavo già realizzato e al logaritmo della durata dell'interruzione dei lavori espressa in ore. Il gradiente dell'incremento della spinta con il logaritmo del tempo di fermo-cantiere, trovato dagli autori in riferimento ai casi studiati, varia tra 6 e 8. In generale maggiore è il tempo di inattività e la lunghezza del microtunnel scavato, maggiore sarà la spinta richiesta al momento della ripartenza (Figura 75).



Figura 75 - Incremento della spinta richiesta in fase di ripartenza in funzione della lunghezza dello scavo e del tempo di fermo-cantiere. Microtunnel Champigny 4 [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

Dall'altra parte l'entità delle tensioni d'attrito addizionale, che si registrano dopo i periodi di fermo-cantiere e che si sommano alle tensioni d'attrito dinamiche (generate durante le fasi di spinta), sono legate alla quantità di lubrificante iniettato nel sovrascavo durante il processo di scavo. Un esempio particolarmente significativo è mostrato in Figura 76. Il grafico di Figura 76 risalta la riduzione delle tensioni d'attrito addizionali nelle due sezioni (tra i 20 e i 45 m e oltre i 122 m) dove era stato iniettato una grande quantità di lubrificante. Pertanto, l'impiego di un'adeguata quantità di lubrificante può controbilanciare gli effetti negativi dell'interruzione dei lavori.

Per quanto concerne la miscela lubrificante, Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) e FSTT (2010) hanno osservato che essa sia essenziale per ridurre le tensioni d'attrito dinamiche, generate nelle fasi di spinta, e quelle addizionali, legate alle fasi di interruzione delle attività nel cantiere. Un esempio emblematico viene mostrato in Figura 77, dove l'uso della miscela bentonitica porta una riduzione del 77% della tensione d'attrito registrata in assenza di lubrificante.



Figura 76 - Confronto tra l'incremento delle forze d'attrito dopo l'interruzione dei lavori e la quantità di bentonite iniettata nell'anulus del microtunnelling Montmorency 2 [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]



Figura 77 - Andamento della spinta richiesta nel microtunnelling Chatenay-Malabry in funzione della progressiva di scavo [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

La scelta della composizione della miscela bentonitica da iniettare nell'anulus, per minimizzare le tensioni d'attrito, dipende da una serie di fattori quali: la natura del terreno in cui si realizza lo scavo, la quota della falda acquifera e lo stato tensionale esistente tra tubazione e terreno. L'efficacia della lubrificazione è inoltre strettamente legata al volume di miscela iniettato e alle modalità di iniezione in quanto l'efficacia diminuisce al diminuire del volume di lubrificante utilizzato e in presenza di iniezioni fatte in maniera discontinua.

Dagli studi di Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) e FSTT (2010) si ricava che volumi di iniezioni variabili tra 25 l/ml e 170 l/ml comportano una riduzione delle tensioni d'attrito dinamiche tra il 45 e il 90%. Per quanto riguarda invece le tensioni d'attrito legate ai fermo-cantieri, si evidenzia che maggiore è il volume di miscela bentonitica iniettata nell'anulus, minore saranno le tensioni d'attrito aggiuntive.

Inoltre la stessa quantità di lubrificante iniettata ha efficacia diversa a seconda della natura del terreno attraversato, infatti risulta più efficace in terreni argillosi che in quelli sabbiosi. Tale differenza è legata alla maggiore perdita di miscela nei terreni sabbiosi e ghiaiosi, e dalla formazione di una miscela terreno-lubrificante sulle pareti esterne della tubazione che presenta un coefficiente di attrito maggiore di quello del lubrificante stesso.

In conclusione, l'azione del lubrificante è doppia: riduce il coefficiente d'attrito tra tubo e terreno e, iniettato in sufficienti quantità, stabilizza lo scavo (riducendo le tensioni normali agenti sulla condotta e minimizzando eventuali subsidenze superficiali). Globalmente il valore medio delle forze d'attrito dinamiche, registrato da Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002), è all'incirca di 5,5 kPa senza lubrificante e di 2,3 kPa con l'uso di una miscela bentonitica. A tale valore, in caso di interruzione dei lavori durante la notte, si deve sommare una tensione addizionale variabile tra 0 e 2 kPa.

4.1.2 Definizione dell'attrito tra terreno e condotta

In generale è possibile definire la resistenza attritiva unitaria f tra terreno e condotta secondo la seguente relazione:

$$f = \frac{dF_{fr}}{\pi D_e dL} \qquad [Pa]$$
[4.2]

dove:

- *D_e* rappresenta il diametro esterno della tubazione [m];
- *dF_{fr}* rappresenta la variazione della risultante delle tensioni d'attrito lungo la tubazione [N];
- *dL* rappresenta la lunghezza della tubazione [m].

Tale tensione d'attrito unitaria può essere definita anche attraverso la tensione efficace σ ' normale ai conci e il coefficiente d'attrito μ :

$$f = \mu \sigma' \qquad [Pa] \qquad [4.3]$$

Andando più nel dettaglio è possibile distinguere tre diverse tensioni d'attrito:

- tensione d'attrito dinamico *f*: attrito mobilitato durante le fasi di spinta;
- tensione d'attrito statico *f_{stat}*: attrito che entra in gioco a seguito dell'interruzione dei lavori. Legato generalmente al creep dei terreni, l'attrito statico è normalmente maggiore dell'attrito dinamico;
- tensione d'attrito in presenza di lubrificante f_{lub} : attrito registrato in presenza di miscela bentonitica iniettata nell'anulus con lo scopo di ridurre le tensioni d'attrito.

Inoltre, a causa della difficoltà nel conoscere il valore della resistenza esercitata al fronte di scavo, è possibile correlare tali resistenze alle tensioni d'attrito:

- tensione d'attrito apparente medio f_{app} : è pari alla tensione totale esercitata sulla superficie esterna delle tubazioni:

$$f_{app} = \frac{P_{tot}}{\pi D_e L} \qquad [Pa]$$
[4.4]

tensione d'attrito convenzionale medio *f_{conv}*:

$$f_{app} = \frac{P_{tot} - R_{pconv}}{\pi D_e L} \qquad [Pa]$$
[4.5]

dove R_{pconv} è un valore arbitrario assegnato alla resistenza al fronte di scavo.

Dal confronto tra l'andamento della spinta totale e della resistenza al fronte di scavo all'avanzare della perforazione (un esempio è mostrato in Figura 78), la FSTT (2010) ha annotato come i picchi della spinta totale sono legati o a picchi della resistenza al fronte o alla ripartenza dei lavori dopo un periodo di fermo cantiere (f_{stat}). Viceversa i minimi della spinta totale corrispondono a una resistenza al fronte minima e pertanto il loro inviluppo può essere utilizzato per stimare l'andamento della tensione d'attrito dinamico (f) in funzione della lunghezza di perforazione.

4 - Aspetti progettuali



Figura 78 - Confronto tra l'andamento della spinta totale e della resistenza al fronte in funzione della lunghezza di scavo. Microtunnel Neuilly 1 [FSTT, 2010]

Dall'analisi di 14 applicazioni in *microtunnelling*, la FSTT (2010) ha ottenuto i valori di tensione d'attrito dinamico e in presenza di lubrificante per diverse classi di terreno. Hanno osservato come in assenza di lubrificante, la tensione d'attrito dinamico risulta maggiore nei terreni ghiaiosi-sabbiosi (7,4 kPa di media) rispetto ai terreni di sabbia fine o media (5,4 kPa di media), e a loro volta presentano un attrito dinamico maggiore rispetto ai terreni principalmente argillosi (f = 3,25 kPa di media). Invece, in presenza di miscela bentonitica sembra che la natura del terreno non abbia molta importanza, in quanto i valori registrati di f_{tub} risultano molto simili in tutte le tipologie di terreno. I risultati ottenuti sono stati sintetizzati in Tabella 7 e in Tabella 8. Nella prima tabella gli autori hanno definito sei classi di terreno, mentre in Tabella 8 hanno evidenziato il valore di fe f_{lub} di ciascuna classe di terreno.

Soil class	γ (kN/m ³)	P ₁ (MPa)	c _u (kPa)	φ _u (°)	c' (kPa)	φ' (°)
1 – Coherent soft	17	0.3	20	0	10	17
2 – Granular loose	18	0.6	0	30	0	30
3 – Coherent quite stiff	19	1	40	5	20	20
4 – Granular quite compact	19	1.5	0	34	0	34
5 – Coherent stiff to hard	20	2.5	75	10	25	25
6 – Granular compact	20	3	0	38	0	38

Tabella 7 - Definizione di sei classi di terreno rappresentative [FSTT, 2010]

		Not lubric:	ated	Lubricated			
Class of soil	f (kPa)	f Number of Analyzed (ml)		f _{lub} Number of (kPa) Linear		Values analyzed (ml)	
1 – Coherent soft	_	_	-	-	—	-	
2 – Granular loose	7.9	3	82	1.8	2	204	
3 – Coherent quite stiff	5.6	2	44	3.1	2	153	
4 – Granular quite compact	6.5	6	152	2.0	6	320	
5 – Coherent stiff to hard	1.7	3	105	0.7	1	140	
6 – Granular compact	3.1	3	110	6.9	4	210	

Tabella 8 - Valori delle tensioni d'attrito ricavate per ciascuna classe di terreno [FSTT, 2010]

Per i terreni granulari la FSTT (2010) ha evinto che le tensioni d'attrito dinamico risultano via via minori all'aumentare della compattezza del terreno (da 7,9 kPa a 6,5 kPa fino a 3,1 kPa). Ciò viene spiegato tramite l'effetto arco descritto da Terzaghi: le tensioni esercitate sulla condotta si riducono all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Un risultato analogo è riscontrato nei terreni coesivi in cui viene registrata una tensione d'attrito dinamico minore all'aumentare della rigidità del terreno (da 5,6 kPa a 1,7 kPa).

Considerando il coefficiente d'attrito in presenza di lubrificante, gli autori hanno osservato invece una minore dipendenza dalla compattezza del terreno. L'alto valore registrato per il terreno granulare compatto (classe 6) è frutto di una condizione anomala nella quale la larghezza del sovrascavo era eccessivamente bassa e dunque la miscela bentonite non è riuscita a esplicare la sua funzione.

FSTT (2010) ha anche comparato i precedenti risultati con quelli di altri studi analoghi, in particolare è stato fatto un confronto con:

i risultati della JSTT (Japan Society of Trenchless Technology) che si basano su 191 progetti di *microtunnelling* con scudo di tipo *slurry* e 69 con scudi fresanti e coclea (JSTT working group no 3, 1994). La JSTT ha determinato la tensione d'attrito convenzionale medio *f_{conv}* considerando *R_{pconv}* pari al primo valore registrato della spinta necessaria all'infissione della condotta;

- i risultati della Geological Laboratory of US Army Corps of Engineers che ha studiato 12 applicazioni in *microtunnelling* (Coller P., Staheli K., Bennett D., Post R., 1996). Gli autori non hanno però considerato la resistenza al fronte e pertanto hanno dedotto i valori della tensione d'attrito apparente medio f_{app}. La JSTT ha confrontato le proprie conclusione con quelle della G.L. of US Army ed è arrivata alla conclusione che non considerare la resistenza al fronte di scavo determina una sovrastima di f_{app} di circa 1 kPa rispetto a f_{conv} (f_{app} = f_{conv} + 1 kPa);
- i risultati della Norwegian Geotechnical Institute che ha preso in considerazione 40 microtunnel (Lauritzsen R., Sande O., Slotten A., 1994). Anch'essi non hanno considerato la resistenza al fronte di scavo e dunque hanno ricavato i valori della tensione d'attrito apparente medio *f_{app}*.

Il confronto tra le conclusioni dei quattro studi indipendenti è mostrato in Tabella 9 dove vengono presentati i valori medi, minimi e massimi per tre diverse classi di terreno. La comparazione non risulta immediata a causa:

- delle scelte diverse fatte dai vari autori per quanto concerne il tipo di coefficiente d'attrito da considerare (*f*, *f_{app}* o *f_{conv}*);
- della non distinzione fatta tra attrito statico e dinamico da parte degli studi americani e giapponesi;
- del non considerare gli effetti della lubrificazione da parte degli studi americani, giapponesi e norvegesi.

Tuttavia, tenendo conto che $f_{app} = f_{conv} + 1$ kPa, i valori dei quattro studi risultano molto simili tra loro e pertanto accettabili.

	Unit friction (kPa)							
Ground	PN Microtunnels		JSTT (f_{conv})		G.L. of US Army	Norwegian Geotech. Inst		
	f	f _{lub}	Screw mucking	Hydraulic mucking	f _{app}	f _{app}		
Clay	1.4 to 5.8	0.65 to 3.3 2.25	0.7 to 16 4.9	2.1	0.8 to 13	_		
	5.25		3.5		4.0			
Sand	4.5 to 7 3	0.65 to 4.9	1.0 to 19 5.1	2.8	2.7 to 12	2.0 to 11		
	5.4	2.0	4.0		0.1	5.7		
Sand and	1.8 to 17	3 to 10	5 to 6.9 6.0	3.6	_	_		
gravei	/.4	0.9	4	.8				

4.1 Spinta necessaria per la realizzazione di un microtunnel

Tabella 9 - Confronto tra i risultati di tensione d'attrito ricavati da quattro studi indipendenti [FSTT, 2010]

4.1.3 Calcolo della risultante delle forze d'attrito dinamico e confronto tra i vari approcci con i dati sperimentali

La metodologia proposta dalla FSTT (2010) considera in un primo step la stabilità dello scavo realizzato mediante microtunneler. Tre sono gli scenari possibili:

- lo scavo risulta instabile: il terreno a causa della decompressione a cui è sottoposto, a seguito della perforazione, occupa lo spazio vuoto dell'anulus e risulta a diretto contatto con la tubazione. La risultante delle tensioni d'attrito dinamico F_{fr} è, in questo caso, pari al prodotto della risultante delle tensioni di contatto N normali alla tubazione per il coefficiente d'attrito μ che caratterizza lo stato di ruvidezza dell'interfaccia tra tubazione e terreno;
- lo scavo risulta stabile e le deformazioni del terreno, dovute alla decompressione, sono tali da non chiudere il sovrascavo. In tal caso la tubazione è a contatto col terreno solo lungo la propria base e la risultante delle tensioni d'attrito è pari al prodotto del peso proprio della tubazione per il coefficiente d'attrito μ;
- lo scavo risulta stabile ma le deformazioni del terreno, dovute alla decompressione, eccedono la larghezza dell'anulus. In questo caso la risultante delle tensioni d'attrito si dovrà calcolare con le stesse modalità utilizzate per uno scavo instabile.

Verifica della stabilità dello scavo

Per verificare se lo scavo risulti stabile o meno, la English Pipe Jacking Association ha suggerito di calcolare la pressione di sostegno σ_T , la quale deve risultare minore o uguale a 0 affinché lo scavo risulti stabile. La formulazione di σ_T varia a seconda che il terreno sovrastante la condotta risulti coesivo o granulare:

> in presenza di *terreni coesivi*, la stabilità a breve termine è correlata alla resistenza non drenata. In questo caso, la formulazione di σ_T è la seguente:

$$\sigma_T = \gamma \left(h + \frac{D}{2} \right) - T_c c_u \qquad [Pa] \qquad [4.6]$$

dove:

- γ rappresenta il peso specifico del terreno al di sopra della condotta (esso dipende dalla natura del terreno e dalla quota della falda acquifera) [N/m³];
- *h* rappresenta l'altezza della copertura di terreno rispetto alla corona del tubo [m];
- D rappresenta il diametro dello scavo [m];
- *c_u* rappresenta la resistenza non drenata del terreno coesivo al di sopra della condotta [Pa];
- *T_c* rappresenta il coefficiente di stabilità del terreno coesivo al di sopra della condotta [-]. Il suo valore dipende dal rapporto *h/D* e dal rapporto tra la larghezza del microtunneler *d* e il diametro dello scavo realizzato *D*. *T_c* si ottiene dal grafico di Figura 79.



Figura 79 - Andamento del coefficiente di stabilità T_c in funzione del rapporto h/D e del rapporto d/D[FSTT, 2010]

- > In presenza di *terreni granulari*, la stabilità dello scavo dipende dall'angolo di resistenza la taglio del terreno φ' . In questo caso la PJA propone le seguenti due formulazioni per il calcolo di σ_T :
 - in assenza di un sovraccarico sopra la tubazione:

$$\sigma_{T} = \gamma DT_{\gamma} \qquad [Pa] \qquad [4.7]$$

dove T_{γ} rappresenta il coefficiente di stabilità dipendente dall'angolo di resistenza al taglio (Figura 80).



Figura 80 - Andamento del coefficiente di stabilità T_{γ} in funzione dell'angolo di resistenza al taglio [FSTT, 2010]

- in presenza di sovracarichi significativi q_s e a bassa profondità:

$$\sigma_T = q_s T_s \qquad [Pa] \qquad [4.8]$$

il peso del terreno viene trascurato e T_s rappresenta il coefficiente di stabilità dipendente dall'angolo di resistenza al taglio e dal rapporto h/D (Figura 81).

Sulla base di queste formulazioni, quando un terreno è totalmente granulare, σ_T è sempre positivo e dunque lo scavo risulta instabile in assenza di una pressione di confinamento interna.





Figura 81 - Andamento del coefficiente di stabilità T_s in funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto h/D [FSTT, 2010]

Calcolo della convergenza del terreno

Per capire in quale dei tre scenari considerati dalla FSTT (2010) ci si trova, è necessario conoscere anche le convergenze attese a seguito del detensionamento del terreno. Adottando un *comportamento elastico* del terreno, è possibile calcolare la convergenza verticale e orizzontale del terreno nei seguenti modi:

$$\Delta v = \frac{1 - v^2}{E} D \left(3\sigma_v - \sigma_h \right) \qquad [m]$$
[4.9]

$$\Delta h = \frac{1 - v^2}{E} D \left(3\sigma_h - \sigma_v \right) \qquad [m] \qquad [4.10]$$

dove:

- Δv rappresenta la riduzione del diametro dello scavo in direzione verticale [m];
- Δh rappresenta la riduzione del diametro dello scavo in direzione orizzontale [m];
- *v* rappresenta il coefficiente di Poisson [-];
- *E* rappresenta il modulo di Young [Pa].

Se all'interno del sovrascavo agisce una pressione p (dovuta all'iniezione della miscela bentonitica), essa determina uno spostamento radiale in verso opposto a quello del terreno:

$$\Delta p = \frac{1+\nu}{2E} p'D \qquad [m] \qquad [4.11]$$

dove p' rappresenta la pressione efficace agente nell'anulus, pari alla pressione p a cui avviene l'iniezione del lubrificante meno la pressione idrostatica.

Quindi nota l'entità del sovrascavo (s), è possibile capire se l'anulus rimane vuoto o viene riempito dal terreno a seguito degli spostamenti radiali:

- Se $(\Delta v \Delta p)$ e $(\Delta h \Delta p)$ sono minori di *s*, allora il sovrascavo rimane vuoto e l'attrito dipende solo dal peso proprio della tubazione;
- Se $(\Delta v \Delta p)$ e $(\Delta h \Delta p)$ sono maggiori o uguali a *s*, allora vi è un continuo contatto tra terreno e tubazione lungo tutta la superficie esterna e pertanto le forze d'attrito dipenderanno dalle tensioni normali agenti sulla condotta.

Calcolo della risultante delle forze d'attrito in uno scavo instabile realizzato in terreni granulari

In questo caso, la risultante delle forze di taglio è pari alla risultante delle forze normali N agenti sulla condotta moltiplicata per il coefficiente d'attrito μ .

La risultante delle forze normali agenti sulla tubazione (*N*) è pari all'integrale rispetto alla superficie esterna della tubazione delle tensioni normali σ_n agenti su di essa. Quest'ultima dipende dalle tensioni verticali e orizzontali agenti sui conci (Figura 82):

$$\sigma_{v} = \sigma_{EV} + \gamma \left(\frac{D}{2} - y\right) + q_{0} \qquad [Pa] \qquad [4.12]$$

$$\sigma_{h} = K_{2} \left[\sigma_{EV} + \gamma \left(\frac{D}{2} - y \right) + q_{0} \right] \qquad [Pa]$$
[4.13]

dove:

- > σ_{EV} rappresenta la tensione verticale agente sulla volta del tubo [Pa];
- y rappresenta l'ordinata del punto di cui vogliamo calcolare lo stato tensionale rispetto al centro del tubo [m];
- > q_0 rappresenta l'aliquota alla profondità del microtunnel di un eventuale carico q_s superficiale;
- > K_2 rappresenta il coefficiente di spinta del terreno [-]. In letteratura sono presenti diversi suggerimenti in merito alla determinazione di tale coefficiente:

 porlo pari al coefficiente di spinta attiva calcolato mediante la formula di Rankine:

$$K_2 = K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \qquad [-] \qquad [4.14]$$

- secondo gli studi di AFTES (1976):

$$0,9 - \sin \varphi < K_2 < 1 - \sin \varphi$$
 [-] [4.15]

- secondo quanto suggerito da Stein D., Mollers K., Bielecki R. (1989):

$$K_2 = 0,3$$
 [-]

La FSTT (2010) raccomanda, nel caso di terreni normalmente consolidati, come misura precauzionale, di calcolare K_2 mediante la formula di Rankine ponendo il valore di 0,5 come valore massimo utilizzabile. Tuttavia, per argilla plastica o marna, gli autori considerano $K_2 = 1$.



Figura 82 - Stato tensionale attorno alla tubazione [FSTT, 2010]

Quindi la tensione normale per metro lineare n agente sulla superficie esterna della tubazione viene definita da FSTT (2010) come segue:

$$n = D_e \frac{\pi}{2} \left[\left(\sigma_{EV} + \gamma \frac{D}{2} + q_0 \right) + K_2 \left(\sigma_{EV} + \gamma \frac{D}{2} + q_0 \right) \right] \qquad \left[\frac{N}{m} \right] \qquad [4.16]$$
dove De rappresenta il diametro esterno della condotta.

La realizzazione del foro, ad opera della testa fresante, modifica lo stato tensionale precedentemente presente nel terreno. Il nuovo stato tensionale, legato alla decompressione del terreno, può essere determinato mediante diversi modelli presenti in letteratura. Per le applicazioni realizzate nel terreno, i tre approcci più noti sono:

- il modello di Terzaghi K., proposto nel 1951;
- il modello utilizzato nel metodo ATV A161, considerato nelle normative tedesche e sviluppato da Stein D., Mollers K. e Bielecki R. nel 1989;
- il metodo della UK "Pipe Jacking Association", sviluppato da Milligan G. e Norris P. nel 1995.

Il *modello di Terzaghi* (1951) immagina che il terreno sovrastante la condotta subisca cedimenti lungo due piani verticali. Tali spostamenti sono all'origine della formazione di piani di scivolamento mediante i quali si identifica una porzione di piano orizzontale, passante per la calotta della condotta, che funge da riferimento per il calcolo delle tensioni verticali σ_{EV} agenti sulla tubazione. In Figura 83 si riporta uno schema rappresentativo del modello:



Figura 83 - Confronto tra il modello di Terzaghi e quello di Terzaghi/Houska [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

La soluzione dell'equazione differenziale relativa all'equilibrio di una porzione di terreno posta sul piano di scivolamento e quindi soggetta a sforzi di taglio, fornisce la formula mediante la quale calcolare la tensione verticale σ_{EV} :

$$\sigma_{EV} = \frac{b\left(\gamma - \frac{2c}{b}\right)}{2K \times \tan \delta} \times \left(1 - e^{\frac{-2Kh \times \tan \delta}{b}}\right) \qquad [Pa] \qquad [4.17]$$

dove:

- *h* rappresenta l'altezza della copertura di terreno rispetto alla corona del tubo [m];
- γ rappresenta il peso specifico del terreno di copertura [N/m³];
- *K* rappresenta il coefficiente di spinta del terreno di copertura [-];
- δ rappresenta l'angolo di attrito del terreno lungo la superficie di scivolamento [rad];
- *c* rappresenta la coesione del terreno di copertura $[N/m^2]$;
- *b* rappresenta la distanza tra i due piani verticali lungo cui si hanno i cedimenti [m].

La distanza *b* viene determinata tramite la seguente formulazione:

$$b = 2D_e \left[0.5 + \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] \qquad [m]$$
[4.18]

dove:

- D_e rappresenta il diametro esterno della condotta [m];
- φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio del terreno di copertura [rad].

La tensione verticale agente sulla corona della tubazione σ_{EV} può anche essere espressa introducendo il coefficiente *k*, minore di 1, che riduce la pressione geostatica del terreno γh e rappresenta l'effetto "volta" del terreno:

$$\sigma_{EV} = \gamma hk \qquad [Pa] \qquad [4.19]$$

Il coefficiente k, per terreni granulari con coesione nulla, si ricava tramite la seguente formula:

$$k = \frac{1 - e^{\frac{-2hK\tan\delta}{b}}}{2K\frac{h}{b}\tan\delta} \qquad [-] \qquad [4.20]$$

La FSTT (2010) evidenzia che:

 quando l'altezza della copertura sopra la condotta è piccola (h < b), gli spostamenti di decompressione, dovuti allo scavo, agiscono sull'intera massa di terreno al di sopra della tubazione. Pertanto l'effetto "volta" viene trascurato e l'intera pressione geostatica del terreno viene considerata per il calcolo di σ_{EV} (Szechy K., 1970, AFTES, 1982).

- quando l'altezza di copertura è notevole (h > 2,5 b), l'effetto arco non si estenderà oltre una distanza di 2,5 b sopra la calotta della condotta.

Pertanto secondo il modello di Terzaghi la tensione verticale agente sulla corona della tubazione deve essere calcolata nel seguente modo:

- se
$$h < b$$
:

$$\sigma_{EV} = \gamma h \qquad [Pa] \qquad [4.21]$$

- se *b* < *h* <2,5 *b*: mediante la [4.17];
- se h > 2,5 b:

$$\sigma_{EV} = \frac{\gamma b - 2c}{2K \tan \delta} \qquad [Pa] \qquad [4.22]$$

Oltre al modelo proposto da Terzaghi, in letteratura sono presenti anche altri modelli per la determinazione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione dello scavo. Tali modelli, pur basandosi sul modello del silo di Terzaghi, considerano una diversa configurazione dei piani di scivolamento e definiscono in modo diverso i parametri empirici necessari per il calcolo.

Sia il modello utilizzato nel metodo *ATV A161* che quello della *UK PJA*, assumono come silo rappresentativo, per la determinazione dello stato tensionale sulla condotta, quello formulato da Terzaghi/Houska (Figura 83). Di conseguenza, con tale configurazione, cambia la formula mediante la quale determinare la distanza tra i due piani verticali lungo cui si hanno i cedimenti:

$$b = D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right) \qquad [m] \qquad [4.23]$$

Inoltre *il modello del metodo ATV A161 considera costante l'angolo di resistenza al taglio del terreno di copertura, ponendolo pari a 30*° (valore caratteristico dei terreni granulari). Le differenze tra i parametri empirici assunti nei tre modelli sono mostrati in Tabella 10.

4 - Aspetti progettuali

Parametri	Modello di Terzaghi	Modello ATV A161	Modello UK PJA
<i>b</i> [m]	$D_e\left[1+2\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\right]$	$D_e \times \sqrt{3}$	$D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right)$
δ [rad]	φ	φ/2	φ
K [-]	1	0,5	$\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$

Tabella 10 - Parametri empirici assunti nel modello di Terzaghi, dell'ATV e dell'UK PJA [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

Il modello di Terzaghi e quello della UK PJA considerano un piano di scivolamento perfettamente ruvido e pertanto considerano l'angolo di attrito del terreno lungo la superficie di scivolamento pari a quello di resistenza al taglio del terreno di copertura; il modello del metodo ATV A161, invece, fa un'assunzione più prudente e considera $\delta = 0.5 \varphi$.

Per quanto riguarda il coefficiente di spinta del terreno di copertura, l'UK PJA considera rappresentativo il coefficiente di spinta attiva calcolato secondo la formula di Rankine, mentre Terzaghi e l'ATV A161 fissano un valore costante per il coefficiente di spinta, escludendo la dipendenza dall'angolo di resistenza al taglio. Nel modello dell'ATV A161 K = 0,5 (valore tipico del coefficiente di spinta a riposo dei terreni sabbiosi); invece nel modello di Terzaghi K = 1 (valore tipico del coefficiente di spinta a riposo nei terreni argillosi).

Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) hanno confrontato il coefficiente rappresentativo dell'effetto "volta" del terreno, ottenuto tramite i tre metodi, in funzione del rapporto tra altezza di copertura e diametro esterno della tubazione e hanno registrato che il modello del metodo ATV A161 sia il più prudente (Figura 84). Tale risultato dipende dalla diversa assunzione fatta per l'angolo di attrito δ lungo le superfici di scivolamento. Pertanto la tensione verticale calcolata tramite il modello del metodo ATV A161 risulta più alta di quella calcolata col modello UK PJA, che a sua volta è maggiore della tensione verticale calcolata col modello di Terzaghi. Inoltre gli autori hanno evidenziato come la tensione verticale σ_{EV} , calcolata col modello di Terzaghi, tende a stabilizzarsi molto più velocemente con l'incremento della profondità di scavo rispetto agli atri due approcci (Figura 85).



4.1 Spinta necessaria per la realizzazione di un microtunnel

Figura 84 - Coefficiente k in funzione del rapporto tra altezza di copertura e diametro esterno della tubazione per $\phi = 30^{\circ}$ [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]



Figura 85 - Tensione verticale σ_{EV} in funzione dell'altezza della copertura per una condotta con D_e = 0,7 m in un terreno granulare con φ = 30° e c = 0 kPa [Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., 2002]

Infine, gli autori hanno confrontato i valori della risultante delle forze d'attrito dinamico, ottenuti con i tre approcci sopracitati, con i valori reali registrati nelle applicazioni di microtunnel con scavo instabile realizzate in terreni granulari e sono arrivati alla conclusione che *il modello di Terzaghi sia quello che dà risultati più vicini ai valori registrati, se applicato insieme ad alcuni*

accorgimenti relativamente ai parametri empirici da assumere. Pertanto, la procedura di calcolo suggerita dalla FSTT (2010) per calcolare σ_{EV} in uno scavo instabile realizzato in terreni granulari quando lo scavo si realizza al di sopra della falda acquifera è la seguente:

- nel caso di terreno omogeneo al di sopra della condotta, con i valori di coesione e angolo di resistenza la taglio noti con certezza:
 - \triangleright calcolare la tensione verticale σ_{EVI} :

- se
$$h > b$$
:

$$\sigma_{EV1} = \gamma b = \gamma D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right) \qquad [Pa] \qquad [4.24]$$

- se h < b:

$$\sigma_{EV1} = \gamma h \qquad [Pa] \qquad [4.25]$$

> calcolare la tensione verticale σ_{EV2} o σ_{EV3} a seconda delle condizioni del terreno di copertura:

- se c = 0:

$$\sigma_{EV2} = k_M \gamma h \qquad [Pa] \qquad [4.26]$$

con:

$$k_{M} = \frac{1 - e^{-2K_{a} \tan \varphi \frac{H}{D_{e}}}}{2K_{a} \tan \varphi \frac{H}{D_{e}}} \qquad [-]$$
[4.27]

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [-] \qquad [4.28]$$

- se $c \neq 0$:

$$\sigma_{EV3} = k_M h \left(\gamma - \frac{2c}{D_e} \right) \qquad [Pa] \qquad [4.29]$$

- > definire il valore di σ_{EV} :
 - se $\sigma_{EV1} > \sigma_{EV2} \rightarrow \sigma_{EV} = \sigma_{EV2}$ (anche se c \neq 0);
 - se $\sigma_{EV1} < \sigma_{EV3} \rightarrow \sigma_{EV} = \sigma_{EV3}$;
 - se $\sigma_{EV3} < \sigma_{EV1} \lor \sigma_{EV2} \rightarrow \sigma_{EV} = \sigma_{EV1}$.;
- nel caso di terreno eterogeneo sopra la condotta o se le caratteriste del terreno omogeneo non sono ben note, è consigliato prendere in considerazione un valore dell'angolo di resistenza al taglio pari a 30° e una coesione pari a 0.

$$\sigma_{EV3} = k_M \gamma h \qquad [Pa] \qquad [4.30]$$

Mentre la procedura di calcolo suggerita dalla FSTT (2010) per *calcolare* σ_{EV} *in uno scavo instabile realizzato in terreni granulari* quando lo *scavo si realizza al di sotto della falda acquifera* (Figura 86) è la seguente:



Figura 86 - Configurazione di uno scavo realizzato al di sotto della falda acquifera [FSTT, 2010]

$$\sigma_{EV} = k_1 \gamma (H - h_w) + k_2 \gamma' h_w + \gamma_w h_w \qquad [Pa] \qquad [4.31]$$

dove:

- γ rappresenta il peso specifico del terreno [N/m³];
- γ ' rappresenta il peso specifico del terreno sommerso [N/m³];
- γ_w rappresenta il peso specifico dell'acqua [N/m³];
- *H* rappresenta l'altezza di copertura sopra la calotta della condotta [m];
- *h_w* rappresenta la distanza tra la quota della falda acquifera e la calotta della condotta [m].

$$k_{1} = \frac{1 - e^{-2K \tan \varphi \frac{H - h_{w}}{b}}}{2K \tan \varphi \frac{H - h_{w}}{b}} \qquad [-]$$
[4.32]

$$k_1 = k \text{ per } h_w = 0$$

$$k_{2} = \frac{1 - e^{-2K \tan \varphi \frac{h_{w}}{b}}}{2K \tan \varphi \frac{h_{w}}{b}} \qquad [-]$$
[4.33]

$$k_2 = 1 \text{ per } h_w = 0$$

con
$$b = D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right)$$
 e $K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$.

Per quanto concerne i *carichi superficiali* agenti sul sito di progetto, essi comportano un incremento delle tensioni a cui è sottoposta la condotta e per tale ragione vengono considerati nei calcoli mediante il termine q_0 presente nelle relazioni [4.12] e [4.13]. Tale termine rappresenta l'aliquota del sovraccarico superficiale q_s alla profondità H (Figura 87). È possibile eseguire, a favore di sicurezza, una stima speditiva del valore di q_0 tramite l'equazione proposta da Terzaghi per la stabilità di gallerie superficiali nel caso di presenza di carichi superficiali uniformemente distribuiti:

$$q_0 = q_s e^{-2K \tan \delta \frac{H}{b}} \qquad [Pa] \qquad [4.34]$$

Per le applicazioni in microtunnelling, la FSTT (2010) suggerisce di considerare:



Figura 87 - Configurazione di uno scavo in presenza di un sovraccarico superficiale qs [FSTT, 2010]

Calcolo della risultante delle forze d'attrito in uno scavo instabile realizzato in terreni coesivi

Nel caso di cavo instabile in presenza di terreno coesivo, si ha che la risultante delle forze di attrito dinamico dipende dalla resistenza al taglio non drenata del terreno c_u , dal coefficiente di adesione tra terreno e tubazione β (che dipende dalla ruvidità della superficie esterna della condotta) e dalla superficie totale della tubazione. In realtà, nel caso di prolungati movimenti relativi tra terreno e tubazione causati dall'azione di spinta, l'argilla a contatto con la condotta è ampiamente rimaneggiata e pertanto risulta più corretto l'uso della resistenza al taglio non drenata dell'argilla rimaneggiata c_{ur} . Dunque in quest'ultimo caso la risultante delle forze di attrito dinamico risulta così espressa:

$$F_{fr} = \beta c_{ur} \pi D_e L \qquad [N]$$
[4.35]

La resistenza al taglio non drenata dell'argilla rimaneggiata c_{ur} può essere stimata mediante l'abaco di Figura 88 in funzione dell'indice di liquidità I_{LC} (Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J.

P., 1983). Tuttavia, questo approccio ipotizza che il contenuto d'acqua presente nell'argilla a contatto col terreno non viene modificato dalla percolazione del fluido di perforazione. Per quanto concerne il coefficiente β , la FSTT (2010) suggerisce un valore medio di 0,6.



Figura 88 - Andamento della resistenza al taglio non drenata dell'argilla rimaneggiata *c_{ur}* in funzione dell'indice di liquidità I_{LC} [FSTT, 2010]

Calcolo della risultante delle forze d'attrito in uno scavo stabile

Come già affermato in precedenza, se il cavo risulta stabile ma la convergenza è tale da chiudere l'anulus e portare il terreno a contatto con l'intera superficie esterna della condotta, è necessario calcolare la risultante delle forze di taglio secondo quanto già menzionato per quanto concerne uno scavo instabile.

Se lo scavo risulta stabile e la convergenza è minore del sovrascavo, la tubazione scorre lungo la sua base all'interno del microtunnel. In tal caso la risultante delle forze d'attrito dipende dal peso proprio della tubazione e dal coefficiente d'attrito terreno-condotta:

$$F_{fr} = \mu WL \qquad [N] \qquad [4.36]$$

dove:

- *W* rappresenta il peso proprio della tubazione per metro lineare [N/m];
- *L* rappresenta la lunghezza totale della tubazione [m];
- μ rappresenta il coefficiente d'attrito terreno-tubazione [-].

Nel caso di microtunnel stabile scavato al di sotto della falda acquifera (γ_w) o nel caso di sovrascavo totalmente riempito con miscela lubrificante (γ_b), il treno di conci è soggetto alla spinta di Archimede che esercita un'azione opposta a quella del peso proprio della condotta. In questi casi nella formula [4.36] si dovrà considerare il peso proprio della condotta per metro lineare ridotto di una quantità pari alla spinta di Archimede. Se tale differenza risulta negativa, il treno di tubi galleggerà sul lubrificante o sull'acqua e il nuovo contatto tra tubazione e terreno sarà in calotta. In quest'ultimo caso, la risultante delle forze d'attrito sarà espressa nel seguente modo:

$$F_{fr} = \mu L \left| W - \pi \gamma_1 \frac{D_e^2}{4} \right| \qquad [N]$$

$$[4.37]$$

dove:

- γ_1 rappresenta γ_w o γ_b a seconda del caso;
- D_e rappresenta il diametro esterno della condotta.

Confronto dei vari approcci con i dati sperimentali

La FSTT (2010) ha fatto una serie di confronti tra i dati sperimentali e i valori ricavati dalle metodologie di calcolo da essi proposte e hanno osservato che generalmente uno scavo in un *terreno granulare* risulti instabile mentre in un *terreno coesivo* risulti stabile. D'altra parte, però, la FSTT (2010) ha osservato come in alcuni casi *l'uso di una miscela bentonitica in scavi in terreni granulari stabilizzi lo scavo*. In tutti i casi in cui ciò è avvenuto, è stato iniettato nell'anulus un volume significativo di bentonite (150÷168 l/ml) pari all'incirca a 3÷5 volte il volume del sovrascavo; a differenza della quantità media di lubrificante utilizzata nelle altre applicazioni pari a circa 70 l/ml.

Dal confronto tra i valori misurati della risultante delle forze d'attrito dinamico e quelli calcolati mediante le formulazioni inerenti uno "scavo stabile" (formulazioni generalmente idonee ai casi di *scavo in un terreno coesivo e con l'uso di miscela bentonitica* o di *scavo in terreni granulari stabilizzati da un'opportuna quantità di lubrificante*), gli autori hanno riscontrato che i valori calcolati sono leggermente minori rispetto a quelli registrati. Secondo la FSTT (2010) e Milligan G. e Norris P. (1995), tale sottostima da parte del modello è legato al disallineamento del treno di conci, ciò porta a una deviazione rispetto alla traiettoria di progetto e alla nascita di forze d'attrito non trascurabili. Milligan G. e Norris P. (1995) affermano che l'incremento delle forze d'attrito può variare tra il 20 e il 100% a seconda del raggio di curvatura della deviazione e della lunghezza del treno di conci.

Per ovviare alla sottostima del modello, la FSTT (2010) suggerisce di applicare un *moltiplicatore pari a 1,5* al valore della risultante delle forze d'attrito dinamico ottenuto dalle formulazioni relative al caso di "scavo stabile". Tale accorgimento porta a un'ottimale sovrapposizione tra i valori calcolati e quelli misurati.

Per quanto riguarda tutti quei casi in cui l'uso del lubrificante in uno scavo in terreni granulari non ha comportato la stabilizzazione dello scavo, la risultante delle forze d'attrito dinamico può essere calcolata seguendo il metodo sviluppato per lo "scavo instabile in terreno granulare" e applicando un coefficiente d'attrito che tenga conto dell'effetto benefico del lubrificante nel ridurre l'attrito laterale. Gli studi della FSTT (2010) hanno evidenziato come l'uso di una miscela bentonitica, in un contesto del genere, comporti una riduzione della risultante delle forze d'attrito del 50÷77% a cui corrisponde un valore del coefficiente d'attrito pari a $0,07 \div 0,15$. Se si inietta un volume di lubrificante maggiore al volume dell'anulus e si procede a iniezioni continue, è possibile utilizzare un valore del coefficiente d'attrito pari a 0,1.

Infine, per quanto riguarda la realizzazione di uno scavo in un *terreno coesivo e senza uso di lubrificante*, gli autori hanno verificato come generalmente tale scavo risulti instabile a seguito della chiusura dell'anulus a causa degli spostamenti radiali del terreno. Per tal ragione la FSTT (2010) suggerisce di calcolare la risultante delle forze d'attrito secondo l'approccio "scavo instabile in terreno coesivo". Dal confronto tra i dati sperimentali e i risultati del modello di calcolo, gli autori hanno osservato come il modello predica in maniera ottimale la risultante delle forze d'attrito quando l'indice di liquidità è abbastanza alto mentre vada in crisi quando l'indice di liquidità risulta basso (sovrastimando considerevolmente la risultante delle forze d'attrito). Tale criticità nasce dal fatto che tale approccio non considera l'incremento del contenuto d'acqua nell'argilla a contatto col terreno a seguito dalla percolazione del fluido di perforazione.

4.1.4 Calcolo della resistenza che il terreno esercita al fronte di perforazione

Durante le fasi di spinta di un'applicazione in *microtunnelling*, lo scudo esercita una certa pressione sul fronte di scavo. Tale pressione può costituire una parte non trascurabile della spinta totale e pertanto deve essere calcolata e tenuta in conto al pari della risultante delle forze d'attrito dinamico. Inoltre l'intensità della pressione esercitata al fronte di scavo influisce sulla stabilità del fronte stesso. Infatti tale pressione deve essere più alta della pressione attiva esercitata dal terreno e più bassa di quella passiva. In caso contrario se la pressione al fronte risulta minore della pressione attiva, il terreno può collassare contro lo scudo creando possibili fenomeni di subsidenza in superficie. Viceversa, se la pressione al fronte risulta maggiore della pressione passiva, lo scudo penetrerebbe in maniera brusca nel terreno e causerebbe sollevamenti del terreno in superficie.

La spinta in testa (pari alla resistenza che il terreno esercita sul fronte) dipende essenzialmente dalla natura del terreno, dal diametro del scavo e dai parametri di perforazione quali la velocità di spinta e il liquido di perforazione impiegato. Generalmente la spinta in testa non è direttamente misurata nelle fasi di spinta. Essa può tuttavia essere valutata sottraendo la risultante delle forze d'attrito dinamico alla spinta totale. In questo modo però non si tiene conto della tensione d'attrito statico legato ai periodi di fermo-cantiere. Per tale ragione, la FSTT (2010) suggerisce di calcolare la spinta F_p tramite il parametro f_p , resistenza apparente al fronte di scavo, che include l'effetto delle tensioni sugli utensili di scavo e della pressione del fluido di perforazione.

$$F_p = f_p \pi \frac{D^2}{4} \qquad [N] \qquad [4.38]$$

La FSTT (2010) suggerisce di utilizzare nella formula [4.38] la media dei valori massimi di f_p indicata in Tabella 11. Tali valori sono frutto dei dati sperimentali raccolti dagli autori in diversi progetti di *microtunnelling* (Figura 89).

	Terreno sabbioso	Terreno sabbioso- ghiaioso	Terreno argilloso
Valore massimo di f_p	1800 kPa	2300 kPa	800 kPa
Media dei valori massimi di f_p	1000 kPa	1700 kPa	600 kPa

Tabella 11 - Valori di r_p dedotti da dati sperimentali [FSTT, 2010]

La JSTT working group no 3 (1994), invece, stima la spinta in testa partendo dal valore iniziale della spinta totale erogata al microtunneler. Gli autori hanno evidenziato una relazione lineare tra diametro esterno dello scudo e spinta al fronte, considerando insieme tutte le tipologie di terreno:

$$F_{p}[kPa] = 650 - 0,3D[mm]$$
[4.39]

La FSTT (2010) ha osservato come i valori di spinta al fronte ricavati mediante la [4.39] corrispondano complessivamente come ordine di grandezza ai valori ottenuti mediante la [4.38].





Figura 89 - Valori di r_p registrati nei diversi progetti di microtunnelling [FSTT, 2010]

4.1.5 Calcolo della spinta totale

La spinta totale, necessaria per interrare una nuova tubazione mediante la tecnologia del *micro-tunnelling*, dipende principalmente dalle forze d'attrito dinamico che agiscono lungo la superficie della tubazione e aumentano all'avanzare dello scavo. Gli altri parametri che determinano la spinta totale sono: la resistenza del terreno al fronte di scavo e l'eventuale attrito addizionale legato all'interruzione dei lavori. L'entità della spinta totale risulta essenziale: per scegliere la tipologia e la potenza della *pressotrivella* o del gruppo idraulico (da utilizzare nel pozzo di partenza); per dimensionare il muro di controspinta e il rivestimento dei pozzi; per capire se è necessario l'uso di *intermediate jacking stations* e/o di pozzi intermedi di spinta; per dimensionare la condotta da interrare.

Tale spinta risulta pari a:

$$F_s = F_{fr} + F_p + F_{sup} \qquad [N]$$

dove:

- *F_{fr}* rappresenta la risultante delle forze d'attrito dinamico generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni [N];
- *F_p* rappresenta la resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione [N];
- *F_{sup}* rappresenta la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei lavori [N].

Calcolo della risultante delle forze d'attrito dinamico per terreni granulari

Nel casi di terreni granulari, lo scavo generalmente non è stabile e il terreno è a stretto contatto con la tubazione. Il calcolo della risultante delle forze d'attrito dinamico proposto dalla FSTT (2010) si divide in tre step:

- 1. determinazione della tensione verticale agente sulla calotta della tubazione σ_{EV} :
 - tale tensione è calcolata sulla base del modello proposto da Terzaghi e risulta definita secondo le relazioni esplicitate al paragrafo 4.1.2;
- 2. determinazione della tensione normale per metro lineare *n* agente sulla superficie esterna della tubazione:
 - \triangleright La tensione normale per metro lineare *n* si ricava mediante la relazione [4.16]
- 3. determinazione della risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} :
 - La risultante delle forze d'attrito dinamico si ricava dall'integrazione, rispetto alla lunghezza della tubazione, del prodotto tra la tensione normale per metro lineare n e il coefficiente d'attrito μ:

$$F_{fr} = \int_0^L n\mu dl \qquad [N]$$
[4.40]

La FSTT (2010) raccomanda i seguenti valori del coefficiente d'attrito:

- in assenza di lubrificante: $\mu = 0,3$ in generale e $\mu = 0,4$ per terreni molto grossolani;
- in presenza di lubrificante: $\mu = 0, 1$ (iniezioni continue, volume iniettato maggiore del volume dello spazio anulare);
- in presenza di lubrificante: $\mu = 0, 15 \div 0, 2$ (iniezioni discontinue, volume iniettato minore del volume dello spazio anulare).

Gli autori sottolineano che grandi iniezioni di miscela lubrificante $(3 \div 5 \text{ volte il volume dell'anu$ $lus}), appositamente studiata per la tipologia del terreno presente in sito, potrebbe determinare un$ valore molto basso di μ o addirittura la stabilizzazione dello scavo. In quest'ultimo caso è opportuno calcolare la risultante delle forze d'attrito dinamico mediante la relazione [4.36] o [4.37] moltiplicate per un 1,5 per ovviare alla sottostima del modello.

Calcolo della risultante delle forze d'attrito dinamico per terreni coesivi

Nel caso di terreno coesivo è innanzitutto necessario stabilire se lo scavo risulta stabile o meno. La stabilità del cavo è assicurata se la tensione di sostegno richiesta σ_T risulta minore o uguale a 0; tale tensione è espressa dalla relazione [4.6].

Se lo scavo risulta instabile, la risultante delle forze d'attrito dinamico si calcola mediante la seguente formulazione:

$$F_{fr} = \pi D \int_0^L \beta c_{ur} dl \qquad [N]$$
[4.41]

La resistenza al taglio non drenata dell'argilla rimaneggiata c_{ur} può essere stimata mediante l'abaco di Figura 88 in funzione dell'indice di liquidità I_{LC} (Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J. P., 1983). Il valore di β che caratterizza l'interfaccia tra terreno e tubazione è stato oggetto di diversi studi relativi a pali di fondazione. Inerentemente alle applicazioni in *microtunnelling*, la FSTT (2010) suggerisce di utilizzare un coefficiente $\beta = 0,6$ se la condotta è in cemento e un $\beta = 0,5$ se la condotta è in acciaio.

Tuttavia gli autori hanno osservato, dal confronto tra dati sperimentali e valori calcolati, che la [4.41] è molto sensibile alla variazione della consistenza dell'argilla rimaneggiata a contatto con la tubazione. Pertanto nei casi di argilla con basso valore dell'indice di liquidità, la FSTT (2010) suggerisce di fare riferimento ai valori di tensione d'attrito dinamico ottenuti sperimentalmente (Tabella 8).

D'altra parte, *se lo scavo risulta stabile*, è necessario calcolare la convergenza elastica del terreno, in modo da verificare se gli spostamenti del terreno, dovuti alla decompressione a cui viene sottoposto a seguito dello scavo, comportano la chiusura o meno del sovrascavo. Le relazioni per il calcolo della convergenza verticale e orizzontale sono la [4.9] e la [4.10].

Se la convergenza del terreno è maggiore della larghezza del sovrascavo, il terreno risulta a contatto con l'intera superficie esterna della tubazione e la risultante delle forze d'attrito dinamico si calcola mediante la relazione [4.41].

Viceversa, se la convergenza del terreno è minore della larghezza dell'anulus, la risultante delle forze d'attrito dinamico dipende solo dal peso proprio della condotta e dal coefficiente d'attrito μ . Tale risultante viene determinata mediante la relazione [4.36] moltiplicata per 1,5 per ovviare alla sottostima del modello.

Nel caso di microtunnel stabile scavato al di sotto della falda acquifera (γ_w) o nel caso di sovrascavo totalmente riempito con miscela lubrificante (γ_b), il treno di conci è soggetto alla spinta di Archimede che esercita un'azione opposta a quella del peso proprio della condotta. In questi casi nella formula [4.36] si dovrà considerare il peso proprio della condotta per metro lineare ridotto di una quantità pari alla spinta di Archimede. Se tale differenza risulta negativa, il treno di tubi galleggerà sul lubrificante o sull'acqua e il nuovo contatto tra tubazione e terreno sarà in calotta. In quest'ultimo caso, la risultante delle forze d'attrito viene calcolata nel seguente modo:

$$F_{fr} = 1.5 \,\mu L \left| W - \pi \gamma_1 \frac{D_e^2}{4} \right| \qquad [N]$$
[4.42]

dove:

- γ_1 rappresenta o γ_w o γ_b a seconda del caso;
- *D_e* rappresenta il diametro esterno della condotta.

I valori del coefficiente d'attrito μ che la FSTT (2010) consiglia di prendere sono:

- in assenza di lubrificante: $\mu = 0, 2;$
- in presenza di lubrificante: $\mu = 0, 1$.

Il coefficiente 1,5 permette di tenere conto delle deviazioni di traiettoria orizzontali che causano attriti addizionali sulla base e sulle pareti laterali dello scavo.

Attrito addizionale causato dall'interruzione dei lavori

L'attrito addizionale è funzione del terreno e in particolare della sua inclinazione a fenomeni di creep. Esso dipende inoltre dalla durata del fermo-cantiere e si rimanda al paragrafo 4.1.1 per maggiori dettagli. Per avere un'idea dell'entità dell'attrito addizionale è necessario considerare i dati sperimentali presenti in letteratura, ma in generale Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) affermano che, in caso di interruzione dei lavori durante la notte, si deve considerare una tensione addizionale f_{sup} variabile tra 0 e 2 kPa. La risultante delle forze d'attrito addizionali F_{sup} è calcolata mediante la seguente relazione:

$$F_{sup} = \pi DL f_{sup} \qquad [N] \qquad [4.43]$$

Calcolo della resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione

Per quanto riguarda la spinta in testa, necessaria affinché lo scudo sia in grado di scavare il terreno posto dinnanzi e di mantenere stabile il fronte, si rimanda al paragrafo 4.1.4.

4.2 Stabilità del fronte

Conoscere le caratteristiche geotecniche del terreno è fondamentale per studiare la stabilità del fronte di scavo, il quale risulta la zona più soggetta a fenomeni di instabilità. È di primaria importanza, soprattutto nelle aree antropizzate, evitare qualsiasi instabilità del fronte di perforazione in quanto, in tali contesti, un crollo o un collasso del microtunnel comporterebbe danni notevoli alle strutture preesistenti.

Negli scavi realizzati in terreni, per poter studiare la stabilità del fronte risulta utile definire se ci si trova in condizioni drenate o non drenate. La valutazione di tali condizioni dipende dalla permeabilità del terreno, dalle dimensioni del microtunnel e dalla velocità di avanzamento degli scavi. Anagnostou, G. e Kovari, K. (1996) hanno verificato che, per la maggior parte delle gallerie, si hanno condizioni drenate per valori di permeabilità superiori a $10^{-7} \div 10^{-6}$ m/s e velocità di avanzamento inferiori a $0,1 \div 1$ m/ora. Dunque mentre per i terreni limosi e argillosi è più realistico considerare le condizioni non drenate per valutare la stabilità del fronte di scavo, per i terreni sabbiosi e ghiaiosi è più opportuno considerare le condizioni drenate.

Per quanto riguarda i *terreni in condizioni non drenate*, è possibile studiare la stabilità del fronte mediante il rapporto di stabilità *N* proposto da Broms B. B. e Bennermark H. (1967):

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z - \sigma_T}{c_u} \qquad [-] \qquad [4.44]$$

dove:

- γ rappresenta il peso dell'unità di volume del terreno [N/m³];
- z rappresenta la profondità dell'asse del microtunnel [m];
- σ_s rappresenta il sovraccarico eventualmente presente in superficie [Pa];
- σ_T rappresenta la pressione di sostegno applicata al fronte [Pa];

 c_u rappresenta la resistenza al taglio in condizioni non drenate presente alla profondità del microtunnel.

Gli autori hanno osservato che il valore del rapporto di stabilità critico, per il quale si verifica il collasso, è pari a 6. Ad analoghe conclusioni arrivò Peck R. B. (1969). In Tabella 12 si fornisce un'indicazione della relazione fra il rapporto di stabilità e le deformazioni attese (Geddes J. D., 1978).

Ν	Deformazioni	
< 1	Trascurabili	
1÷2	Elastiche	
2÷4	Elasto-plastiche	
4÷6	Plastiche	
> 6	Collasso	

Tabella 12 - Relazione fra il rapporto di stabilità e le deformazioni [Geddes J. D., 1978]

Sulla base di prove su modelli in centrifuga, Mair R. J. (1979) e Kimura T. e Mair R. J. (1981) hanno determinato l'andamento del rapporto di stabilità critico in funzione dei rapporti adimensionali P/D e C/D (Figura 90).



Figura 90 - Dipendenza del rapporto di stabilità critico dalla geometria del fronte di scavo [Mair R. J., 1979; Kimura T., Mair R. J., 1981]

Inerentemente ai *terreni in condizioni drenate*, invece, Atkinson J. H. e Potts D. M. (1977) hanno determinato la pressione minima di sostegno necessaria a garantire la stabilità del fronte di scavo:

$$\sigma_{T\min} = \frac{\gamma K_p D}{K_p^2 - 1} \qquad [Pa] \qquad [4.45]$$

con

$$K_{p} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \operatorname{in}\varphi} \qquad [-] \qquad [4.46]$$

Gli autori hanno inoltre evidenziato che σ_T è praticamente indipendente dal rapporto C/D.

Leca E. e Dormieux L. (1990) hanno proposto un'altra formulazione per calcolare la pressione di sostegno in funzione di due parametri adimensionali $Q_{\gamma}^* e Q_s^*$, i quali dipendono dal rapporto H/a e dall'angolo di resistenza al taglio del terreno φ (Figura 91):

$$\sigma_T + c \cdot \cot \varphi = Q_{\gamma}^* \cdot \gamma \frac{D}{2} + Q_s^* (\sigma_s + c \cdot \cot \varphi) \qquad [Pa] \qquad [4.47]$$

Tanzini M. (2006) osserva che in materiali non coesivi la stabilità del fronte migliora all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio; inoltre, maggiore è il peso specifico del terreno, maggiore sarà il valore della pressione σ_T necessaria per sostenere il fronte. Inoltre evidenzia che a parità di γ , la stabilità migliora al crescere della coesione.



Figura 91 - Valori di $Q_{\gamma}^* e Q_s^*$ per la stabilità del fronte in funzione della profondità di scavo e per vari valori dell'angolo di resistenza al taglio [Leca E., Dormieux L.,1990]

Frequenti sono i casi in cui lo scavo viene realizzato al di sotto della falda, in questi casi, per limitare le venute d'acqua in galleria e garantire un'opportuna stabilità del terreno in condizioni drenate, si fa uso di scudi a contropressione di fango. Anagnostou, G. e Kovari, K. (1996), sulla base del meccanismo di rottura illustrato in Figura 92, hanno dedotto la relazione generale [4.48] per calcolare la pressione efficace di sostegno necessaria al fronte di scavo.





Figura 92 - Meccanismo di rottura considerato da Anagnostou, G. e Kovari, K. (1996) [Tanzini M., 2006]

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \qquad [Pa] \qquad [4.48]$$

dove:

- *s*' rappresenta la pressione efficace di sostegno pari alla differenza tra la pressione di sostegno *s* e la pressione interstiziale *p* [Pa];
- γ ' rappresenta il peso di volume alleggerito del terreno [N/m³];
- *c* rappresenta la coesione del terreno [Pa];
- $\Delta h = h_0 h_F$ dove h_0 è il carico piezometrico nel terreno e h_F il carico piezometrico nella camera di scavo [m] (Figura 93);
- *D* rappresenta il diametro del microtunnel [m];
- *H* rappresenta la copertura nella sezione [m];
- F_0 , F_1 , F_2 e F_3 sono dei coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo di resistenza al taglio come specificato in Figura 94.





Figura 93 - Forze di filtrazione e pressione efficace di sostegno [Tanzini M., 2006]



Figura 94 - Valori dei coefficienti F_0 , F_1 , F_2 e F_3 in funzione dall'angolo di resistenza al taglio [Tanzini M., 2006]

Le geometrie dei meccanismi di rottura sono differenti a seconda della classe di terreno coinvolta nello scavo. In Figura 95 si mostrano i meccanismi di rottura registrati nelle prove su argille (Mair R. J., 1979) e su sabbie (Chambon J. F., Corté, 1994). Nel caso di materiali granulari, la rottura si verifica con la creazione di un "camino" stretto e quasi verticale. Viceversa, nel caso di terreni coerenti il meccanismo di rottura si estende sia lateralmente che verso l'alto a partire dall'arco rovescio e coinvolge un volume di terreno notevolmente superiore alle dimensioni del microtunnel.



Figura 95 - Meccanismi di rottura ottenuti da prove su modelli in centrifuga [Mair R. J., 1979; Chambon J. F., Corté, 1994]

4.2.1 Metodo di Tamez

Tamez E. (1985) ha studiato il problema della stabilità del fronte di scavo e ha osservato che a seguito del raggiungimento dell'instabilità del fronte di scavo, il terreno è soggetto a movimenti via via più estesi fino al raggiungimento di un nuovo stato d'equilibrio che si configura con la formazione di un "camino" al di sopra della volta della galleria e di un piano di rottura nel nucleo, in corrispondenza del piano di massima mobilitazione dello sforzo di taglio (Figura 96). Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez E. (1985) tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide come evidenziato in Figura 97.

4.2 Stabilità del fronte



Figura 96 - Formazione di un camino [Tanzini M., 2006]



Figura 97 - Paraboloide che insiste in corrispondenza della volta del microtunnel [Tanzini M., 2006] In riferimento alla Figura 97 si ha:

nn

1

$$OO' = a + l$$

$$h_1 = \frac{B}{2 f} \qquad [m] \qquad [4.49]$$

dove:

- > a rappresenta l'eventuale tratto di microtunnel non rivestito;
- > frappresenta il fattore di Protodyakonov che risulta espresso dalle seguenti relazioni:
 - per i terreni con coesione nulla:

$$f = \tan \varphi \qquad \begin{bmatrix} - \end{bmatrix} \qquad [4.50]$$

- per i terreni con coesione diversa da zero:

$$f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan\varphi \qquad [-] \qquad [4.51]$$

dove σ_c rappresenta la resistenza a compressione monoassiale del terreno;

$$\succ \qquad l = h \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [m] \qquad [4.52]$$

dove h rappresenta l'altezza del microtunnel;

$$\Rightarrow \qquad \qquad B = b + 2h \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [m] \qquad \qquad [4.53]$$

dove b rappresenta la larghezza del microtunnel.

Pertanto identificando con z la copertura del microtunnel, si ha:

$$per h_1 < z \to h_1 = \frac{B}{2f}$$

$$[4.54]$$

$$\operatorname{per} h_1 > z \to h_1 = z \qquad [4.55]$$

Per semplificare il calcolo attinente il coefficiente di sicurezza, relativo alla stabilità del fronte di scavo, Tamez E. (1985) sostituisce il paraboloide con tre prismi come illustrato in Figura 98. In questo modo l'autore ha determinato le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare

sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce il coefficiente di sicurezza F_s (per i simboli adottati si faccia riferimento anche alla Figura 99):



Figura 98 - Sistema di forze agenti sulla volta del microtunnel per i volumi prismatici (1), (2) e (3) [Tanzini M., 2006]



Figura 99 - Scavo sotto falda soggetto ad una pressione di stabilizzazione P_E [Tanzini M., 2006]

Tamez E. (1985) nei sui studi ha distinto i terreni in due classi: terreni che possono essere considerati isotropi e omogenei e terreni stratificati, caratterizzati da proprietà geotecniche variabili con la profondità.

Nel caso di terreno appartenente alla prima classe e caratterizzato da coesione e angolo di resistenza al taglio, il coefficiente di sicurezza è calcolato mediante la [4.56]. Nel caso di gallerie, la stabilità del prisma (3) è spesso più critica dell'insieme dei tre prismi e pertanto il valore del coefficiente di sicurezza deve essere assunto considerando il più piccolo tra il valore uscente dall'espressione [4.56] e quello relativo alla rottura del solo prisma (3) (espresso dalla relazione [4.57]). Si sottolinea che in caso di microtunnel tale operazione non è necessaria in quanto non vi è alcun tratto non rivestito a tergo del microtunneler e pertanto gli unici prismi oggetto di studio per la stabilità del fronte sono (1) e (2).

$$F_{s3} = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p_E} \frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$
 [4.57]

Di seguito si riportano le espressioni dei coefficienti presenti nelle relazioni [4.56] e [4.57]. A tale proposito Tamez E. (1985) distingue fra gallerie profonde e superficiali. Considera gallerie profonde quelle per le quali $z/D \ge 3$, mentre valuta come superficiali le gallerie aventi z/D < 3.

Per gallerie profonde si ha:

$$\tau_{m3} = c + \left\{ 0, 25 \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) \right] - u \right\} \tan \varphi \qquad [Pa] \qquad [4.58]$$

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + \frac{3.4c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \qquad [Pa] \quad [4.59]$$
$$0,5 < K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} < 1 \qquad [-]$$
$$h_1 = 1,7b \qquad [m]$$

Per gallerie superficiali si ha:

$$\tau_{m3} = c \qquad [Pa]$$

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \left[\frac{3.4c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \qquad [Pa]$$

$$0 < K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} < 0.5 \qquad [-]$$

$$h_1 = z \qquad [m]$$

Sia nel caso di gallerie profonde che superficiali, K_A è il coefficiente di spinta attiva e pertanto è espresso dalla seguente relazione:

$$K_{A} = \tan^{2}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [-] \qquad [4.61]$$

mentre l'espressione generale per γz è data da:

$$\gamma z = w\gamma + (z - w)(\gamma - \gamma_w) \qquad [Pa] \qquad [4.62]$$

essendo w = z per scavi al di sopra della falda.

Per gallerie subacquee (Figura 100) γz è data da:



Figura 100 - Galleria subacquea [Tanzini M., 2006]

Le tensioni τ_{m2} e τ_{m3} rappresentano i valori medi dello sforzo di taglio agente rispettivamente sulle facce dei prismi (2) e (3) di Figura 98.

La pressione interstiziale u influisce sul valore di τ_{m3} , pertanto risulta rilevante conoscere con accuratezza la quota della falda acquifera. Quando lo scavo avviene sotto falda (Figura 101) è necessario tenere conto delle forze di filtrazione poiché esse possono produrre un effetto destabilizzante. I terreni granulari sono quelli più soggetti a divenire instabili a causa delle forze di filtrazione, le quali comportano una rapida diminuzione della resistenza al taglio e una tendenza all'erosione. Per sottrarsi a qualsivoglia problema di instabilità, legato alle forze di filtrazione, si possono adoperare i seguenti accorgimenti:

- abbassamento locale della falda;
- applicazione di una pressione al fronte di scavo maggiore della pressione idrostatica pari a:

$$u = (h + z - w)\gamma_w \qquad [Pa] \qquad [4.64]$$

- uso di scudi chiusi di tipo EPB o *slurry*.



Figura 101 - Linee equipotenziali e di flusso della galleria [Tanzini M., 2006]

Inoltre Tamez E. (1985) indica i comportamenti di massima del mezzo in relazione al valore del coefficiente di sicurezza (Tabella 13):

F_s	Comportamento del terreno al fronte di scavo	
> 2	Elastico	
1,5÷2	Elasto-plastico: cedimenti normalmente ammissibili	
1,3÷1,5	Elasto-plastico: cedimenti significativi	
1÷1,3	Incipiente rottura	
< 1	Rottura	

Tabella 13 – Relazione tra il coefficiente di sicurezza e il comportamento del terreno al fronte di scavo [Tamez E., 1985]

Per i terreni privi di coesione è possibile utilizzare le stesse relazioni viste in precedenza ponendo c = 0.

Invece per quanto concerne i terreni stratificati (Figura 102), caratterizzati da proprietà geotecniche variabili con la profondità, è possibile impiegare ugualmente la relazione [4.56] a patto di sostituire i valori del peso dell'unità di volume, della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio con dei valori medi.





Figura 102 - Microtunnel sotto falda e in terreni eterogenei [Tanzini M., 2006]

4.3 Bacini di subsidenze superficiali e sotterranei

In fase progettuale è di fondamentale importanza valutare l'impatto che lo scavo del microtunnel ha in superficie e nel terreno circostante, soprattutto in aree urbane, dove sono presenti strutture civili preesistenti e possibili fondazioni profonde. Per questo motivo è necessario stimare l'estensione dell'area superficiale e sotterranea soggetta a subsidenze e calcolare l'entità di queste ultime, in modo da conoscere l'area nella quale i cedimenti delle strutture eccederebbero i cedimenti e le rotazioni massime ammissibili. Ciò permette di fare una valutazione preliminare del grado di rischio a cui le strutture sarebbero sottoposte a seguito dello scavo del microtunnel e di intraprendere, di conseguenza, opportune scelte progettuali atte a ridurre al minino tale rischio.

Dall'analisi di dati empirici di molti scavi realizzati con TBM scudate, Peck R. B. (1969) ha per primo osservato come il bacino dei cedimenti superficiali indotti dallo scavo in terreni coesivi possa essere ben rappresentato da una gaussiana. Altri autori hanno confermato come tale distribuzioni ben descriva la deformata del piano campagna a seguito della realizzazione di scavi sotterranei in terreni di qualsiasi natura (Cording E.J., Hansmire W., 1975; Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A., 1993; Ahmed M., Iskander M., 2010). Dunque tutt'oggi la distribuzione di Gauss è largamente utilizzata per rappresentare la deformata del piano campagna sia in ambito di ricerca che in quello progettuale. Basandosi sui risultati di prove in centrifuga e su dati empirici, Mair R.J., Taylor R.N. e Bracegirdle A. (1993) hanno evidenziato che anche la distribuzione dei cedimenti sottoterra, nello strato di terreno tra il piano campagna e la quota della calotta del tunnel, è gaussiana. L'ampiezza di tale deformata a una profondità z rispetto al piano campagna dipendente dalla profondità del tunnel z_0 e dal coefficiente K, a sua volta legato al rapporto z/z_0 .

L'effetto che lo scavo in sotterraneo ha sulle strutture civili è stato studiato da diversi autori e tra i metodi oggi più usati in fase progettuale si menziona quello proposto da Boscardin M.D. e Cording E.J. (1989) che si compone di quattro step:

- calcolo dei cedimenti del piano campagna immaginandolo privo di opere civili;
- applicazione del bacino di cedimenti precedentemente ottenuto sulla struttura oggetto di studio;
- determinazione delle deformazioni indotte sulla struttura;
- classificazione del danno associato al livello di deformazioni verificatosi sulla struttura.

In Tabella 14 si mostrano i valori di spostamento e rotazione massimi di un'opera civile in relazione alle categorie di danno proposte da Rankin W. (1988)

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settle- ment of building [mm]	Description of risk
1	Less than 1/500	Less than 10	Negligible; superficial damage un- likely
2	1/500÷1/200	10÷50	Slight; possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200÷1/50	50÷75	Moderate; expected superficial damage and possible structural damage to buildings, possible dam- age to relatively rigid pipelines
4	Greater than 1/50	Greater than 75	High; expected structural damage to buildings. Expected damage to rigid pipelines, possible damageto other pipelines

Tabella 14 - Valori tipici di rotazione e spostamento massimo di una struttura civile in relazione alle categorie di danno [Rankin W., 1988] Nel seguito si mostreranno le procedure per la valutazione dei cedimenti al piano campagna e sottoterra suggerite da Vu M. N., Broere W., Bosch J. (2015). Gli autori hanno definito le aree dove i movimenti del terreno rimangono al di sotto dei limiti accettabili per le strutture civili e per i sistemi di pali di fondazione (considerando come valori limiti quelli relativi alla prima categoria di rischio secondo Rankin W., 1988) e hanno stimato gli effetti del rapporto tra l'altezza di copertura e il diametro del tunnel sull'estensione dell'area soggetta a deformazioni del terreno.

4.3.1 Determinazione del bacino di cedimenti superficiali

La distribuzione gaussiana dei cedimenti trasversali allo scavo (Figura 103), in condizioni di campo libero, può essere stimata noto il massimo cedimento $S_{v,max}$ (registrato direttamente sopra l'asse del tunnel) e la posizione del punto di flesso *i*. Tale relazione empirica assume che gli edifici non siano in grado, per effetto della loro rigidezza, di modificare il campo degli spostamenti valutato per il terreno in condizioni di campo libero; in questo modo si trascura l'interazione terreno struttura e si ottiene, in genere con rare eccezioni, una sovrastima dei cedimenti differenziali e delle deformazioni indotte nella struttura. Per i casi ove attraverso tale approccio si riscontrano effetti non trascurabili è necessaria una successiva analisi approfondita attraverso analisi numeriche di interazione terreno struttura.



Figura 103 - Distribuzione dei cedimenti trasversali dovuti alla realizzazione del tunnel [Peck R. B., 1969]

$$s_{\nu}(x) = S_{\nu,\max} e^{\left(-\frac{x^2}{2t^2}\right)}$$
 [m] [4.65]

dove $s_v(x)$ è il cedimento di un punto generico posto al piano campagna.

L'ampiezza della conca di subsidenza è mediamente pari a circa 6i, con *i* distanza del punto di flesso della curva dall'asse della galleria. Il volume per unità di lunghezza associato al bacino dei cedimenti superficiali trasversali V_s può essere ricavato integrando l'espressione della gaussiana [4.65]:

$$V_s = \sqrt{2\pi} i S_{\nu, \max} \qquad \left\lfloor \frac{m^3}{m} \right\rfloor$$
[4.66]

_

Si assume che il terreno si deformi a volume costante e, quindi, che il volume della conca di subsidenza sia uguale al volume di terreno scavato per la realizzazione del foro. Quest'ultimo viene posto pari ad una percentuale di V_L (volume perso nelle fasi di perforazione del tunnel). Per uno scavo circolare, V_s può essere calcolato mediante la seguente relazione (Mair R.J., Taylor R.N. e Bracegirdle A., 1993):

$$V_s = V_L \frac{\pi D^2}{4} \qquad \left[\frac{m^3}{m}\right]$$
[4.67]

Il valore e la natura di V_L verranno tratti nel paragrafo 4.3.3.

L'ampiezza del bacino di cedimenti trasversali s_v dipende dalla posizione del punto di flesso *i*, il quale a sua volta è funzione della profondità dell'asse del tunnel z_0 e dalle caratteristiche geotecniche del terreno. O'Reilly M. e New B. (1982) hanno suggerito le seguenti formule per determinare la posizione del punto di flesso:

- per terreni coesivi:

$$i = 0,43z_0 + 1,1$$
 [*m*] [4.68]

- per terreni granulari:

$$i = 0,28z_0 - 0,1$$
 [*m*] [4.69]

Dalle relazioni [4.68] e [4.69] si evince come il bacino dei cedimenti trasversali sia più stretto nel caso di terreni granulari rispetto al caso di terreni coesivi.

Dalle equazioni [4.66] e [4.67], il massimo cedimento trasversale risulta pari a:

$$S_{\nu,\max} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i}$$
 [*m*] [4.70]

Di conseguenza, la distribuzione dei cedimenti trasversali al tunnel può essere descritta nel seguente modo:

$$s_{v}(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_{L} D^{2}}{4i} e^{\left(-\frac{x^{2}}{2t^{2}}\right)} \qquad [m]$$
[4.71]

In senso longitudinale all'asse della galleria, la subsidenza è schematizzabile, con buona approssimazione, con la curva integrale della funzione definita per l'andamento trasversale dei cedimenti. Tale curva è caratterizzata da un parametro *i* uguale a quello adottato per la sezione trasversale, e da un valore di cedimento in corrispondenza del fronte di scavo della galleria pari al 50% del cedimento finale massimo (Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R., 1986).

Invece, la componente orizzontale dei cedimenti possono calcolarsi ipotizzando che il vettore spostamento complessivo sia sempre diretto verso l'asse della galleria (equazione proposta da O'Reilly M. e New B., 1982):

$$s_h(x) = \frac{x}{z_0} s_v \qquad [m] \qquad [4.72]$$

Un altro importante parametro da valutare relativamente alle conseguenze che lo scavo di un tunnel può avere in superficie è la rotazione del terreno rispetto al piano orizzontale. Tale inclinazione può essere stimata come la derivata prima della distribuzione dei cedimenti trasversali al tunnel:

$$\omega \approx \tan \omega = s_{\nu}' = -\frac{S_{\nu,\max}}{i^2} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} = -\sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i^3} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)}$$
[4.73]
Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2015), mediante il grafico riportato in Figura 104, mostrano la correlazione esistente tra il massimo cedimento trasversale e il rapporto *C/D* in terreni granulari e coesivi per un tunnel di 6 m di diametro e $V_L = 0,5\%$. Da tale grafico si evince che, a parità di diametro, più il tunnel è profondo, minore sarà $S_{v,max}$.

Invece, mediante la Figura 105 gli autori evidenziano i cedimenti trasversali, gli spostamenti orizzontali e le rotazioni che si verificano in superficie nel caso di tunnel di 6 m di diametro, rapporto C/D = 0,5 scavato in un terreno coesivo. La Figura 105, in accordo alle conclusioni di Mair R. e Taylor R. (1999), evidenzia come sia il massimo cedimento orizzontale che la massima rotazione si verificano in corrispondenza dei due punti di flesso del bacino dei cedimenti trasversali.



Figura 104 - Relazione tra massimo cedimento trasversale e rapporto C/D per un tunnel di diamtro 6 m [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

4 - Aspetti progettuali



Figura 105 - Cedimenti e rotazioni superficiali dovute allo scavo, in un terreno coesivo, di un tunnel di 6 m di diametro e rapporto C/D = 0,5 [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

Nel progettare lo scavo di una galleria in ambiente urbano è necessario studiare il modo in cui gli edifici sono influenzati dal tunnel. La zona di influenza teorica viene spesso identificata con la distanza tra l'edificio in superficie e l'asse del tunnel (Figura 106).

La relazione tra il massimo cedimento ammissibile u_{max} e la distanza orizzontale tra l'edificio e l'asse del tunnel *x* è data dalla seguente relazione:

$$u_{\max} = S_{\nu,\max} e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i} e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \qquad [m] \qquad [4.74]$$



Figura 106 - Configurazione di uno scavo superficiale realizzato al di sotto di edifici preesistenti [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

Risolvendo l'equazione [4.74], si ricava la distanza x tale per cui $s_v = u_{max}$:

$$x = \sqrt{-2i^2 \ln\left(\frac{u_{\max}}{S_{\nu,\max}}\right)} = \sqrt{-2i^2 \ln\left(\frac{u_{\max}i4\sqrt{2}}{V_L D^2 \sqrt{\pi}}\right)} \qquad [m] \qquad [4.75]$$

La Figura 107 mostra la relazione esistente tra x/D e C/D nel caso di un tunnel di 6 m di diametro realizzato in un terreno coesivo per diverse percentuali di volume perso e con un cedimento ammissibili $u_{max} = 10 \text{ mm}$. L'area interna a ciascuna curva identifica le condizioni per le quali il cedimento in prossimità dell'edificio sarebbe superiore a quello ammissibile e pertanto la realizzazione del tunnel risulterebbe critica in quanto troppo vicino all'edificio. Invece, i punti di ciascuna curva identificano le condizioni per le quali il cedimento dell'opera sarebbe esattamente pari al valore ammissibile. Dall'altra parte l'area esterna a ciascuna curva identifica le condizioni per le quali il tunnel provoca cedimenti trascurabili per le opere preesistenti. Inoltre, maggiore è il volume perso V_L , maggiore è la distanza x e il rapporto C/D richiesto affinché i cedimenti risultino accettabili. Nel caso di $V_L = 0,5\%$, si osserva come per rapporti C/D maggiori di 1,25, il cedimento superficiale è sempre minore di quello ammissibile.



Figura 107 - Relazione tra x/D e C/D nel caso di tunnel di 6 m di diametro in terreno coesivo e un cedimento ammissibile di 10 mm [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

Se ci si pone nelle condizioni di massima rotazione ammissibile $\omega_{max} = 1/500$, l'equazione [4.73] diventa:

$$\omega_{\max} = -\frac{S_{\nu,\max}}{i^2} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)}$$
[4.76]

Risolvendo l'equazione [4.76], la distanza x tra l'opera e l'asse del tunnel (Figura 106) tale per cui $\omega_{max} = 1/500$, risulta pari a:

$$x = \frac{\omega_{\max}i^2}{S_{\nu,\max}\sqrt{-\frac{\omega_{\max}^2i^2}{S_{\nu,\max}^2LambertW\left(-\frac{\omega_{\max}^2i^2}{S_{\nu,\max}^2}\right)}} \qquad [m] \qquad [4.77]$$

Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2015) hanno osservato, fissato il valore massimo di cedimento e rotazione ammissibile e noto il valore del volume perso, che: minore è il diametro dello scavo, più piccola è l'area a sfavore di sicurezza (riferimento a Figura 107). Nel caso di $u_{max} = 10 mm$, $\omega_{max} = 1/500$ e $V_L = 0,5\%$, si ha che, per diametri del tunnel pari a 2÷3 m, l'area a sfavore di sicurezza scompare totalmente. Dunque esistono valori di *D* tali per cui $S_{v,max} \le u_{max}$ per qualsiasi valore di *x* e *C*. Risolvendo l'equazione [4.70] ponendo $S_{v,max} = u_{max}$, si ricavano i diametri D_0 per i quali i cedimenti superficiali risultano sempre inferiori a quelli ammissibili, indipendentemente dalla copertura e dalla distanza tra tunnel e edificio. Gli autori sottolineano come i diametri D_0 siano tipici delle applicazioni in microtunnelling (Tabella 15).

Volume loss V_L (%)	Diameter D ₀ (m)			
	Cohesive soil	Granular soil		
0.05	17.7	8.15		
0.01	10.28	3.58		
0.015	7.64	1.79		
0.02	7.64	0		
0.5	3.42	0		
1	2.25	0		
2	1.51	0		

Tabella 15 - Valori dei diametri Do [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

4.3.2 Determinazione del bacino di cedimenti sotterranei

Quando si realizzano tunnel o microtunnel in aree urbane, è possibile che queste opere sotterranee siano progettate in prossimità di fondazioni profonde preesistenti. In questi casi risulta fondamentale conoscere l'influenza che lo scavo ha sulle fondazioni profonde e di conseguenza è necessario prevedere il bacino dei cedimenti sotterranei. La stima dei cedimenti e rotazioni sotterranei è simile a quella per le subsidenze superficiali con la differenza di considerare come quota di riferimento non più il piano campagna bensì la profondità a cui si trovano le fondazioni profonde. Nel caso di pali di fondazione, la quota di riferimento per il calcolo dei movimenti del terreno è quella della punta dei pali, data l'importanza che la punta riveste per la capacità portante dell'intero elemento di fondazione (Figura 108).



Figura 108 - Configurazione di uno scavo superficiale realizzato in prossimità di pali di fondazione [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

Come precedentemente affermato, Mair R.J., Taylor R.N. e Bracegirdle A. (1993), basandosi sui risultati di prove in centrifuga e su dati empirici, hanno evidenziato che anche la distribuzione dei cedimenti sottoterra è gaussiana. L'ampiezza di tale deformata a una profondità *z* rispetto al piano campagna dipendente dalla profondità del tunnel z_0 e dal coefficiente *K*, a sua volta legato al rapporto z/z_0 .

$$i = K(z_0 - z) \qquad [m] \qquad [4.78]$$

$$K = \frac{0,175 + 0,325\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{1 - \frac{z}{z_0}} \qquad [-] \qquad [4.79]$$

Mediante le equazioni [4.70], [4.78] e [4.79], il massimo cedimento sotterraneo può essere determinato nel seguente modo:

$$\frac{S_{\nu,\max}}{r} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L}{0,175 + 0,325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \frac{r}{z_0} \qquad [-] \qquad [4.80]$$

con r che rappresenta il raggio del tunnel.

Applicando il valore di *i*, uscente dall'equazione [4.78], nelle equazioni [4.74] e [4.76], si ricava la distanza *x*, tra il palo di fondazione e lo scavo, tale per cui il cedimento in prossimità del palo è pari a u_{max} e la rotazione è pari a ω_{max} .

La Figura 109 evidenzia le aree a favore e a sfavore di sicurezza, ottenute mediante l'equazione [4.80] nel caso di tunnel di 6 m di diametro e pali di fondazioni lunghi 6 m. l'area a sfavore di sicurezza include anche la zona dove la punta del palo cadrebbe geometricamente all'interno del tunnel. Dall'equazione [4.75], è possibile stimare il rapporto $(C/D)_0$ tale per cui il cedimento alla punta del palo sia sempre minore di u_{max} per ogni distanza x tra l'asse del tunnel e il palo stesso:

$$\left(\frac{C}{D}\right)_{0} = \frac{0.65L_{p}}{D} + \sqrt{\frac{\pi}{8}} \frac{V_{L}D}{u_{\text{max}}} - \frac{1}{2}$$
[4.81]

Ad esempio, in riferimento alla Figura 109, $(C/D)_0 = 2,03$ e gli autori (Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015) sottolineano anche che per x/D > 0,57, il cedimento in prossimità della punta del palo è sempre minore del valore ammissibile. 4 - Aspetti progettuali



Figura 109 - Relazione tra C/D e x/D nel caso di tunnel di 6 m di diametro e palo lungo 6 m [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]



Figura 110 - Relazione tra C/D e x/D nel caso di tunnel di 6 m di diametro per varie lunghezze del palo di fondazione [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2015]

Mediante la Figura 110 gli autori hanno, invece, evidenziato quale sia l'influenza della lunghezza del palo sulle curve che delimitano le aree a favore e a sfavore di sicurezza. Essi hanno riscontrato che, indipendentemente dalla lunghezza del palo e dal rapporto C/D, esiste un valore $(x/D)_0$ tale per cui i cedimenti della punta del palo risultano sempre minori di u_{max} . Nel caso di tunnel avente diametro pari a 6 m (Figura 110), $(x/D)_0$ è pari a 0,57. Dall'equazione [4.75], si ricava l'equazione che consente di stimare x_0 :

$$x_{0} = \frac{V_{L}D^{2}\sqrt{\pi}}{u_{\max}4\sqrt{2e}} \approx 0.19 \frac{V_{L}D^{2}}{u_{\max}} \qquad [m]$$
[4.82]

4.3.3 Volume perso a seguito dello scavo di una galleria

Come evidenziato nei paragrafi 4.3.1 e 4.3.2, il volume perso V_L riveste un ruolo principale nella valutazione dei cedimenti superficiali e sotterranei legati alla realizzazione di una galleria con scavo meccanizzato. L'entità di tale volume dipende principalmente dalle modalità di scavo impiegate e dalle caratteristiche geotecniche del terreno. Sulla base degli studi di Attewell P. e Farmer I. (1974), di Cording E.J. e Hansmire W. (1975) e di Mair R. e Taylor R. (1999), esso può essere stimato attraverso la somma dei seguenti quattro componenti:

- volume perso al fronte: legato ai movimenti del terreno al fronte di scavo a seguito del cambiamento dello stato tensionale indotto dalla perforazione;
- volume perso attorno allo scudo: dovuto agli spostamenti del terreno nel sovrascavo presente ai lati dello scudo;
- volume perso in coda al microtunneler: correlato alla riduzione/chiusura del sovrascavo, ad opera del terreno circostante, lungo il treno di conci posti a tergo del microtunneler;
- volume perso a seguito del processo di consolidazione del terreno, della contrazione della malta di riempimento del sovrascavo e della deformazione delle tubazioni.

Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016) hanno calcolato il valore limite superiore (correlato alla massima pressione di sostegno applicabile in maniera da mantenere stabile il fronte) e inferiore (connesso alla minima pressione al fronte applicabile affinché sia garantita la stabilità) del volume perso totale nel caso di tunnel superficiali realizzati con scavo meccanizzato.

Dai loro studi è emerso che nel caso di gallerie caratterizzate da un rapporto $C/D \le I$, il volume perso al fronte di scavo è quello che ha peso maggiore nel calcolo del volume perso totale e che, in generale, il volume perso al fronte può essere minimizzato applicando un'opportuna

pressione di sostegno. Altra rilevante conclusione a cui gli autori sono giunti è che il volume perso attorno allo scudo e lungo il treno di tubi può essere limitato mediante uno studio accurato del volume e della pressione della miscela bentonitica e della malta cementizia da iniettare nel sovrascavo. Infine hanno evidenziato come il processo di consolidazione nei terreni coesivi possa contribuire considerevolmente ai cedimenti finali del terreno, potendo addirittura comportare un raddoppio del volume perso totale calcolato senza considerare l'effetto della consolidazione. Tale effetto, tuttavia, risulta più accentuato nei casi di opere profonde.

Gli intervalli di volume perso totale relativi a scavi meccanizzati in *terreni sabbiosi* e *sabbiosi-argillosi*, ricavati dagli autori, sono mostrati rispettivamente in Figura 111 e in Figura 112. Da questi due grafici si evince che l'intervallo di volume perso totale decresce al crescere del rapporto *C/D*. Se si considera un rapporto *C/D* compreso tra 0.4 e I, la percentuale stimata più alta di volume perso totale è di circa il 3,7% per scavi in terreni sabbiosi e del 5% per gallerie in terreni sabbiosi-argillosi. Per rapporti di *C/D* maggiori di *I*, il massimo volume perso è minore dell'*1,5%* per entrambe le tipologie di terreno, considerando il range di pressioni in testa tali da garantire la stabilità del fronte. Inoltre gli autori evidenziano che per rapporti *C/D* ≥ 2 è anche possibile avere un volume perso pari a zero.



Figura 111 - Volume perso totale per scavi di vario diametro in terreno sabbioso [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]



Figura 112 - Volume perso totale per scavi di vario diametro in terreno sabbioso-argilloso [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]

In Figura 113 e Figura 114, Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016) hanno invece mostrato la relazione tra il volume perso e il rapporto C/D nel caso di scavi meccanizzati in *terreni argillosi*. Dalla Figura 113 si riscontra che per scavi caratterizzati da un rapporto $C/D \leq 0,6$, maggiore è il diametro della galleria più è ampio l'intervallo del volume perso totale. Per scavi con rapporto $1 \leq C/D \leq 2$, il massimo valore del volume perso totale (non considerando l'effetto della consolidazione del terreno) risulta minore del 2%. Dalla Figura 114 è possibile arrivare alle stesse conclusioni fatte nella condizione di assenza di consolidazione, con l'unica differenza che le curve inferiori tendono a un valore asintotico di circa il 2% e le curve superiori si abbassano con una pendenza molto meno accentuata rispetto alla condizione in assenza di consolidazione.



Figura 113 - Volume perso totale per scavi di vario diametro in terreno argilloso non considerando l'effetto della consolidazione [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]



Figura 114 - Volume perso totale per scavi di vario diametro in terreno argilloso includendo l'effetto della consolidazione [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]

Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016) hanno poi confrontato gli intervalli di volume perso totale da loro ricavati con i dati di applicazioni reali realizzate in terreni sabbiosi e argillosi con rapporto di C/D < 2 (Tabella 16 e Tabella 17). Dal confronto è emersa un'ottima corrispondenza tra dati reali e intervalli derivati, il che sottolinea come tali intervalli di volume perso, mostrati in Figura 111, Figura 112, Figura 113 e Figura 114, possano essere pienamente utilizzati in fase progettuale.

Case	<i>H</i> (m)	C (m)	<i>D</i> (m)	C/D	V _L (%)	Soil conditions	Reference
Ayrshire Joint Drainage Scheme	6.25	4.8	2.9	1.66	0.7	Fine to medium slightly silty sand; loose and medium density	O'Reilly and New (1982)
WNTDC Lumb Brook Sewer	6.5	4.7	3.6	1.31	0.5	Medium/dense sands and gravel with a little clay	O'Reilly and New (1982)
Second Heinenoord Tunnel	14.5	10.37	8.3	1.25	0.21	Dense sand	Netzel (2009)
	15.0	10.8	8.3	1.31	0.22		
	15.0	10.8	8.3	1.31	0.7		
	15.7	11.6	8.3	1.39	0.44		
	16.7	12.6	8.3	1.51	0.38		
	16.7	12.6	8.3	1.51	0.55		
	20.0	15.8	8.3	1.91	1.2		
Botlek Railway Tunnel	13.1	8.3	9.65	0.86	1.11	Holoceen and Pleistoceen sand	Netzel (2009)
	18.5	13.7	9.65	1.42	0.5		
	21.7	16.9	9.65	1.75	0.5		
Sophia Railway Tunnel	12.4	7.6	9.5	0.8	0.55	Pleistoceen sand	Netzel (2009)
	14.9	10.1	9.5	1.1	0.21		
	14.9	10.1	9.5	1.1	0.7		
	19.4	14.7	9.5	1.5	0.15		
	19.4	14.7	9.5	1.5	0.5		
	19.9	15.1	9.5	1.6	0.25		
	19.9	15.1	9.5	1.6	0.94		
	21.3	16.6	9.5	1.7	0.14		
	21.5	16.75	9.5	1.8	0.65		
	21.5	16.75	9.5	1.8	1.2		

Tabella 16 - Volume perso in scavi meccanizzati realizzati in terreni sabbiosi [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]

Case	<i>H</i> (m)	<i>C</i> (m)	D (m)	C/D	V _L (%)	Soil conditions	Reference
Madrid Metro Extension	10.3	5.9	8.88	0.66	0.54	Stiff clay	Melis et al. (2002)
	12.43	8	8.88	0.9	0.87		
	14.61	10.17	8.88	1.15	0.6		
	15.7	11.26	8.88	1.27	0.84		
	16.12	11.68	8.88	1.32	0.83		
	16.7	12.27	8.88	1.38	0.5		
	19.23	14.79	8.88	1.67	0.58		
Heathrow Express Trail	21	16.67	8.66	1.9	1.15	London clay	Bowers et al. (1996)
Tunnel							
Waterloo	11.7	8.45	6.5	1.3	1.1	London clay	Harris et al. (1994)
Garrison Dam Test Tunnel	11	8.25	5.5	1.5	0.9	Clay-shale and lignite	Peck (1969)
Baulos 25	8.45	5.2	6.5	0.8	1.8	Frankfurt clay	Macklin (1999)
Barcelona Subway	10	6	8	0.75	1.2	Red and brown clay with some gravel	Ledesma and Romero
							(1997)
London Transport	10	7.9	4.15	1.91	1	Dense sandy gravel overlain with made ground of soft clay	O'Reilly and New
Experimental Tunnel						with sand and gravel	(1982)

Tabella 17 - Volume perso in scavi meccanizzati realizzati in terreni argillosi [Vu M. N., Broere W., Bosch J., 2016]

Capitolo 5

Descrizione del caso di studio

La città metropolitana di Torino (circa 1,5 milioni di abitanti) ha un sistema di raccolta delle acque reflue che collega tutti i comuni dell'area all'impianto di depurazione posto a nord di Torino nel comune di Castiglione Torinese. La rete fognaria dalla zona sud di Torino all'impianto di depurazione è stata realizzata negli anni con la costruzione di una ramificata rete di collettori consortili in grado di incanalare sia acque miste dei comuni periferici sia le acque nere della città di Torino.

I collettori terminali della rete intercomunale a sud di Torino sono attualmente un collettore ovoidale 2 x 2 m e un collettore 1,50 x 1,65 m. Quest'ultimo ha dato segni di obsolescenza che si sono manifestati con 5 dissesti. La riparazione dei dissesti ha comportato interventi di lunga durata con problemi esecutivi e ambientali. I due collettori terminali sopra descritti confluiscono in un grande collettore intercomunale scatolare 2,60 x 2,80 m che percorre da sud a nord la sponda sinistra del fiume Po. Quest'ultimo collettore intercomunale non ha ridondanza per cui qualsiasi riparazione/verifica da effettuare sul manufatto richiederebbe l'apertura degli sfoci neri nel fiume Po nel tratto cittadino del Parco fluviale del Po con evidenti problemi ambientali.

Viste tali criticità, l'Autorità d'Ambito del Torinese (ATO3) nel programma degli investimenti per gli anni 2016-2019 ha previsto la realizzazione di una nuova opera fognaria atta a garantire nel futuro l'affidabilità della medesima rete. Tale opera identificata col nº 3186 del Programma e denominata "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino" garantirà la creazione di un'alternativa sia al collettore intercomunale scatolare 2,60 x 2,80 m, per consentirne riparazioni/ispezioni, sia al collettore 1,50 x 1,65 m, che potrà quindi essere riparato e recuperato (in Figura 115 la linea rossa identifica il tracciato della nuova opera, mentre la linea verde/blu rappresenta il tracciato dell'attuale rete fognaria).

L'alternativa al collettore terminale 1,50 x 1,65 m sarà una nuova condotta circolare di diametro 1,6 m e lunga 2360 m, installata mediante la tecnologia del *microtunnelling*. La nuova condotta partirà dalla strada Castello di Mirafiori, attraverserà il giardino Gustavo Colonnetti e raggiungerà la via Pio VII che verrà percorsa da sud a nord fino al sottopasso del Lingotto (linea verde di Figura 116). Successivamente verrà raccordata al collettore principale, posto in piazzale Fratelli Ceirano, mediante l'utilizzo di un collettore bianco già presente nel sottopasso Lingotto e l'interramento, con scavo tradizionale, di un altro ramo di tubazione da Corso Caduti sul Lavoro, angolo via Ventimiglia, fino al piazzale Fratelli Ceirano.

5 - Descrizione del caso di studio



Figura 115 - Corografia generale di inquadramento dell'opera [SMAT, e01, 2018]





Figura 116 - Planimetria generale di progetto, tratto scavato con microtunnelling [SMAT, e03a, 2018]

5.1 Quadro di riferimento geologico

L'area torinese interessata dal progetto sotto studio si inserisce nel più ampio contesto del "Sistema orogenico alpino-appenninico" dove si affiancano due importanti unità strutturali (Figura 117):

- la Pianura Padana occidentale;
- la Collina di Torino.

Tale sistema si caratterizza per una fase geodinamica attiva, contraddistinta da tassi di mobilità verticale (sollevamento e subsidenza) variabili, in un contesto sismico contrassegnato da tassi di attività medio-bassa (F.Piana, 2012).

La Collina di Torino è, da un punto di vista strutturale, una sorta di vasta piega antiforme con asse inclinato verso Sud-Ovest. Tale quadro deposizionale e deformativo è mostrato in Figura 118, dove si evidenzia, come elemento di rilevante interesse ai fini del progetto in esame, il "Thrust frontale", cioè il fronte di sovrascorrimento della Collina di Torino nei confronti dei depositi del Bacino Padano. Tale fronte di scorrimento risulta in posizione di diffuso parallelismo con il tracciato dell'opera in progetto, venendosi a trovare nei pressi della regione fluviale in sponda sinistra idrografica del fiume Po.

Dunque considerando l'area della città Torino posta dal lato della sponda sinistra idrografica del fiume Po, si riscontano i seguenti depositi:

- depositi quaternari superficiali configurantesi in sedimenti fluviali e fluvioglaciali Pleistocenici-olocenici;
- depositi continentali della successione Pleistocenica post-Villafranchiana;
- successione marina-continentale Pliocenica.

Mentre in corrispondenza della Collina di Torino e dell'Arco del Monferrato affiorano le successioni:

- Oligocenica-Miocenica;
- Eocenica.



5 - Descrizione del caso di studio

Figura 117 - Inquadramento del progetto (in verde) nel contesto geostrutturale regionale [F.Piana, 2012]



5.2 Quadro conoscitivo litostratigrafico del sottosuolo

Figura 118 - Quadro strutturale tratto dal Progetto CARG [F.Piana, 2012]

5.2 Quadro conoscitivo litostratigrafico del sottosuolo

Per scopi di progetto, assume ampia rilevanza la ricostruzione tridimensionale, con un grado di affidabilità elevato, del profilo geologico dell'area interessata dall'interramento delle nuove condotte. Per tali ragioni S.M.A.T., in fase di progetto preliminare, ha condotto uno studio in tale direzione che ha comportato, oltre a considerare i dati e le informazioni presenti in letteratura e nelle banche dati regionali e comunali, la necessità di condurre una sistematica analisi dei dati stratigrafici puntuali e lineari distribuiti lungo il tracciato, ottenuti mediante campagne di indagini di tipo diretto e indiretto. Le informazioni raccolte sono state utilizzate, in fase di progetto preliminare ai fini della caratterizzazione di:

- quota della base della copertura quaternaria;
- valutazione del livello piezometrico;
- valutazione del grado di cementazione dei materiali;
- valutazione della presenza di trovanti.

La descrizione delle suddette caratteristiche permette di fornire indicazioni utili in merito alla perforabilità dei terreni e alla possibile interferenza con la falda acquifera durante gli scavi.

Le indagini commissionate da S.MA.T. si configurano in una serie di verticali di indagine geognostica mediante sondaggio a carotaggio continuo, realizzando altrettanti piezometri a tubo aperto per la ripetizione delle misure dei livelli di falda. In corrispondenza di ciascuna verticale di sondaggio sono state eseguite prove in sito e campionamenti di terreni rimaneggiati e indisturbati, per la successiva esecuzione di prove geotecniche di laboratorio, di classificazione e di misura dei parametri di resistenza, deformabilità e di determinazione dei parametri di perforabilità. Le prove eseguite in foro in fase di avanzamento comprendono:

- Prove S.P.T.;
- Prove idrauliche (Lefranc a carico variabile).

Le verticali di sondaggio indagate e riferibili all'applicazione in *microtunnelling* sono:

- S57 Via Pio VII angolo via C. Invernizio, profondità fondo foro 20 m da p.c.;
- S62 Parco Colonnetti via M. Panetti, profondità fondo foro 15 m da p.c.

Inoltre l'ente ha anche commissionato una serie di tomografie geoelettriche e prove sismiche di tipo MASW. Le linee tomografiche geoelettriche, nell'area di interesse per lo scavo in *microtun-nelling*, sono state eseguite in corrispondenza dei seguenti siti:

- GF10 Parco Colonnetti Nord, lunghezza 230 metri;
- GF11-12 Parco Colonnetti Centor-Sud, lunghezza 460 metri.

Tutti gli stendimenti geoelettrici sono stati realizzati con lunghezze sufficienti a raggiungere una profondità di indagine pari a circa $45 \div 50$ m.

Le linee MASW sono state acquisite in asse alle tomografie geoelettriche suddette, per acquisire anche un duplice riscontro interpretativo in corrispondenza delle medesime verticali, e una successiva taratura mediante l'esecuzione dei sondaggi geognostici. Le prove MASW sono state realizzate in modo tale da fornire profili di v_s dei primi 30 m, e per fornire la classe sismica locale nei vari siti indagati. La linea MASW di interesse per il tratto in *microtunnelling* è la n°6 (GF11-GF12).

Scopo delle indagini geofisiche consiste nell'individuazione della sequenza elettrostratigrafica e sismica dei terreni soggiacenti l'area interessata dall'interramento della nuova condotta, nel tentativo di seguire la superficie basale dei depositi alluvionali costituita dai depositi terziari affioranti nella Collina di Torino, nonché le principali variazioni di facies granulometrica e addensamento nell'ambito dei depositi alluvionali stessi.

Relativamente ai depositi quaternati, l'ente ha evidenziato, in via esemplificativa e non esaustiva, se si considera la bassa densità complessiva di indagini lungo la linea in progetto, la presenza di litozone connotate da un grado di cementazione apprezzabile delle ghiaie, o con vere e proprie bancate conglomeratiche. Ai fini interpretativi, l'ente ribadisce che i tratti indicati non sono esaustivi in ordine alla diffusione delle facies conglomeratiche o delle ghiaie cementate, che potrebbe risultare anche largamente superiore, in seguito ad un infittimento della frequenza delle indagini lungo il tracciato di progetto nel corso delle fasi progettuali successive.

In una fase successiva di progettazione è stato ulteriormente ampliato il quadro di indagini eseguendo n°15 sondaggi a carotaggio continuo con le relative prove in foro e di laboratorio, rispetto ad un totale di 65 sondaggi già effettuati nel progetto preliminare. L'analisi di questi dati ha permesso di indirizzare le scelte progettuali più critiche sia per le opere puntuali che per le opere lineari, di fatto abbattendo già in tale fase di progetto buona parte del rischio geologico complessivo, lasciando all'eventuale fase successiva il completamento del dettaglio stratigrafico per le gallerie e la definizione esecutiva dei livelli di cementazione ed abrasività. In particolare, relativamente al tratto da realizzare in *microtunnelling*, nella fase successiva di progettazione sono state effettuate altri 4 sondaggi a carotaggio continuo. Le principali finalità del piano indagini eseguito sono state:

- indagare i profili stratigrafici nelle aree meno coperte dalle precedenti indagini;
- dettagliare l'andamento del substrato argilloso marnoso;
- definire a livello generale la presenza di lenti eteropiche più o meno limose, o di lenti sabbiose sciolte;
- permettere un'adeguata parametrizzazione geotecnica dei depositi, in linea con l'attuale livello di progettazione delle opere. La parametrizzazione e avvenuta mediante prove in foro (SPT per i terreni granulari e prove pressiometriche per i livelli marnoso-argillosi) e mediante prove di laboratorio;
- confermare i livelli di falda nelle diverse aree del tracciato;
- identificare in prima approssimazione il livello di addensamento del materiale e le aree cementate;
- fornire ulteriori informazioni idrogeologiche relativamente alla quota della falda ed ai rapporti idraulici con il fiume Po;
- valutare i fusi granulometrici dei depositi ghiaiosi per un eventuale riutilizzo del materiale.

Considerate tutte le indagini eseguite nelle varie fasi progettuali e quelle reperite da altri lavori nonché dalle banche dati regionali e comunali, si ottiene un numero di ca. 2 sondaggi/km, che si ritiene molto elevato. L'insieme complessivo dei sondaggi effettuati nel tratto interessato dal *microtunnelling* sono mostrati in Figura 119.

Per sintetizzare il quadro conoscitivo delle conoscenze acquisite, in fase di progettazione si è realizzato l'elaborato grafico riportato in Figura 120, Figura 121e Figura 122, in cui si sovrappone al profilo longitudinale di progetto le informazioni di interesse geognostico. L'assetto geologico generale risulta suddiviso, per i primi 150 metri circa, in tre complessi litostratigrafici:

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani (Quaternario), principalmente composti da ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice sabbioso-limosa;
- depositi lacustri e fluviolacustri riferibili al Villafranchiano Autoctono (Pleistocene Inferiore-Pliocene Superiore) composti da limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

I depositi ghiaioso- sabbiosi presentano, al loro interno, orizzonti e livelli ad andamento discontinuo e a vario grado di cementazione e addensamento; i livelli a maggior cementazione (livelli conglomeratici) sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono noti in letteratura con il termine formazionale di "puddinghe". I dettagli delle diverse unità geologiche verranno trattate al paragrafo 5.3.



Figura 119 - Corografia con indicazione dei sondaggi



Figura 120 - Profilo geotecnico

202



- Superficie piezometrica stimata per effetto della variazione stagionale I I
- Superficie piezometrica interpolata dai dati delle ultime misure eseguite nei sondaggi ſ
- ľ
- Limiti geologici



Figura 121 - Profilo geotecnico



Figura 122 - Profilo geotecnico

5.3 Caratterizzazione geotecnica

Si riportano di seguito i criteri interpretativi utilizzati per l'interpretazione delle indagini eseguite, di cui successivamente vengono sintetizzati i parametri geotecnici ricavati attribuendo così i parametri caratteristici ad ogni unità di riferimento.

La caratterizzazione geotecnica di progetto rappresenta la sintesi di un ampio piano indagini condotto in fase di progettazione e costituito da nº 15 sondaggi a carotaggio continuo spinti a profondità comprese tra 10 e 40 m da p.c. a seconda della quota del tracciato. Sono state eseguite oltre 230 prove SPT per la caratterizzazione dei terreni granulari e prove pressiometriche PMT per la stima del modulo di deformazione delle marne. Utilizzando i risultati delle prove SPT sono state ricavate indicazioni, attraverso correlazioni desunte dalla letteratura, riguardo ad alcuni parametri dei terreni incoerenti, quali densità relativa, resistenza al taglio e deformabilità.

Le indagini svolte rappresentano comunque solo parte dello strumento utilizzato per addivenire alla caratterizzazione geotecnica del materiale. Il sottosuolo di Torino è infatti oggetto di moltissime indagini e studi eseguiti anche dopo l'esecuzione di grandi opere in sotterraneo come la metropolitana. Proprio sugli scavi della linea 1 della metropolitana sono state condotte numerose back analysis che hanno portato ad una stima più che accurata dei parametri di resistenza a taglio e di deformabilità.

I parametri di seguito riportati rappresentano quindi lo stato dell'arte della conoscenza del sottosuolo ghiaioso sabbioso di Torino in termini parametrici.

Per la stima dello stato di addensamento iniziale del terreno, definito dalla densità relativa D_r , si è fatto riferimento alle formulazioni empiriche di Skempton (1986), nel caso di Sabbie NC, e di Yoshida et al. (1988), per materiali in cui la frazione ghiaiosa risulta prevalente. L'utilizzo dei due diversi approcci permette di tenere in conto l'influenza che ha la granulometria dei terreni sui risultati della prova. La presenza di clasti fa aumentare i valori di N_{spt} rispetto a quelli corrispondenti a sabbie di pari densità relativa.

Per una stima dell'angolo di resistenza al taglio φ ', sono state considerate le formulazioni del Japanese National Railway (Shioi e Fukui, 1982) e di Schmertmann (1977), valida per sabbia grossa uniforme-sabbia media ben assortita.

Per la valutazione del modulo di deformabilità *E* dai risultati delle prove SPT si è fatto riferimento alle correlazioni proposte da D'Apollonia et al. (1970). Poiché queste relazioni sono valide per terreni non coesivi, i risultati da esse forniti possono essere poco rappresentativi soprattutto nei casi in cui il materiale abbia una maggiore percentuale di frazione fine (es. terreni di riporto), e si avvicini quindi come caratteristiche ai limi, limi argillosi (terreni coesivi). Per questi casi particolari si è quindi fatto riferimento anche alla relazione empirica proposta da Bowles, (1991).

Oltre a quanto sopra espresso sono stati approfonditi ulteriori aspetti che hanno diretta influenza sulle opere da progettare e realizzare, quali cementazione e abrasività dei materiali.

5.3.1 Cementazione

Il sottosuolo di Torino, nella fascia superiore costituita dai depositi fluvioglaciali quaternari (ghiaia, ciottoli e sabbie in matrice limosa) all'interno della quale si svilupperà la totalità della galleria in progetto, da un punto di vista geologico generale può essere definito relativamente semplice ed omogeneo; tuttavia, ad una scala di osservazione più ridotta, questo terreno può talora presentare variazioni rilevanti, sia lateralmente, sia lungo la profondità, tanto da un punto di vista granulometrico quanto a riguardo del grado di cementazione e/o addensamento dei depositi fluvioglaciali.

La presenza di cementazione è dovuta alla precipitazione del carbonato di calcio e magnesio (presente in soluzione sia nell'acqua di falda sia nell'acqua di infiltrazione meteorica) per variazioni di temperatura e di pH. I carbonati presenti in soluzione provengono principalmente dalle acque della Dora Riparia, che alimenta la falda superficiale nei periodi di maggior portata. Le acque di precipitazione meteorica, infiltrandosi nel suolo, si arricchiscono di CO_2 . Questa, combinandosi con l'acqua, produce acido carbonico (H_2CO_3) determinando una diminuzione del pH. Le acque, divenute quindi aggressive, riescono a portare in soluzione il carbonato di calcio e magnesio presente nei depositi. All'aumentare della profondità, il variare della temperatura rimodifica il pH e dà origine, di conseguenza, alla precipitazione dei carbonati in soluzione. Si originano in tal modo i depositi noti con il nome di "puddinghe" tipici del contesto torinese.

Proprio per le modalità genetiche tali depositi non sono sempre facili da individuare in fase di sondaggio a carotaggio. Sono tuttavia ormai numerosi gli studi (Barla M., Barla G., 2012) che correlano la presenza di cementazione all'energia specifica registrata durante le operazioni di sondaggio a distruzione (DAC-Test). L'energia specifica E_s rappresenta l'energia richiesta per trivellare un volume unitario di terreno. Le macchine utilizzate per fare i DAC-Test risultano appositamente attrezzate per monitorare in continuo i principali parametri operativi quali:

- spinta;
- coppia;
- velocità di avanzamento;
- velocità di rotazione.

Grazie a questi parametri è possibile risalire alla misura dell'energia specifica che viene così definita:

$$E_s = \frac{F}{A} + 2\pi \frac{NT}{uA}$$
[5.1]

dove:

- *F* rappresenta la spinta applicata della macchina;
- N rappresenta la velocità di rotazione;
- *T* rappresenta la coppia;
- *u* rappresenta il tasso di penetrazione;
- A rappresenta l'area del foro di perforazione.

Si riporta di seguito la correlazione ottenuta da Barla M. e Barla G. (2012) relativa ai depositi ghiaiosi di Torino, utilizzata nell'ambito della progettazione della linea 1 della metropolitana:

$$C = \frac{\sum (L_c)_{\geq 40cm}}{L} 100$$
 [%] [5.2]

dove:

il termine al numeratore rappresenta la somma delle altezze degli strati di terreno cementato maggiore di 40 cm ($E_s \ge 125+4z$, con z profondità rispetto al piano campagna), espressa in metri;

- L rappresenta la lunghezza totale del tratto di diagrafia analizzato, espressa in metri. Sulla base dei valori medi di energia specifica Es e di cementazione C%, ottenuti considerando l'intera lunghezza di ciascuna diagrafia realizzata nell'ambito della progettazione della Tratta Collegno-Porta Nuova, gli autori hanno ricavato la seguente correlazione che lega tra loro tali grandezze sperimentali:

$$C = \frac{E_s}{2,84} + 24,65 \qquad [\%] \qquad R^2 = 0,720 \qquad [5.3]$$

Grazie a una serie di analisi sia di tipo contino che discontinuo, Barla M. e Barla G. (2012) sono riusciti a stimare la variazione della resistenza a compressione σ_c e del modulo di elasticità E_d del terreno in funzione della percentuale di cementazione, assumendo sempre un coefficiente di Poisson pari a 0,3:

$$E_d = 470 \cdot e^{\frac{C\% - 100}{110}}$$
 [*MPa*] $R^2 = 0,91$ [5.4]

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot e^{\frac{C\%-100}{16}}$$
 [MPa] $R^2 = 0.97$ [5.5]

dove σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale riferita a terreni totalmente cementati (nel caso di Torino risulta pari a 3,4 MPa).

In riferimento alla resistenza del materiale, gli autori hanno usato, nei loro modelli, il criterio di *Mohr - Coulomb* per i terreni non cementati (C% = 0) e il criterio di *Hoek - Brown* per i terreni con C% = 100:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (K_p - 1)\sigma_3 \qquad (Mohr - Coulomb)$$

$$[5.6]$$

$$\left(\sigma_{1}-\sigma_{3}\right)^{2}=m_{i}\sigma_{ci}\sigma_{3}+s\sigma_{ci}^{2}\qquad\left(Hoek-Brown\right)$$
[5.7]

dove:

- *K_p* rappresenta il coefficiente di spinta passiva del terreno non cementato;
- *m_i* è la costante di *Hoek Brown* che nel caso dei terreni torinesi totalmente cementati risulta pari a 20 (valore ottenuto mediante prove sperimentali);

Allo scopo di definire il comportamento del terreno per differenti gradi di cementazione, con un criterio di resistenza che sia intermedio tra *Mohr - Coulomb* e *Hoek - Brown*, Barla M. e Barla G. (2012) hanno deciso di adottare il criterio di *Papantonopoulos - Atmatzidis* (1993):

$$\left(\sigma_{1}-\sigma_{3}\right)^{1+k}=m\sigma_{c}^{k}\sigma_{3}+\sigma_{ci}^{1+k}$$
[5.8]

Dove k è il coefficiente che governa la transazione dal criterio di *Mohr* - *Coulomb* (k = 0) al criterio di *Hoek* - *Brown* (k = 1), mentre m è un parametro direttamente correlato al valore di k. La relazione tra questi due parametri fornita da *Papantonopoulos* - *Atmatzidis* (1993) è la seguente:

$$k = \frac{1 + m - K_p}{1 + m_i - K_p}$$
[5.9]

In particolare il valore di m è pari a m_i per il terreno totalmente cementato. Barla M. e Barla G. (2012) hanno proposto la seguente relazione che lega il coefficiente m col grado di cementazione:

$$m = 20 \cdot e^{\frac{C^{66} - 100}{53}}$$
[5.10]

In Figura 123 sono mostrati gli inviluppi di rottura, ottenuti mediante il criterio di *Papantonopoulos - Atmatzidis* (1993), al variare del grado di cementazione:



Figura 123 - Inviluppi di rottura al variare del grado di cementazione [Barla M, Barla G., 2012]

In fase di progettazione, per ogni inviluppo di rottura, dato un certo grado di cementazione, è stata ricavata una coppia di parametri di *Mohr - Coulomb* rappresentativi del terreno esaminato mediante linearizzazione del criterio di *Papantonopoulos - Atmatzidis* (1993), nell'intervallo di σ_3 compreso tra 0,15 e 0,3 MPa.

5.3.2 Abrasività

I depositi del primo sottosuolo della città di Torino risentono direttamente della vicinanza alla catena alpina. I clasti che ne costituiscono le ghiaie sono infatti poligenici ed afferiscono in massima parte a genesi metamorfica; nello specifico una percentuale significativa di tali clasti deriva da trasporto, erosione e classazione di rocce quali quarziti, serpentiniti, gneiss ed in misura minore prasiniti, calcescisti e marmi grigi. È quindi evidente che il livello di abrasività dei singoli clasti è rilevante ai fini della scelta dei cutterhead, che saranno in ogni caso sottoposti ad un importante livello di usura.

Anche da questo punto di vista il sottosuolo di Torino è ben conosciuto e diverse prove sono state svolte nell'ambito di questo progetto come di altri realizzati in passato in città.

Dalle prove eseguite in fase di progettazione si osserva un indice medio CAI (Cerchar abrasivity Index) pari a 4.5 (materiale estremamente abrasivo). L'indice di scavabilita DRI è pari a 36 ovvero corrispondente ad una flessibilità media, con frammentabilità elevata.

A conferma di ciò, sono state eseguite delle prove di abrasività sui provini ricavati dai sondaggi effettuati lungo il tracciato ed in particolare:

- prove di durezza Cerchar, mediante le quali è possibile stimare il grado di abrasività in funzione dell'indice CAI;
- prove di perforabilità Sievers, mediante le quali, sulla base di correlazioni riportate in letteratura, è possibile stimare la vita utile dei cutters.

Dalle prove effettuate risulta che le ghiaie ricadono nella classe dei terreni "molto abrasivi" fino a raggiungere addirittura delle situazioni di estrema abrasività. Per quanto riguarda le marne invece il grado di abrasività si abbassa notevolmente, tanto da poter essere considerate non abrasive. Dai dati disponibili su questo progetto è chiaro che durante l'avanzamento si formeranno lungo la testa fresante clasti separati duri e molto abrasivi con prevedibile effetto "smerigliatura" della testa ed impatto importante sugli utensili in termini di usura. In base alle esperienze passate ed alle prove eseguite si può quindi prevedere un tasso di usura medio di 1 cutter/350 m³.

5.3.3 Parametri geotecnici caratteristici delle unità geologiche

Sulla base delle indagini e prove eseguite sono state riconosciute le unità di base che compongono il sottosuolo di Torino (Tabella 18). La suddivisione differenzia in prima analisi i terreni non coesivi a granulometria prevalente grossolana dai terreni coesivi a granulometria prevalente fine. Successivamente, per quanto riguarda i terreni non coesivi, si è proceduto ad un'ulteriore suddivisione in funzione del diverso grado di cementazione. Le unita 3 e 4, costituite da ghiaie e sabbie, si differenziano essenzialmente in base al grado di cementazione e/o addensamento, variabile da assente ad elevato.

UG1	Terreno costituito da frammenti lapidei lateritici da ghiaioso-sabbioso a limoso argilloso
UG2	Ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate (si tratta dei depositi massi- mamente interferenti con la condotta)
UG2a	Limi e sabbie debolmente argillose
UG2b	Sabbie debolmente limose e ghiaie fini
UG3	Ghiaie e sabbie da debolmente a mediamente cementate
UG4	Ghiaie e sabbie con cementazione elevata
UG5a	Argille consistenti, costituenti la parte superficiale della formazione siltoso- marnosa oligo-miocenica
UG5b	Marne, argille marnose e siltiti

Tabella 18 - Unità di base che compongono il sottosuolo di Torino

Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici ricavati per ciascuna unità geologica:

Unità	$\gamma_n [kN/m^3]$	E [MPa]	υ[-]	φ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]
UG1	17-19	25	0.30	25	0	-
UG2	18-21	150-170	0.30-0.40	35-37	0-20	-
UG2a	18-20	5-15	0.30-0.35	28-30	5-15	50-80
UG2b	18-20	20-40	0.30-0.35	28-32	0	-
UG3	19-22	170-200	0.30-0.40	35-37	20-50	-
UG4	19-22	200-260	0.30-0.40	36-42	50-140	-
UG5a	20	60-80	0.30-0.35	18-20	15-20	50
UG5b	22	120-130	0.30-0.35	26-30	70	-

Tabella 19 - Parametri geotecnici caratteristici delle unità geologiche

5.4 Caratteristiche tecniche dell'opera

L'alternativa al collettore terminale 1,50 x 1,65 m sarà una nuova condotta circolare di diametro 1,6 m, lunga 2360 m e avente copertura media pari a 9 m, installata mediante la tecnologia del *microtunnelling*. Per tale applicazione sono stati previsti 4 aree di cantiere principale (Figura 124):

- area logistica di cantiere permanente e deposito, con pozzo di spinta: pozzo P7 di lancio/spinta MTBM, superficie di occupazione S= 3000 m²;
- area temporanea di cantiere, con pozzo di spinta: pozzo P7B ubicato al termine del Parco Colonnetti, in prossimità di via Vigliani, superficie di occupazione S=400 m²;
- area temporanea di cantiere, con relativo pozzo di spinta: pozzo P7C, ubicato all'incrocio tra via Invernizio/Allason e via Pio VII, S=400 m²;
- area di cantiere, con pozzo di estrazione della fresa: pozzo P6 ubicato all'incrocio tra Corso Giambone e via Pio VII, S=1000 m².

Al fine di limitare le occupazioni lungo via Po VII, la gestione del fluido bentonitico per lo smarino del terreno scavato, e le successive fasi di deposito e caratterizzazioni, sono demandata all'area di cantiere P7. Si scongiurano così disturbi ed eccessive occupazioni dell'area di parco pubblico in prossimità di via Vigliani ed in corrispondenza dell'arteria di via Pio VII. Tale disposizione delle aree consente di interrompere l'avanzamento della MTBM ogni 800 m circa, considerata come la massima estensione gestibile da un unico pozzo di spinta a causa della locale cementazione del terreno ed all'abrasività riscontrata. Infatti risulta molto difficile l'esecuzione dell'intera condotta in un'unica soluzione in quanto si avrebbero difficoltà di controllo della macchina tali da non poter garantire il rispetto di livelletta e della posizione planimetrica. Si rischierebbe anche di imprimere alla tubazione un'eccessiva spinta per compensare le deformazioni assiali per tratte troppo lunghe, compromettendo l'integrità della tubazione e la funzionalità dell'opera a breve o lungo termine.

Oltre ai pozzi di spinta aggiuntivi realizzati mediante micropali, il progetto prevede anche l'utilizzo di conci speciali funzionali alla creazione delle cosiddette "stazioni di spinta intermedia" (interjack) lungo linea che permettono di regimare le spinte sulle tubazioni che avvengono nel pozzo principale ed agevolano il controllo complessivo della macchina. In questo modo la lavorazione risulta più omogenea e maggiormente controllabile.


Figura 124 - Planimetria inquadramento aree di cantiere

5.4.1 Pozzi di spinta

I pozzi di spinta saranno strutture in c.a. gettate in opera realizzate all'interno di un sistema di micropali trivellati, che hanno la finalità, durante la fase di costruzione, di struttura di servizio per l'attività di scavo effettuata dalla macchina di microtunnel; successivamente i pozzi avranno uso funzionale al nuovo collettore mediano.

Dal punto di vista geometrico il pozzo P6 (Figura 125, Figura 126 e Figura 127) si sviluppa per una lunghezza di circa 8 m e presenta sezione scatolare di larghezza pari a circa 6 m (filo interno paratie). Le opere di sostegno, realizzati mediante micropali trivellati, presentano un diametro Φ 220, armati con tubo in acciaio Φ 139,7, sp. 10 mm, interasse 40 cm, vincolati in testa dalla trave di correa di dimensioni B x H = 80 x 50 cm; l'altezza di scavo ha un'altezza massima di circa 12 m dal piano campagna attuale (assunto pari a 235,9 m s.l.m.). A livello intermedio è previsto il contrasto provvisorio tramite puntoni metallici circolari 168,3 x 10 interasse massimo 2,5 m.



Figura 125 - Pianta pozzo P6



Figura 126 - Sezione A-A pozzo P6



Figura 127 - Sezione B-B pozzo P6

Il pozzo P7 si sviluppa, invece, per una lunghezza complessiva di circa 20 m (divisa in due tratti 12+8) e presenta sezione scatolare di larghezza pari a circa 8 m (filo interno paratie). Le opere di sostegno, realizzati mediante micropali trivellati, presentano una dimensione di diametro Φ 220

armati con tubo in acciaio Φ 139,7, sp. 10 mm, interasse 40 cm, vincolati in testa tramite la trave di correa di dimensioni B x H = 80 x 50 cm; l'altezza di scavo ha un'altezza massima di circa 8 m dal piano campagna attuale (assunto pari a 237,1 m s.l.m.).

Mentre i pozzi di spinta intermedia P7a e P7b hanno una dimensione in pianta di circa 10 m di lunghezza e 6,5 di larghezza. Le opere di sostegno, realizzati mediante micropali trivellati, presentano una dimensione di diametro Φ 220 armati con tubo in acciaio Φ 139,7, sp. 10 mm, interasse 40 cm, vincolati in testa tramite la trave di correa di dimensioni B x H = 80 x 50 cm;

5.4.2 Tubo di spinta

Le tubazioni utilizzate sono elementi prefabbricati in calcestruzzo armato principalmente per le seguenti ragioni:

- le resistenze del cls prefabbricato consentono di avere ampi margini durante le fasi di spinta senza incorrere in problematiche di fessurazione;
- il cls è adatto a sopportare carichi maggiori in virtù della propria resistenza rispetto alle alternative;
- le tubazioni previste pongono meno problemi in fase di movimentazione, essendo meno fragili delle alternative di mercato.

I conci in progetto hanno lunghezza pari a 3 m ed uno spessore pari a 190 mm. Le alternative presenti sul mercato riguardano essenzialmente le tubazioni in PRFV. Una tubazione di questo tipo nel caso specifico, tuttavia, presenterebbe ampi margini di incertezza. La presenza di terreni localmente anche molto cementati rende infatti probabile la necessità di esercitare spinte importanti sui conci; è noto che il PRFV è un materiale particolarmente fragile che difficilmente potrebbe sopportare spinte rilevanti anche se fossero omogenee, cosa peraltro poco realistica.

L'installazione di una stazione intermedia di linea permette di ridurre le spinte del martinetto principale e rende più agevole il controllo complessivo dell'avanzamento. La realizzazione di una stazione intermedia di linea va fatta mediante due tipologie di conci leggermente differenti dal concio tipo. Gli elementi speciali chiamati "stazioni intermedie di spinta" sono costituiti da due tubazioni telescopiche realizzate parte in acciaio e parte in calcestruzzo (armato). Tra questi elementi sono inseriti dei pistoni che scaricando sull'elemento posteriore, agiscono sull'elemento posto anteriormente che trasmette la spinta alle tubazioni più avanti nella linea.

Classe di resistenza del calcestruzzo	C50/60		
Classe di esposizione	XA2		
Rapporto a/c	<u><</u> 0.45		
Cemento	ARS - Pozzolanico, 42.5R Tipo IV (A) >400kg/m ³		
Spessore	0.19 m		
Acciaio di armatura	B450C		
Diametro acciaio armatura trasversale	8 mm		
Diametro acciaio armatura longitudinale	6 mm		
Distanza tra barre longitudinali interne	29 cm		
Distanza tra barre longitudinali esterne	33 cm		
Copriferro min.	4 cm		
Acciaio per concio camera intermedia	S275JR		

Per la tubazione valgono le seguenti caratteristiche strutturali:

Tabella 20 - Caratteristiche strutturali calcestruzzo conci tipo

Con riferimento ai dettagli di tenuta idraulica della condotta, il progetto prevede l'utilizzo di un doppio sistema di guarnizioni (Figura 128). La guarnizione principale è in gomma SBR, mentre la guarnizione secondaria è in gomma cellulare e con durezza inferiore. Il sistema garantisce la perfetta tenuta idraulica della condotta nel doppio senso di filtrazione (dall'esterno verso l'interno e inverso). In corrispondenza dei giunti della camera di spinta intermedia il progetto prevede invece una doppia guarnizione in gomma SBR ed una guarnizione secondaria in gomma cellulare (Figura 129).



5.4 Caratteristiche tecniche dell'opera

Figura 128 - Giunto e guarnizione di un concio tipo



Figura 129 - Giunto e guarnizione di un concio tipo della camera di spinta intermedia

L'opera in progetto ospita una fognatura nera quindi, conseguentemente, vanno garantiti una serie di accorgimenti di protezione dell'intradosso, che risultano propedeutici non solo ad una protezione dalla corrosione, ma conducono anche ad un incremento della vita utile dell'opera. Per quanto attiene la fase costruttiva la protezione interna della condotta avviene mediante l'utilizzo di una specifica vernice epossidica modificata con resine idrocarburiche, particolarmente resistente alle aggressioni in un ambiente acido come quello delle fognature nere. Inoltre, contrariamente ad altri prodotti analoghi, questo crea una barriera efficace anche contro i vapori tossici.

Il progetto prevede l'utilizzo estensivo di prodotti che garantiscono una perfetta protezione della condotta anche nel caso di un suo funzionamento in pressione; nello specifico si prevedono le seguenti operazioni:

- sabbiatura per pulizia generale e irruvidimento della superficie con sabbia quarzifera mediante motocompressore e successiva spolveratura;
- applicazione di un primer tri-componente epossicementizio impermeabilizzante additivato con sabbia quarzosa, fino al raggiungimento di uno spessore pari a 0.5 kg/m². Il prodotto ha la funzione di impermeabilizzare l'intera superficie del cavo e funge da aggrappante. Può essere spruzzato anche su superfici debolmente umide;
- applicazione di una vernice epossidica modificata con resine idrocarburiche per spessori pari a 250 μm.

Il rivestimento verrà applicato direttamente in sede di prefabbricazione delle tubazioni in calcestruzzo armato. La scabrezza della superficie trattata con il prodotto proposto è compresa tra 0.05 mm e 0.15 mm, che equivalgono a coefficienti di scabrezza superiori a $100 \text{m}^{1/3}/\text{s}$.

5.4.3 Unità di perforazione

In questo progetto si adotterà una tecnologia a scudo chiuso con sistema idraulico di scavo e di evacuazione dello smarino, con camera di scavo riempita al fine di sostenere il fronte di avanzamento. La testa di scavo sarà del tipo mista. Le caratteristiche principali della macchina scelta sono:

- diametro esterno scudo: 2010 mm;
- massimo momento torcente: 360 kNm;
- rotazione della testa: 0-4.6 rpm.
- potenza: 200 kW;
- numero cilindri di spinta: 4;
- forza per cilindro/pressione olio: 1,005/500 kN/bar.

Il relativo sistema di scavo, con particolare riguardo al primo tratto di maggiore lunghezza, è stato studiato con i seguenti criteri caratterizzanti:

- l'avanzamento della macchina sarà sempre guidato dall'esterno senza necessità di accesso diretto di personale alla camera di scavo durante l'avanzamento;
- il fronte di scavo sarà mantenuto in pressione mediante l'iniezione di fluido bentonitico che consente di sostenere la parete di scavo controllando e minimizzando gli eventuali risentimenti sul piano campagna;

- la gestione idraulica dello smarino è consentita a mezzo della miscelazione del terreno di scavo con bentonite, e della frantumazione del terreno granulare grazie ad una camera conica a tergo della testa di scavo. Il materiale viene così ricondotto ad una granulometria idonea per il rilancio all'impianto di trattamento, scongiurando così intasamenti o otturazioni nelle condotte di rilancio dello smarino;
- per una maggiore efficienza delle fasi di spinta, si prevede di iniettare il fluido bentonitico di perforazione all'interno dell'anulus ogni 15 m. L'iniezione è eseguita in corrispondenza dei relativi spezzoni di tubazione, attraverso n° 3 nipples predisposti in sede di prefabbricazione delle tubazioni. Inoltre, per evitare che la spinta dalla camera di avvio sia dissipata in eccessiva deformazione degli anelli in legno ai giunti, vengono inserite stazioni intermedie di spinta (interjack) mediamente ogni 100 m;
- sono state condotte analisi di studio per assicurare affidabilità e velocità nella realizzazione dell'opera, suddividendo il tracciato di scavo di L = 2360 m in n° 3 spezzate di circa 800 m, prevedendo n° 2 pozzi di spinta intermedi, di dimensioni esterne pari circa a 10 m x 6 m. Alla conclusione della singola tratta da 800 m, il sistema di spinta viene trasferito nella successiva camera, dove si ripete il lancio della fresa. I pozzi di spinta intermedi sono previste rispettivamente in prossimità di via Vigliani e all'incrocio tra via Pio VII e via B. Allason. Si evita così la contemporanea gestione di un numero eccessivo di interjack, tale da richiedere un dispendio temporale e di risorse che compromettono l'efficienza del processo. L'accorgimento consente inoltre di provvedere alla manutenzione e sostituzione delle componenti usurate in completa sicurezza durante le 2 fasi intermedie lungo il tracciato;
- la testa di taglio prevista sarà in grado di retrocedere per disincagliare lo scudo dal fronte di scavo;
- la macchina di scavo è concepita per consentire l'accesso di operatore alla precamera di scavo, al fine di provvedere alla manutenzione ordinaria e sostituzione sui cutters in testa.

La pressione allo scavo sarà costantemente monitorata per un controllo della stabilità del fronte e per provvedere, con sistema automatizzato, di rispondere nell'immediato ad eventuali oscillazioni. Per il caso in esame, poiché il tracciato coinvolge aree urbanizzate, viene previsto di dotare la macchina di una camera di compensazione a tergo della camera di scavo in grado di provvedere alla regolazione immediata della pressione al fronte, con benefici nella velocità di controllo. Viene anche gestito con procedura di controllo automatizzata la pressione di iniezione all'anular gap. Per entrambi gli usi si ricorre a fluido additivato con bentonite atossica. L'avanzamento della traiettoria di scavo verrà controllato e monitorato tramite sistema automatico con laser, equipaggiato di stazione totale e target fissato allo scudo, così da soddisfare il criterio ricercato di accuratezza e di rispetto delle tolleranze di progetto.

La situazione geologica e geotecnica del lavoro in oggetto, richiederà mediamente di operare un controllo sistematico degli utensili di scavo alla testa per tratte dell'ordine di 200 m, ed operare alla relativa sostituzione. La camera è quindi concepita per consentire l'ingresso dell'operatore alla precamera di scavo, così da provvedere alla verifica dello stato di usura ed all'eventuale sostituzione. Il fermo cantiere necessario alla sostituzione degli utensili avrà durata di circa 1 giorno. È comunque prevista la possibilità di operare interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria in corrispondenza delle camere di spinta collocate ogni 800 m. Tale scelta permetterà di valutare alla conclusione delle tratte singole, lo stato di consistenza della macchina di scavo, e delle componentistiche della testa di scavo e di spinta, nonché dell'impianto idraulico di smarino. L'eventuale entità dell'usura e dei possibili danneggiamenti potrà stabilire di mettere in atto la sostituzione, anche preventiva, delle componenti compromesse, provvedendo anche, per facilità operativa, ad estrarre la macchina dallo scavo, al fine di operare con ingombri maggiori. I fermi per la manutenzione straordinaria richiederanno circa 1-2 giorni.

Capitolo 6

Analisi e modellazione del caso di studio

In questo capitolo sarà trattata la modellazione agli elementi finiti del caso di studio descritto nel capitolo 5, verranno discussi i risultati ottenuti dalle modellazioni e si studieranno i principali aspetti progettuali legati alla realizzazione del microtunnel in progetto. L'opera studiata si configura nell'interramento, mediante la tecnologia del *microtunnelling*, di una condotta fognaria dal diametro interno pari a 1600 mm e lunga 2360 m. Tale realizzazione fa parte del progetto più ampio denominato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino" previsto dall'Autorità d'Ambito del Torinese (ATO3) nel programma degli investimenti per gli anni 2016-2019.

Il software FEM impiegato per la modellazione tridimensionale è RS^3 (Rock and Soil 3-dimensional analysis program) commercializzato da *Rocscience Inc.*, mentre per le analisi bidimensionali si è utilizzato il software RS^2 dalla medesima società.

Gli obbiettivi prefissati delle analisi numeriche sono:

- determinazione delle subsidenze longitudinali e trasversali allo scavo in superficie;
- individuazione dello spostamento radiale del terreno attorno allo scavo al procedere della perforazione;
- determinazione dell'estrusione al fronte di scavo;
- identificazione della pressione minima di supporto al fronte;
- individuazione delle zone di plasticizzazione al variare della pressione al fronte;

 determinazione delle sollecitazioni a cui saranno soggette le condotte in condizioni di esercizio.

Inoltre, sulla base dei risultati delle analisi numeriche, si calcolerà la spinta totale necessaria alla realizzazione del microtunnel e si verificherà il rivestimento delle condotte.

Tutti i modelli sono stati realizzati considerando a livello geotecnico una condizione rappresentativa dell'opera in progetto. A tale riguardo sono state considerate le sole unità geologiche UG1 e UG2, escludendo dall'analisi le unità UG2a, UG3 e UG4 sia perché la loro reale estensione risulta ignota sia nell'ottica di porsi nello scenario peggiore in termini di subsidenze superficiali e stabilità del cavo. Infatti quando uno scavo avviene in un terreno totalmente cementato, esso risulta stabile e pertanto la risultante delle forze d'attrito è dovuta principalmente al peso della condotta. Invece, quando lo scavo avviene in un terreno non cementato, lo scavo è generalmente non stabile (a meno che si riesca a stabilizzarlo mediante un'opportuna iniezione di fluido bentonitico) e le forze d'attrito risultano maggiori, aumentando di conseguenza la spinta totale necessaria per l'interramento. Anche il bacino di subsidenze risulta avere un'estensione e un'entità maggiore in presenza di terreni non cementati. Si sottolinea, però, che la presenza di strati mediamente (UG3) o altamente cementati (UG4) comporta una maggiore abrasione degli utensili di scavo e la necessità di avere una spinta in testa maggiore. Questi aspetti sono stati pertanto opportunatamente presi in considerazione in fase di progetto.

Le unità geologiche UG1 e UG2 sono state modellate assumendo un *comportamento elastico perfettamente plastico* e il criterio di *Mohr-Coulomb* come criterio di rottura. I parametri geotecnici considerati sono riassunti in Tabella 21.

Unità	$\gamma_n [kN/m^3]$	E [MPa]	υ [-]	φ [°]	c [kPa]
UG1	19	25	0.30	25	0
UG2	21	150	0.30	35	10

Tabella 21 - Parametri geotecnici impiegati per modellare UG1 e UG2

I modelli sono stati costruiti a strati piani e paralleli con l'unità UG1 che si estende dal piano campagna fino a una profondità di 1,5 metri, mentre la restante parte dei modelli presenta terreno di tipo UG2. Lo stato tensionale naturale considerato è di tipo gravitazionale considerando un coefficiente a riposo pari a 0,45 per l'intero modello (valore rappresentativo per l'unità UG2). La falda acquifera media risulta essere al di sotto del fondo dello scavo, per cui il contributo viene trascurato.

I bordi esterni dei modelli sono stati creati in maniera da non avere "effetti di bordo", pertanto essi sono stati posti a una distanza pari a 10 volte il diametro di scavo in tutte le direzioni fatta eccezione per lo strato di copertura che si è posto pari a 9 metri (valore medio lungo il tracciato).

Le peculiarità di ciascun modello bidimensionale e tridimensionale, lo scopo per il quale sono stati realizzati e i risultati ottenuti, verranno di seguito esposti.

6.1 Modelli bidimensionali dell'opera

Prima di creare dei modelli tridimensionali dello scavo e del contemporaneo interramento della condotta, sono stati realizzati dei modelli bidimensionali dell'opera al fine di studiare:

- la stabilità dello scavo e la convergenza massima del terreno;
- l'andamento dello spostamento radiale del cavo in funzione della distanza dal fronte;
- il bacino di subsidenze superficiali in condizioni di campo libero;
- il peso che ha la modellazione del sovrascavo sulle subsidenze superficiali.

6.1.1 Stabilità dello scavo e convergenza massima del terreno

Per studiare la stabilità dello scavo e la convergenza massima del terreno, si è proceduto al calcolo della pressione di supporto e della convergenza secondo quanto suggerito dalla FSTT (2010). Inoltre è stato realizzato un modello bidimensionale del caso di studio per ricavare la massima convergenza dello scavo anche da un'analisi numerica agli elementi finiti. La pressione di supporto, calcolata mediante la relazione [4.7], risulta pari a:

$$\sigma_T = \gamma DT_{\gamma} = \left(21 \ \frac{kN}{m^3}\right) \cdot \left(2 \ m\right) \cdot 0, 3 = 12, 6 \ kPa$$

Essendo il terreno granulare, σ_T risulta positivo e pertanto lo scavo risulterebbe instabile se non fosse per la pressione di confinamento interna esercitata dalla miscela bentonitica. Infatti, il lubrificante verrà iniettato in maniera continua all'interno dell'anulus e si garantirà un'uniforme distribuzione sulla superficie esterna delle condotte, grazie al costante controllo della pressione di iniezione che sarà al massimo pari a 2 bar. Verrà utilizzato un volume significativo di miscela pari all'incirca a 3÷5 volte il volume del sovrascavo in modo da stabilizzare il cavo. La miscela verrà introdotta nello spazio anulare in modo preciso e mirato, iniettando, se necessario, diverse quantità e tipologie di bentonite in punti differenti del tracciato, in modo da regolare la lubrificazione alle dissimili condizioni idrogeologiche che sarà possibile incontrare lungo la perforazione. Pertanto, in conclusione, *lo scavo risulta stabile*. Invece, per quanto concerne la convergenza massima del terreno, si è proceduto al calcolo analitico, secondo le indicazione della FSTT (2010), e alla creazione di un modello bidimensionale del caso di studio.

Nel modello bidimensionale è stata realizzata un'analisi in condizioni di deformazione piana (Figura 130), lo scavo è stato modellato avente diametro di 2 metri mentre i bordi esterni sono stati posti a una distanza pari a 10 volte il diametro di scavo in tutte le direzioni, fatta eccezione per lo strato di copertura che si è posto pari a 9 metri (valore medio lungo il tracciato). Le unità geologiche UG1 e UG2 sono state modellate mediante i parametri mostrati in Tabella 21 e assumendo un *comportamento elastico perfettamente plastico*, il criterio di *Mohr-Coulomb* come criterio di rottura e con *l'initial element loading* posto come "*field stress & body force*". Il modello è stato costruito a strati piani e paralleli con l'unità UG1 che si estende dal piano campagna fino a una profondità di 1,5 metri, mentre la restante parte del modello presenta terreno di tipo UG2. Lo stato tensionale considerato è di tipo gravitazionale considerando un coefficiente a riposo pari a 0,45 per l'intero modello (valore rappresentativo per l'unità UG2). La falda acquifera media risulta essere al di sotto del fondo dello scavo, per cui il contributo viene trascurato.

Come condizioni al contorno sono stati fissati gli spostamenti lungo x dei bordi destro e sinistro, gli spostamenti lungo y del bordo inferiore, gli spostamenti lungo x e y dei vertici del bordo inferiore, e sono stati lasciati liberi gli spostamenti del bordo superiore coincidente col piano campagna. Inoltre si è scelta una mesh graduale con elementi triangolari a 6 nodi, fattore di gradazione pari a 0,1 e 110 nodi sull'intero modello.

Sono stati creati un totale di 12 stage nei quali, dopo aver simulato nel primo stage la condizione geostatica iniziale del terreno, si è proceduto all'intero scavo del microtunnel e all'applicazione di una pressione radiale uniforme sul bordo interno del cavo, pari a una fissata percentuale del campo tensionale geostatico iniziale, fino a raggiungere la condizione di assenza di pressione interna allo stage 12. Tale pressione interna simula il progressivo avanzare dello scavo e il progressivo detensionamento del terreno presente al contorno del microtunnel. In Figura 131 e Figura 132 si mostrano a titolo d'esempio gli stage 2 e 7 del modello.

6.1 Modelli bidimensionali dell'opera



Figura 130 - Geometria e condizioni al contorno del modello a deformazione piana (UG1 in giallo, UG2 in marrone)



Figura 131 - Stage 2: scavo dell'intero cavo e applicazione di una pressione radiale uniforme pari al campo tensionale geostatico iniziale



Figura 132 - Stage 7: scavo dell'intero cavo e applicazione di una pressione radiale uniforme pari al 50% del campo tensionale geostatico iniziale

Dai risultati dell'analisi numerica, si osserva come gli spostamenti totali maggiori, lungo il contorno della galleria, si hanno in calotta e sull'arco rovescio (Figura 133 e Figura 134), come era possibile aspettarsi visto che il coefficiente di spinta risulta minore di 1.

Lo spostamento radiale massimo, ricavato considerando il punto del cavo caratterizzato da maggiori spostamenti totali nell'ultimo stage del modello, risulta pari a 4,1 mm.

Essendo il sovrascavo dello scudo pari a 1 cm e quello attorno alle tubazioni di 2,5 cm, si deduce che *gli spostamenti del terreno, dovuti al detensionamento dello scavo, non comportino il contatto tra terreno e scudo/tubazioni*. Tali risultati in termini di stabilità dello scavo e di convergenza massima sono legati a una serie di fattori tra cui: angolo di attrito e modulo elastico del materiale abbastanza elevati, presenza di coesione, effetto arco del terreno e uso di un'ottimale volume e pressione di iniezione della miscela bentonitica. La stabilità dello scavo e i risultati di convergenza ottenuti influiranno in maniera significativa sul *calcolo della spinta totale* necessaria per la realizzazione del microtunnel che verrà effettuato nel seguito.

6.1 Modelli bidimensionali dell'opera



Figura 133 - Stage 11: vettori di deformazione in prossimità del cavo



Figura 134 - Stage 11: spostamenti totali nell'intorno dello scavo

Il valore di spostamento radiale ricavato dalla analisi numeriche si rivela in linea con i valori di convergenza ottenuti dalle relazioni [4.9] e [4.10] (le quali però considerano il terreno avente un *comportamento elastico*) di seguito riportati.

Visto che la copertura di progetto (h) è pari a 9 m e la distanza (b) tra i due piani verticali lungo cui si hanno i cedimenti (modello del silo di Terzaghi) risulta pari a:

$$b = D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right) = (2 \ m) \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{0.61}{4}\right) = 3,30 \ m$$

si ha che h > b, pertanto:

$$\sigma_{EV1} = \gamma b = \gamma D_e \tan\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{\varphi}{4}\right) = \left(21 \ \frac{kN}{m^3}\right) \cdot (3,30 \ m) = 69,3 \ kPa$$
$$\sigma_{EV3} = k_M h\left(\gamma - \frac{2c}{D_e}\right) = 0,48 \cdot (9 \ m) \left[\left(21 \frac{kN}{m^3}\right) - \frac{2\left(10 \frac{kN}{m^2}\right)}{(2 \ m)}\right] = 47,5 \ kPa$$

Essendo $\sigma_{EV1} > \sigma_{EV3} \rightarrow \sigma_{EV} = \sigma_{EV1}$. Dunque la tensione verticale e orizzontale alla quota dell'asse del microtunnel risultano pari a:

$$\sigma_{v} = \sigma_{EV} + \gamma \left(\frac{D}{2}\right) = 69,3 \ kPa + \left(21 \ \frac{kN}{m^{3}}\right) \cdot (1 \ m) = 90,3 \ kPa$$
$$\sigma_{h} = K_{2} \left[\sigma_{EV} + \gamma \left(\frac{D}{2}\right)\right] = 0,27 \cdot 90,3 \ kPa = 24,4 \ kPa$$

Quindi la convergenza verticale e orizzontale del terreno a *comportamento elastico*, trascurando a favore di sicurezza l'effetto benefico della miscela bentonitica, risultano pari a:

$$\Delta v = \frac{1 - v^2}{E} D(3\sigma_v - \sigma_h) = \frac{1 - 0.3^2}{150000 \ kPa} \cdot 2000 \ mm \cdot (3 \cdot (90, 3 \ kPa) - 24, 4 \ kPa) = 3 \ mm$$

$$\Delta h = \frac{1 - v^2}{E} D(3\sigma_h - \sigma_v) = \frac{1 - 0.3^2}{150000 \ kPa} \cdot 2000 \ mm \cdot [3 \cdot (24, 4 \ kPa) - 90, 3 \ kPa] = 0,21 \ mm$$

Dal modello bidimensionale, si è inoltre ricavata la curva caratteristica del microtunnel, considerando il punto del cavo caratterizzato da maggiori spostamenti totali (Figura 135).



Figura 135 - Curva caratteristica del microtunnel

Da tale curva si evince come il terreno rimanga in *condizioni elastiche* fintantoché la pressione interna risulti maggiore o uguale al 30% del campo tensionale geostatico iniziale mentre, al di sotto di tale soglia, si verificano *deformazioni plastiche* che crescono all'aumentare del raggio plastico.

6.1.2 Spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte

Per studiare l'andamento dello spostamento radiale del cavo in funzione della distanza dal fronte, è stato realizzato un modello bidimensionale assialsimmetrico nel quale si è simulato la fine dello scavo del microtunnel. In un modello assialsimmetrico è necessario definire solo il bordo esterno del modello in quanto lo scavo è implicitamente definito dalla forma e posizione (rispetto all'asse x) del bordo esterno. L'asse di simmetria in RS² è fissato ed è sempre l'asse verticale x. Noto ciò, il modello è stato creato considerando l'asse verticale coincidente con l'asse del microtunnel. In Figura 136 si mostra la geometria del modello, il quale presenta una larghezza rispetto al bordo dello scavo pari a 10 volte il diametro dello scavo (pari a 2 metri) e un'estensione lungo la verticale, al di là del fronte di scavo, pari a 8 volte il diametro dello scavo. Le condizioni al contorno sono state così fissate:

- spostamenti liberi lungo i due bordi che rappresentano lo scavo;
- spostamenti lungo x fissati lungo il bordo sinistro del modello;
- spostamenti lungo y fissati lungo il bordo inferiore del modello;
- spostamenti lungo x e y fissati lungo il bordo destro e superiore.



Figura 136 - Geometria e condizioni al contorno del modello assialsimmetrico

L'unica unità geologica presente nel modello è l'UG2 dato che nel modello assialsimmetrico si rappresenta la condizione geologica presente alla quota dell'asse dello scavo, *l'initial element loading* è stato posto come "*field stress only*". La mesh è stata impostata *graduale* con elementi triangolari a 6 nodi e con un numero di nodi sul bordo esterno variabile in quanto, per avere una maggiore precisione dei risultati di calcolo, è necessario discretizzare con un maggior numero di nodi i bordi che rappresentano lo scavo e ridurre il numero di nodi degli altri bordi in maniera graduale via via che ci si allontana dallo scavo. Il campo tensionale è stato posto costante e pari

a quello presente alla quota dei piedritti del microtunnel (tensione orizzontale pari a 0.21 MPa e tensione verticale pari a 0.09 MPa).

In Figura 137 viene mostrato il risultato dell'analisi in termini di spostamento totale del modello, mentre in Figura 138 si mostra la deformazione del terreno e i relativi vettori. Come ci si aspettava, il terreno è soggetto a estrusione al fronte e a spostamenti radiali attorno allo scavo.



Figura 137 - Spostamento totale del modello assialsimmetrico



Figura 138 – Vettori delle deformazioni e deformazione del fronte di scavo e del bordo del cavo prossimo al fronte

L'andamento dello spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte di scavo, ricavato dall'analisi numerica, è illustrato in Figura 139.

Dalla Figura 139 si osserva il tipico andamento degli spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte di scavo, così come ricavato da Panet M. e Goenot A. (1982). Nel caso in esame, gli spostamenti radiali risultano iniziare a una distanza oltre il fronte pari a circa 10 volte il raggio del microtunnel, raggiungere un valore di 1,05 mm al fronte di scavo (pari al 26% della convergenza totale), crescere rapidamente nei 4 m innanzi al fronte (arrivando a un valore di 3,24 mm, pari al 79% della convergenza totale), per poi continuare a crescere fino alla convergenza massima che risulta pari a 4,1 mm che sarà raggiunta a una distanza di 74,5 m dal fronte. Le differenze rispetto ai risultati di Panet M. e Goenot A. (1982) sono da imputare al diverso tipo di materiale studiato.

Dalla Figura 139 si è pertanto ricavato lo spostamento radiale che si ha al fronte di scavo e a tergo dello scudo. Noti tali spostamenti e considerando la curva caratteristica del microtunnel, si è ottenuta la pressione fittizia che si ha al fronte e a tergo dello scudo. Queste pressione saranno utilizzate per creare il successivo modello bidimensionale utile a studiare il bacino delle subsidenze superficiali.



6.1 Modelli bidimensionali dell'opera

Figura 139 - Spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte di scavo

6.1.3 Bacino di subsidenze superficiali in condizioni di campo libero

Per valutare l'impatto che lo scavo del microtunnel ha in superficie e nel terreno circostante, è necessario stimare l'estensione dell'area superficiale soggetta a subsidenze e calcolare l'entità di queste ultime, in modo da conoscere l'area nella quale i cedimenti delle strutture eccederebbero i cedimenti e le rotazioni massime ammissibili. Ciò permette di fare una valutazione preliminare del grado di rischio a cui le strutture sarebbero sottoposte a seguito dello scavo del microtunnel e di intraprendere, di conseguenza, opportune scelte progettuali atte a ridurre al minino tale rischio.

Per ricavare il bacino di subsidenze superficiali legate allo scavo del microtunnel in condizione di campo libero, si è creato un modello bidimensionale simile a quello realizzato per determinare la massima convergenza del terreno. In questo modello bidimensionale però sono stati creati 14 stage in quanto è stato inserito uno stage (stage 8) nel quale la pressione interna è pari al 47% del campo tensionale geostatico iniziale e un secondo stage (stage 13) nel quale la pressione interna è pari al 4% del campo tensionale geostatico iniziale. A un valore della pressione radiale pari al 47% del campo tensionale geostatico iniziale corrisponde infatti uno spostamento radiale pari a quello che si ha al fronte di scavo (prima dell'installazione dello scudo), mentre quando la pressione interna è pari al 4% della pressione geostatica inziale si ha uno spostamento radiale pari a quello che si verifica prima che la condotta venga installata.

Per poter simulare lo scudo e la tubazione in cemento armato, sono stati creati due liner di supporto. Il microtunneler è stato modellato mediante i seguenti parametri:

- tipologia di liner: standard beam;
- comportamento elastico;
- spessore: 10 cm;
- modulo di Young: 210000 MPa;
- coefficiente di Poisson: 0,3;
- peso specific: 19 kN/m^3 .

Invece la tubazione è stata modellata con i seguenti dati di input:

- tipologia di liner: standard beam;
- comportamento elastico;
- spessore: 19 cm;
- modulo di Young: 37000 MPa;
- coefficiente di Poisson: 0,2;
- peso specifico: 25 kN/m³.

Non avendo modellato il sovrascavo e non potendo installare due liner diversi su uno stesso contorno di scavo in RS², è stato creato un liner composto, formato dai due liner "scudo" e "condotta", i quali vengono installati rispettivamente allo stage 9 (Figura 140) e allo stage 14. Allo stage 14 (Figura 141) vi è quindi la disattivazione del liner "scudo" e l'attivazione del liner "condotta".

A seguito dell'analisi, si ricava l'entità degli spostamenti orizzontali e verticali superficiali, i quali sono illustrati in Figura 142 e Figura 143.

Dalle Figura 142 si osserva la tipica distribuzione gaussiana degli spostamenti verticali. I punti di flesso risultano essere a 5 m di distanza dall'asse del microtunnel mentre lo spostamento verticale massimo (pari a 0,37 mm) è posto in corrispondenza dell'asse dello scavo. La posizione dei punti di flesso risulta discordante con quando ricavabile dalle formulazioni relative ai terreni sabbiosi-ghiaiosi mentre è prossima al valore ricavabile in presenza di terreni coesivi. Ciò è dovuto alla cementazione del terreno.

Invece, dalla Figura 143 si evidenzia che il massimo cedimento orizzontale (pari a 0,17 mm) si verifica in corrispondenza dei due punti di flesso del bacino dei cedimenti verticali (in accordo alle conclusioni di Mair R. e Taylor R., 1999) e che la componente orizzontale dei cedimenti è tale da determinare un vettore spostamento complessivo sempre diretto verso l'asse della galleria.

Noto lo spostamento verticale massimo, il diametro dello scavo e la posizione del punto di flesso, è possibile calcolare il volume perso, tramite la relazione [4.70], che risulta pari a:

$$V_{L} = \frac{S_{\nu,\max} \cdot 4i}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot D^{2}} = \frac{(0.37 \ mm) \cdot 4(5000 \ mm)}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot (2000 \ mm)^{2}} = 0,001\%$$

Tale risultato si rivela coerente con le conclusioni di Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016), i quali hanno riscontrato che l'intervallo di volume perso totale decresce al crescere del rapporto C/D (rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo) e che per rapporti $C/D \ge 2$ è anche possibile avere un volume perso pari a zero.

Infine si è ricavata la rotazione massima del terreno rispetto al piano orizzontale, la quale si verifica in corrispondenza dei due punti di flesso del bacino dei cedimenti verticali (in accordo alle conclusioni di Mair R. e Taylor R., 1999). Essa è pari alla derivata prima della distribuzione dei cedimenti trasversali al tunnel:

$$\omega \approx \tan \omega = s_{\nu}' = -\frac{S_{\nu,\max}}{i^2} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \rightarrow \left|\omega_{\max}\right| = \left|-\frac{S_{\nu,\max}}{i} e^{\left(-\frac{1}{2}\right)}\right| = \left|-\frac{0.37 \ mm}{5000 \ mm} e^{-0.5}\right| = 4.5 \cdot 10^{-5}$$

I valori di subsidenze e rotazione ottenute risultano del tutto trascurabili e innocue per le strutture civili presenti lungo via Pio VII, essendo minori dello spostamento massimo e della rotazione massima della prima categoria di rischio secondo Rankin W. (1988), pari rispettivamente a 10 mm e a $2 \cdot 10^{-3}$.





Figura 140 - Stage 9: inserimento dello scudo al fondo foro



Figura 141 - Stage 14: inserimento della condotta al fondo scavo



Figura 142 - Spostamento verticale in condizioni di campo libero



Figura 143 - Spostamento orizzontale in condizione di campo libero

6.1.4 Importanza del sovrascavo nella determinazione del bacino di subsidenze superficiali

Volendo comprendere il peso che ha la modellazione del sovrascavo e della miscela bentonitica sulla determinazione del bacino di subsidenze, si è creato un nuovo modello nel quale si è modellato l'anulus e il lubrificante. Questo modello è simile a quello realizzato in precedenza per determinare il bacino di subsidenze superficiali in condizioni di campo libero, con la differenza di aver creato un contorno di scavo dal diametro di 2,03 m, reale dimensione del cavo che verrà realizzato in fase di perforazione, e un contorno interno allo scavo dal diametro di 1,98 m (diametro esterno della condotta). Il diametro di scavo è pari al diametro della testa di perforazione (2,01 m) più 1 cm di sovrascavo attorno allo scudo.

La geometria, il numero di stage, la mesh, il campo tensionale, le condizioni al contorno, le proprietà delle unità UG1 e UG2 e la pressione radiale uniforme sono le stesse del modello precedente. In questo modello però sono stati utilizzati i due liner "scudo" e "condotta" senza la necessità di creare un liner composto data la modellazione del sovrascavo. Lo "scudo" è stato quindi installato sul bordo dello scavo allo stage 9 (Figura 144), mentre la "condotta" è stata installata sul bordo interno allo scavo allo stage 14 (Figura 145), contemporaneamente al riempimento del sovrascavo con una miscela bentonitica.

La miscela è stata modellata come un materiale con *initial element loading* posto come "*body force only*", comportamento elastico e criterio di *Mohr-Coulomb* come criterio di rottura. I parametri geotecnici considerati sono riassunti in Tabella 22:

	$\gamma_n [kN/m^3]$	E [MPa]	υ[-]	φ [°]	c [kPa]
Materiale di riempi-	10	5	0.30	35	0
mento		Ē			

Tabella 22 - Parametri geotecnici impiegati per modellare il materiale di riempimento del sovrascavo



Figura 144 - Stage 9: installazione dello scudo al bordo dello scavo



Figura 145 - Stage 14: disattivazione del liner scudo e attivazione del liner condotta contemporaneamente al riempimento del sovrascavo

Le proprietà dei supporti sono analoghe a quelle utilizzate nel modello precedente, con l'unica differenza di aver attivato nel liner "scudo" l'opzione "*sliding gap*" e imposto una deformazione alla chiusura dell'1%. L'opzione *sliding gap* permette di modellare i supporti in acciaio che presentano uno o più giunti scorrevoli, i quali consentono all'anello in acciaio di scorrere in direzione circonferenziale finché i giunti non si chiudono completamente. Solo dopo che ciò avviene, il carico assiale viene trasmesso al rivestimento. In RS², l'ampiezza dello spazio di scorrimento, presente nei giunti, è modellata come una deformazione equivalente circonferenziale del liner, quindi il giunto di scorrimento non viene modellato fisicamente nel modello, ma l'effetto dello scorrimento viene mediato sull'intera lunghezza del rivestimento.

Nel modello, tale opzione viene utilizzata per simulare il sovrascavo di 1 cm attorno allo scudo, infatti si impone che il carico assiale non venga trasmesso al microtunneler finché non si verifichino degli spostamenti radiali pari all'1% (percentuale corrispondente al sovrascavo).

A seguito dell'analisi, come ci si attendeva, si osserva che lo scudo non si carica di alcuna forza assiale in alcuno stage, visto che gli spostamenti radiali attorno allo scudo risultano inferiori al sovrascavo considerato mediante lo *sliding gap* (Figura 146).



Figura 146 - Forza assiale applicata sullo scudo allo stage 13

Dall'analisi numerica si ricava inoltre l'entità degli spostamenti verticali e orizzontali superficiali, i quali sono illustrati in Figura 147 e Figura 148. Da tali figure si evince che, nonostante sia stato modellato il sovrascavo e la miscela bentonitica, i valori delle subsidenze acquisite risultano del tutto trascurabili.

Per comprendere se i risultati ottenuti fossero significativamente correlati alla rigidezza del lubrificante, sono stati realizzati altri due modelli nei quali si è modificato il modulo di Young del materiale di riempimento, ponendolo pari a 25 MPa e 50 MPa. I risultati ottenuti differiscono da quelli illustrati in Figura 147 e Figura 148di pochi centesimi di millimetro, pertanto si deduce che la rigidezza della miscela bentonitica non influisca sui cedimenti superficiali.

Analizzando più nel dettaglio i risultati ottenuti, si sottolinea come lo spostamento verticale massimo risulta pari a 0,96 mm ed è situato al di sopra dell'asse del microtunnel, come ci si aspettava. Invece, i punti di flesso si trovano a 5 m di distanza rispetto all'asse dello scavo, come nel paragrafo precedente a cui si rimanda per le considerazioni critiche fatte. Per quanto concerne gli spostamenti orizzontali, si registrano gli spostamenti massimi (pari a 0,41 mm) in corrispondenza dei due punti di flesso della distribuzione gaussiana dei cedimenti verticali.

Noto lo spostamento verticale massimo, il diametro dello scavo e la posizione del punto di flesso, è possibile calcolare il volume perso, tramite la relazione [4.70], che risulta pari a:

$$V_{L} = \frac{S_{\nu,\max} \cdot 4i}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot D^{2}} = \frac{(0,96 \text{ mm}) \cdot 4(5000 \text{ mm})}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot (2030 \text{ mm})^{2}} = 0,004\%$$

Tale risultato si rivela coerente con le conclusioni di Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016), i quali hanno riscontrato che l'intervallo di volume perso totale decresce al crescere del rapporto C/D (rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo) e che per rapporti $C/D \ge 2$ è anche possibile avere un volume perso pari a zero.

Infine si è ricavata la rotazione massima del terreno rispetto al piano orizzontale, la quale si verifica in corrispondenza dei due punti di flesso del bacino dei cedimenti verticali (in accordo alle conclusioni di Mair R. e Taylor R., 1999). Essa è pari alla derivata prima della distribuzione dei cedimenti trasversali al tunnel:

$$\omega \approx \tan \omega = s_{\nu}' = -\frac{S_{\nu,\max}}{i^2} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \rightarrow \left|\omega_{\max}\right| = \left|-\frac{S_{\nu,\max}}{i} e^{\left(-\frac{1}{2}\right)}\right| = \left|-\frac{0.96 \ mm}{5000 \ mm} e^{-0.5}\right| = 1.2 \cdot 10^{-4}$$

Anche modellando il sovrascavo e la miscela bentonitica, i valori di subsidenze e l'inclinazione ottenute risultano del tutto trascurabili e innocue per le strutture civili presenti lungo via Pio VII, essendo minori dello spostamento massimo e della rotazione massima della prima categoria di rischio secondo Rankin W. (1988), pari rispettivamente a 10 mm e a $2 \cdot 10^{-3}$.

In conclusione *si ritiene ininfluente la modellazione del sovrascavo* in relazione al bacino di subsidenze superficiali e per tal ragione non verrà modellata nei modelli tridimensionali. Inoltre si evidenzia come l'eventuale modellazione dell'anulus, nei modelli tridimensionali, comporterebbe un drastico infittimento della mesh in prossimità dello scavo con un conseguenziale incremento significativo del tempo computazionale necessario per l'analisi numerica.



Figura 147 - Spostamento verticale in condizioni di campo libero e presenza di sovrascavo



Figura 148 - Spostamento orizzontale in condizioni di campo libero e presenza di sovrascavo

6.2 Modelli tridimensionali dell'opera

I modelli tridimensionali dell'applicazione in *microtunnelling* del caso di studio sono stati realizzati mediante il software *RS*³, commercializzato da *Rocscience Inc.*, con l'obbiettivo di ricavare:

- il profilo longitudinale delle subsidenze superficiali;
- la pressione minima di supporto al fronte;
- la zona di plasticizzazione al variare della pressione di supporto;
- l'estrusione del fronte di scavo;
- le sollecitazioni a cui saranno soggette le condotte in condizioni di esercizio.

I modelli sono stati realizzati aventi una geometria tale da evitare qualsiasi "effetto di bordo" sui risultati, pertanto si è creato un parallelepipedo largo 50 m, alto 26 m e profondo 46 m (Figura 149).



Figura 149 - Geometria dei modelli tridimensionali (UG1 in verde, UG2 in marrone)

Visti i risultati del paragrafo precedente, si è deciso di non modellare il sovrascavo ma di installare direttamente sul bordo dello scavo sia lo scudo che le condotte. Come già osservato, ciò comporta
una leggera sottostima delle subsidenze le quali però risultano comunque del tutto trascurabili e irrilevanti anche modellando l'anulus e la miscela bentonitica. Al tempo stesso, tale decisione risulta essere a favore di sicurezza per la determinazione dei carichi a cui saranno sottoposte le condotte, essendo queste ultime direttamente a contatto col terreno. Inoltre in questo modo si riducono considerevolmente le tempistiche computazionali già lunghe in assenza di anulus.

Lo scavo è stato modellato avente diametro di 2 metri e posto a una distanza di 19 metri dal bordo sinistro e 31 metri dal bordo destro del modello (Figura 150). Tale asimmetria scaturisce dalla volontà di voler evitare effetti di bordo sui risultati del bacino di subsidenze, i quali risultano notevolmente influenzati dal carico stradale che si è considerato nel modello e che risulta non allineato all'asse dello scavo. La copertura dello scavo si è posta pari a 9 m (valore medio lungo il tracciato).



Figura 150 - Vista frontale dei modelli tridimensionali

Le unità geologiche UG1 e UG2 sono state modellate mediante i parametri mostrati in Tabella 21 e assumendo un *comportamento elastico perfettamente plastico*, il criterio di *Mohr-Coulomb* come criterio di rottura e con *l'initial element loading* posto come "*field stress & body force*". I modelli sono stati costruiti a strati piani e paralleli con l'unità UG1 che si estende dal piano campagna fino a una profondità di 1,5 m, mentre la restante parte dei modelli presenta terreno di tipo

UG2. Lo stato tensionale considerato è di tipo gravitazionale considerando un coefficiente a riposo pari a 0,45 per l'intero modello (valore rappresentativo per l'unità UG2). La falda acquifera media risulta essere al di sotto del fondo dello scavo, per cui il contributo viene trascurato.

Tutti i modelli presentano 17 stage nei quali, ad eccezione dei primi due stage, si simula lo scavo del microtunnel e il contemporaneo avanzamento dello scudo e delle tubazioni. Il primo stage rappresenta la condizione geostatica inziale prima dell'inizio dei lavori di scavo, mentre nel secondo stage viene applicato il carico stradale (30 kPa) sull'impronta superficiale della strada (Figura 151), che risulta essere di 3 corsie per senso di marcia lungo Via Pio VII. Lo scavo è stato simulato mediante step di avanzamento di 2 m per un'estensione di 30 m complessivi, tale decisione è nata dalla volontà di mantenere 16 m di distanza tra il fronte di scavo dell'ultimo stage e la faccia posteriore del modello, in modo da evitare qualsiasi effetto di bordo (Figura 152).



Figura 151 - Stage 2: applicazione del carico stradale (30 KPa) sull'impronta della strada



Figura 152 - Lunghezza di scavo e distanza dal bordo posteriore dei modelli tridimensionali

In Figura 153 e in Figura 154 si mostrano a titolo d'esempio gli stage 5 e 10, nei quali si può osservare l'avvenuto scavo rispettivamente dei primi 6 e 16 m del microtunnel. Contemporaneamente allo scavo, si ha l'avanzamento dello scudo e delle tubazioni all'interno del cavo (Figura 155 e Figura 156). Questi sono stati modellati entrambi come supporti applicati sulla superficie interna dello scavo e aventi le stesse caratteristiche utilizzate nei modelli bidimensionali di seguito riportati:

- liner "scudo":
 - tipologia di liner: standard beam;
 - comportamento elastico;
 - spessore: 10 cm;
 - modulo di Young: 210000 MPa;
 - coefficiente di Poisson: 0,3;
 - peso specific: 19 kN/m³;
- ➢ liner "condotta":
 - tipologia di liner: standard beam;
 - comportamento elastico;
 - spessore: 19 cm;
 - modulo di Young: 37000 MPa;

- coefficiente di Poisson: 0,2;
- peso specifico: 25 kN/m³.

Oltre allo scavo e ai supporti, anche la pressione al fronte avanza ad ogni stage di 2 m in modo da essere sempre opportunatamente applicata contro il fronte di scavo (Figura 157 e Figura 158). Al fine di determinare per via numerica la pressione minima di supporto al fronte, sono stati creati più modelli caratterizzati dall'avere una pressione in testa di diversa intensità.



Figura 153 - Stage 5: scavo di ulteriori 2 m di microtunnel per un totale di 6 m



Figura 154 - Stage 10: scavo di ulteriori 2 m di microtunnel per un totale di 16 m



Figura 155 - Stage 5: avanzamento dello scudo (liner blu), lungo 4 m, e della condotta (liner grigio)



Figura 156 - Stage 10: avanzamento dello scudo (liner blu), lungo 4 m, e della condotta (liner grigio)



Figura 157 - Stage 5: applicazione della pressione di supporto al fronte di scavo



Figura 158 - Stage 10: applicazione della pressione di supporto al fronte di scavo

In tutti i modelli tridimensionali, come condizioni al contorno, sono stati fissati: gli spostamenti lungo x e y di tutte le facce laterali; gli spostamenti lungo tutte le direzioni della faccia inferiore mentre sono stati lasciati liberi gli spostamenti della faccia superiore coincidente col piano campagna (Figura 159).

La mesh è stata sempre posta come graduale con elementi tetraedrici a 10 nodi. Però, non ritenendo la mesh generata in automatico dal software ottimale ai fini degli obbiettivi prefissati, si è scelto di infittirla mediante due diversi raffinamenti con elementi lunghi 1 m (l'uso di elementi più corti comporta un incremento non accettabile dei tempi computazionali necessari per il calcolo numerico). Il primo raffinamento coinvolge l'intero volume occupato dall'unità geologica UG1, tale scelta scaturisce dalla volontà di voler conoscere con buona approssimazione il bacino di subsidenze superficiali. Mentre il secondo raffinamento coinvolge il volume del parallelepipedo creato attorno all'asse dello scavo, avente un'estensione areale pari a 5 volte il diametro del cavo in direzione trasversale ed esteso per tutta la profondità del modello. Quest'ultimo raffinamento ha lo scopo di migliorare la qualità della mesh attorno allo scavo (Figura 160 e Figura 161).



Figura 159 - Condizioni al contorno dei modelli tridimensionali



Figura 160 - Mesh dei modelli tridimensionali



Figura 161 - Particolare della mesh dei modelli tridimensionali

Utilizzando un computer con processore Intel Core i7-6700, CPU con velocità di base da 3.40 GHz e con 64 GB di RAM, sono state necessarie 23 ore per concludere la fase di calcolo. Finita tale fase, sono stati necessari altri 30 minuti affinché RS³ mostrasse i risultati del calcolo di seguito riportati.

6.2.1 Bacino di subsidenze superficiali

Dai risultati dell'analisi si evince che l'aliquota maggiore di subsidenze si registra a seguito dell'applicazione del carico stradale sul modello, mentre *lo scavo del microtunnel ha un peso trascurabile, in termini di subsidenze*, come si era già riscontrato nei modelli bidimensionali. In Figura 162 e Figura 163 si mostrano gli spostamenti verticali dell'intero modello tridimensionale mentre in Figura 164 se ne illustra la deformata amplificata.



6 - Modellazione del caso di studio

Figura 162 - Spostamenti verticali del modello tridimensionale allo stage 17 - ultima fase di scavo



Figura 163 - Spostamenti verticali del modello tridimensionale allo stage 17 - ultima fase di scavo (vista frontale)



Figura 164 - Deformata amplificata del modello tridimensionale

Al fine di ricavare gli spostamenti trasversali verticali e orizzontali nonché gli spostamenti verticali longitudinali, sono state create due query: una longitudinale posta sul piano campagna al di sopra dell'asse dello scavo e una trasversale posta anch'essa sul piano campagna e a 20 m dalla faccia anteriore del modello (Figura 165).





Figura 165 - Query create per studiare le subsidenze superficiali

Gli spostamenti verticali trasversali ricavati dall'analisi, sono riportati in Figura 166. Dallo studio della distribuzione gaussiana si evince che gli spostamenti maggiori si verifichino al di sotto dell'impronta stradale e che a seguito dell'applicazione del carico stradale (stage 2) si ha uno spostamento verticale trasversale massimo di 4,30 mm nel punto di coordinata x = 24,75 m. Tale punto risulta essere il punto centrale dell'impronta stradale. Il successivo *scavo del microtunnel risulta avere un peso trascurabile sugli spostamenti verticali trasversali* in quanto allo stage 17 (ultima fase di scavo) si ha un incremento dei cedimenti di soli 0,09 mm rispetto allo stage 2. Lo scavo ha inoltre il minimo effetto di spostare il punto di massimo cedimento verticale a x = 24,1 m.

I punti di flesso delle distribuzioni gaussiane risultano posti a circa 8,7 m di distanza dal punto di massimo spostamento verticale e proprio in tali posizioni, in accordo alle conclusioni di Mair R. e Tylor R. (1999), si registrano gli spostamenti orizzontali massimi. Il massimo cedimento trasversale orizzontale all'atto di applicazione del carico stradale è pari a 0,49 mm mentre risulta pari a 0,52 mm dopo l'intero scavo del microtunnel. Come ci si aspettava, la distribuzione degli spostamenti orizzontali trasversali (Figura 167) è tale da determinare un vettore spostamento complessivo sempre diretto verso il punto di massimo cedimento verticale.

Dal confronto tra i bacini di subsidenze ottenuti dal modello tridimensionale e quelli ricavati dai modelli bidimensionali, pur non essendo i modelli perfettamente analoghi per via del carico stradale, si può dedurre che *i modelli bidimensionali diano risultati più conservativi rispetto al modello tridimensionale*, in quanto i cedimenti dovuti allo scavo del microtunnel risultano maggiori nei modelli bidimensionali.

Noto lo spostamento verticale massimo, il diametro dello scavo e la posizione del punto di flesso, è possibile calcolare il volume perso, tramite la relazione [4.70], che risulta pari a:

$$V_{L} = \frac{S_{\nu,\max} \cdot 4i}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot D^{2}} = \frac{(0,09 \ mm) \cdot 4(8700 \ mm)}{\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot (2000 \ mm)^{2}} \approx 0\%$$

Tale risultato si rivela coerente con le conclusioni di Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016), i quali hanno riscontrato che l'intervallo di volume perso totale decresce al crescere del rapporto C/D (rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo) e che per rapporti $C/D \ge 2$ è anche possibile avere un volume perso pari a zero.

Inoltre si è ricavata la rotazione massima del terreno rispetto al piano orizzontale, la quale si verifica in corrispondenza dei due punti di flesso del bacino dei cedimenti verticali (in accordo alle conclusioni di Mair R. e Taylor R., 1999). Essa è pari alla derivata prima della distribuzione dei cedimenti trasversali al tunnel:

$$\omega \approx \tan \omega = s_{\nu}' = -\frac{S_{\nu,\max}}{i^2} x e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \rightarrow \left|\omega_{\max}\right| = \left|-\frac{S_{\nu,\max}}{i} e^{\left(-\frac{1}{2}\right)}\right| = \left|-\frac{0,09 \ mm}{8700 \ mm} e^{-0.5}\right| = 6,3 \cdot 10^{-6}$$

In conclusione, *i valori di subsidenze e l'inclinazione ottenute risultano del tutto trascurabili e innocue per le strutture civili presenti lungo via Pio VII*, essendo minori dello spostamento massimo e della rotazione massima della prima categoria di rischio secondo Rankin W. (1988), pari rispettivamente a 10 mm e a $2 \cdot 10^{-3}$. Nella realtà, valori così ridotti di subsidenze sono da imputare a una seria di fattori tra i quali: angolo di attrito e modulo elastico del materiale abbastanza elevati, presenza di coesione, effetto arco del terreno, rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo elevato, pressione al fronte maggiore di quella necessaria per mantenerlo stabile.

Infine relativamente ai cedimenti verticali longitudinali (Figura 168) al di sopra dell'asse dello scavo, si registra uno spostamento massimo pari a 3,96 mm allo stage 2 e pari a 4,01 mm allo stage 17. Coerentemente con le conclusioni di Attewell P.B., Yeates J. e Selby A.R. (1986), in

senso longitudinale all'asse dello scavo, la subsidenza è schematizzabile, con buona approssimazione, con la curva integrale della funzione definita per l'andamento trasversale dei cedimenti. Tale curva è caratterizzata da un valore di cedimento in corrispondenza del fronte di scavo pari al 50% del cedimento finale massimo dovuto alla perforazione. Infatti in riferimento all'ultimo stage di scavo, lo spostamento in prossimità del fronte di scavo risulta pari a quello dovuto all'applicazione del carico stradale più circa la metà del cedimento dovuto allo scavo (spostamento al fronte pari a 3,98 mm).



Figura 166 - Spostamento trasversale verticale



Figura 167 - Spostamento trasversale orizzontale



Figura 168 - Spostamenti verticali longitudinali

6.2.2 Pressione di supporto ed estrusione al fronte

Il fronte di scavo risulta la zona più soggetta a fenomeni di instabilità, pertanto è di primaria importanza, soprattutto visto che l'applicazione in *microtunnelling* verrà fatto in un'area urbana, evitare qualsiasi instabilità del fronte di perforazione in quanto, in tale contesto, un crollo o un collasso del microtunnel comporterebbe danni notevoli alle strutture preesistenti.

La pressione minima di supporto al fronte ricavata mediante la relazione [4.45], proposta da Atkinson J. H. e Potts D. M. (1977), risulta pari a:

$$\sigma_{T\min} = \frac{\gamma K_p D}{K_p^2 - 1} = \frac{\left(21 \ \frac{kN}{m^3}\right) \cdot 3,69 \cdot \left(2 \ m\right)}{3,69^2 - 1} = 12,3 \ kPa$$

Ad un analogo risultato si giunge considerando la relazione [4.7] suggerita dalla FSTT (2010):

$$\sigma_T = \gamma DT_{\gamma} = \left(21 \ \frac{kN}{m^3}\right) \cdot \left(2 \ m\right) \cdot 0, 3 = 12, 6 \ kPa$$

Questi valori così ridotti di pressione di supporto evidenziano la tendenziale stabilità del fronte e ciò si osserva anche nei diversi modelli tridimensionali, nei quali si è fatto variare la pressione in testa al fine di individuare la geometria delle zone di plasticizzazione. In particolare sono stati realizzati tre modelli tridimensionali aventi rispettivamente una pressione al fronte pari a 0 kPa, 25 kPa e 50 kPa. Le aree di plasticizzazione dei tre casi sono mostrati in Figura 169, Figura 170 e Figura 171. Si osserva come la zona di plasticizzazione risulti di forma semisferica e di raggio pari a circa 1 m nel caso più critico di assenza di pressione di supporto. All'aumentare di quest'ultima vi è una riduzione della zona di plasticizzazione fino alla sua totale scomparsa in presenza di una pressione in testa di 50 kPa. Ciò permette di affermare che *basterà la pressione in testa necessaria per l'avanzamento della perforazione, che sarà sicuramente maggiore di 50 kPa, per mantenere stabile il fronte.*

Per quanto concerne l'estrusione al fronte di scavo, ci si è posti nella condizione più critica (assenza di pressione di supporto) per indagare l'entità di tali spostamenti. Nonostante tale condizione sfavorevole, *l'estrusione risulta essere di piccola entità* con un valore massimo pari a 1,6 mm come evidenziato in Figura 172 e Figura 173.

6.2 Modelli tridimensionali dell'opera



Figura 169 - Area plasticizzata al fronte di scavo in assenza di pressione di supporto



Figura 170 - Area plasticizzata al fronte di scavo in presenza di una pressione di supporto di 25 kPa



Figura 171 - Area plasticizzata al fronte di scavo in presenza di una pressione di supporto di 50 kPa



Figura 172 - Spostamenti nella direzione dell'asse di scavo



Figura 173 - Estrusione al fronte in assenza di pressione di supporto

6.2.3 Sollecitazioni sulla condotta e verifica del rivestimento

Risultanti rilevanti, scaturenti dell'analisi numerica, sono le sollecitazioni che insistono sulle condotte in cemento armato. Si rimarca che la non modellazione del sovrascavo nel modello tridimensionale si configura come lo scenario più sfavorevole per le tubazioni, in quanto il carico litostatico e il sovraccarico stradale insistono direttamente sul rivestimento.

Lo sforzo normale, il taglio e il momento flettente, agenti sulla tubazione, sono riportati in Figura 175, Figura 176 e Figura 177, dove la distanza coincide con il perimetro della condotta

(pari a 6,28 m) e si considera come primo e ultimo punto il piedritto sinistro (punto 1 di Figura 174). Dalla Figura 175 si osserva come su tutta la condotta agisca uno sforzo normale di compressione, il quale risulta massimo sui piedritti (68 kN) e minimo in calotta (32 kN). Per quanto concerne il taglio, esso risulta di minima entità e avente valore maggiore in modulo (pari a 8,6 kN) nei punti posti a 45° verso il basso rispetto ai piedritti. Infine dalla Figura 177 si osserva, data la deformata della condotta Figura 178, che il momento flettente risulta positivo in volta e sull'arco rovescio (valore massimo pari a 4,3 kNm), e negativo sui due piedritti (valore massimo pari a 4,1 kNm). La ridotta entità delle sollecitazioni sulla condotta è da imputare: alla ristretta altezza di copertura dello scavo, all'effetto arco del terreno, alla tendenziale stabilità dello scavo e alla ridotta convergenza del terreno.



Figura 174 -Ordine col quale sono mostrati i risultati delle sollecitazioni sulle condotte





Figura 175 - Sforzo normale agente sulla condotta



Figura 176 - Taglio agente sulla condotta





Figura 177 - Momento flettente agente sulla condotta



Figura 178 - Deformata amplificata della condotta

Dai valori delle sollecitazioni si deduce che esse non risultino critiche per la condotta in cemento armato, in quanto largamente inferiori alla resistenza del calcestruzzo delle tubazioni. A prova di ciò è stata effettuata una verifica del rivestimento, in riferimento a quanto prescritto dall'Eurocodice 2 1992-1 (Figura 179). Tale verifica è stata fatta tramite RS³ previo modifica del liner "condotta" dalla tipologia "standard beam" a quella "reinforced concrete", inserendo tutti i nuovi dati di input richiesti dalla nuova tipologia di liner. A tal riguardo, si esplicita come l'armatura impiegata è costituita da tondini in acciaio B450C dal diametro di 8 mm. Dalla verifica si è avuto prova della non criticità delle sollecitazioni in quanto largamente inferiori alla resistenza del calcestruzzo delle condotte. Ne deriva che, come risulta per tutti i progetti di *microtunnelling*, l'azione dimensionante le tubazioni è data dalla forza di spinta necessaria per la realizzazione dello scavo.



Figura 179 - Diagramma di interazione in riferimento a quanto prescritto dall'Eurocodice 2 1992-1

6.3 Spinta necessaria per la realizzazione del microtunnel

La spinta necessaria per la realizzazione del microtunnel F_s è pari alla somma di tre forze: la risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} (che si generano lungo la superficie laterale dello scudo e del treno di tubazioni), la resistenza F_p che il terreno complessivamente esercita sul fronte di perforazione e la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei

lavori F_{sup} . L'entità della spinta totale è fondamentale per la progettazione di un'applicazione con *microtunnelling*, in quanto essa influisce direttamente su una serie di fattori, tra i quali i più importanti sono:

- l'ubicazione di eventuali pozzi intermedi di spinta necessari per realizzare l'intera opera;
- l'uso di intermediate jacking stations;
- la tipologia e la potenza del gruppo idraulico da utilizzare nel pozzo di partenza;
- il dimensionamento del muro di controspinta e del rivestimento dei pozzi di spinta;
- la progettazione della sezione dei tubi da installare;
- la natura e la quantità di lubrificante da iniettare lungo il treno di conci e al fronte.

Il calcolo della spinta totale è stato eseguito secondo quanto suggerito dalla FSTT (2010), a tale riguardo si ricorda che la lunghezza complessiva del tracciato in *microtunnelling* è pari a 2360 m.

Per quanto concerne la risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} , essendo lo scavo stabile e la convergenza massima minore del sovrascavo (paragrafo 6.1.1), si è proceduto al calcolo mediante la relazione [4.36] moltiplicata per 1,5 per ovviare alla sottostima del modello. Quest'ultima relazione sancisce che la risultante delle forze d'attrito dinamico dipende solo dal peso proprio della condotta e dal coefficiente d'attrito μ . Nel calcolo si è considerato un coefficiente d'attrito pari a 0,1, essendo nella condizione di iniezioni continue di miscela bentonitica e volume iniettato maggiore del volume dello spazio anulare.

$$F_{fr} = 1,5 \cdot \mu WL = 1,5 \cdot 0,1 \cdot \left(26,7 \frac{kN}{m}\right) \cdot \left(2360 m\right) = 9452 \ kN$$

Inoltre durante le fasi di spinta di un'applicazione in *microtunnelling*, lo scudo esercita una certa pressione sul fronte di scavo. L'intensità di tale pressione influisce sulla stabilità del fronte stesso, infatti tale pressione deve essere più alta della pressione attiva esercitata dal terreno e più bassa di quella passiva. In caso contrario se la pressione al fronte risulta minore della pressione attiva, il terreno può collassare contro lo scudo creando possibili fenomeni di subsidenza in superficie. Viceversa, se la pressione al fronte risulta maggiore della pressione passiva, lo scudo penetrerebbe in maniera brusca nel terreno e causerebbe sollevamenti del terreno in superficie.

La FSTT (2010) suggerisce di calcolare la spinta F_p tramite il parametro f_p , resistenza apparente al fronte di scavo (che include l'effetto delle tensioni sugli utensili di scavo e della pressione del fluido di perforazione) mediante l'equazione [4.38]:

$$F_p = f_p \pi \frac{D^2}{4} = 1700 \ \frac{kN}{m^2} \cdot \pi \cdot \frac{(2 \ m)^2}{4} = 5341 \ kN$$

Nel calcolo si è utilizzato il valore di f_p suggerito dalla FSTT (2010) in presenza di terreno sabbioso-ghiaioso.

Infine, è stata calcolata l'eventuale risultante delle forze di attrito addizionali, associata all'interruzione dei lavori (relazione [4.43]), considerando, a favore di sicurezza, un fermo macchine pari a un fine settimana ($f_{sup} = 2,4$ kPa, secondo quanto registrato da Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R., 2002). Secondo gli autori, le forze d'attrito addizionali, che si registrano ad ogni ripartenza, sono correlati a due aspetti:

- il fenomeno del creep, che porta a un irrigidimento del terreno a contatto con la condotta;
- il dissiparsi delle sovrappressioni interstiziali indotte nella miscela bentonitica, col conseguente incremento delle tensioni efficaci agenti sulla tubazione.

L'entità di tali forze risulta linearmente correlata alla lunghezza dello scavo già realizzato e al logaritmo della durata dell'interruzione dei lavori espressi in ore. Solo l'impiego di un'adeguata quantità di lubrificante può controbilanciare gli effetti negativi dell'interruzione dei lavori.

$$F_{sup} = \pi DL f_{sup} = \pi \cdot (2 \ m) \cdot (2360 \ m) \cdot \left(2,4 \ \frac{kN}{m^2}\right) = 35588 \ kN$$

In conclusione, la massima spinta necessaria per la realizzazione del microtunnel risulta pari a:

$$F_s = F_{fr} + F_p + F_{sup} = 9452 \ kN + 5341 \ kN + 35580 \ kN = 50373 \ kN$$

Essendo la spinta calcolata troppo onerosa affinché venga generata dal solo gruppo di spinta idraulico presente nel pozzo di partenza, *si è optato per la realizzazione di altri due pozzi intermedi di spinta*, in maniera tale da suddividere il tracciato in tratte di circa 800 m ciascuna. Inoltre per ridurre ulteriormente le spinte necessarie da parte del gruppo di pistoni idraulici ed agevolare il controllo complessivo dello scavo, *si è scelto di inserire, ogni 100 m, una stazione di spinta intermedia*. In riferimento a quest'ultimo scenario, la risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} risulta pari a:

$$F_{fr} = 1,5 \cdot \mu WL = 1,5 \cdot 0,1 \cdot \left(26,7 \ \frac{kN}{m}\right) \cdot (100 \ m) = 401 \ kN$$

mentre la resistenza F_p , che il terreno complessivamente esercita sul fronte di perforazione, non cambia. La risultante delle forze di attrito addizionali F_{sup} , invece, risulta pari a:

$$F_{sup} = \pi DL f_{sup} = \pi \cdot (2 \ m) \cdot (100 \ m) \cdot \left(2,4 \ \frac{kN}{m^2}\right) = 1508 \ kN$$

Pertanto, in conclusione, la spinta massima necessaria per l'applicazione in *microtunnelling* risulta pari a:

$$F_s = F_{fr} + F_p + F_{sup} = 401 \ kN + 5341 \ kN + 1508 \ kN = 7250 \ kN$$

Data una forza di compressione, l'Eurocodice 2 invita a studiare le eventuali azioni di trazione che possono generarsi nel manufatto soggetto a tale sollecitazione. In particolare l'Eurocodice 2 si riferisce ad unioni permanenti dove da un elemento all'altro vengono trasmesse azioni di compressione. Come si evince dallo schema contenuto nell'EC2 (Figura 180), le tensioni trasversali possono manifestarsi in due forme a seconda che l'appoggio sia di tipo concentrato oppure ripartito sulla superficie disponibile e che sia interposto fra gli elementi un elemento poco rigido che estendi la zona di trasmissione della compressione.

Nel caso delle tubazioni posate mediante la tecnica del *microtunnelling*, la compressione si verifica solo nella fase di posa, ne consegue che la valutazione degli sforzi ed il calcolo dell'armatura necessaria si applica analizzando unicamente la fase di spinta delle tubazioni. Poiché nella posa con la tecnologia del *microtunnelling* viene sempre interposto tra due tubazioni contigue un anello ripartitore delle spinte in legno, si ha che le tensioni che nascono in corrispondenza dei giunti ricadono nel caso b) di Figura 180 e pertanto l'azione di compressione non genera sforzi di trazione sul rivestimento.

La spinta ottenuta comporta una tensione di compressione, uniformemente distribuita sulla corona circolare della tubazione, pari a 6,8 MPa che è pertanto notevolmente inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo. *Dunque risultano verificate le tubazioni scelte per il progetto*.



Figura 180 - Eurocodice 2 – parte 1.1: forze di trazione trasversali in unioni che trasmettono forze di compressione

Conclusioni

Il *microtunnelling* è una delle principali tecnologie trenchless per l'installazione di condotte nel sottosuolo, tramite questa tecnologia è infatti possibile interrare sottoservizi senza dover scavare trincee lungo il percorso di installazione, limitando fortemente tutti gli effetti negativi associati a uno scavo a cielo aperto. Il caso di studio analizzato si configura nell'interramento di una nuova condotta fognaria dal diametro di 1,6 m e lunga 2360 m, facente parte del progetto più ampio denominato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino" previsto dall'Autorità d'Ambito del Torinese (ATO3) nel programma degli investimenti per gli anni 2016-2019.

Dell'opera in progetto sono stati studiati gli aspetti progettuali principali e realizzati degli opportuni modelli bi-tridimensionali dello scavo. Per studiare la *stabilità dello scavo* e la *convergenza massima del terreno*, si è proceduto al calcolo analitico della pressione di supporto e della convergenza ed è stato realizzato un modello bidimensionale per ricavare, anche da un'analisi numerica, la massima convergenza dello scavo. Essendo il terreno granulare, σ_T è risultato positivo (pari a *12,6 kPa*) e pertanto lo scavo risulterebbe instabile se non fosse per la pressione di confinamento interna esercitata dalla miscela bentonitica. Infatti, il lubrificante verrà iniettato in maniera continua all'interno dell'anulus e si garantirà un'uniforme distribuzione sulla superficie esterna delle condotte, grazie al costante controllo della pressione di iniezione che sarà al massimo pari a 2 bar. Verrà utilizzato un volume significativo di miscela pari all'incirca a 3÷5 volte il volume del sovrascavo in modo da *stabilizzare il cavo*.

Lo spostamento radiale massimo è risultato pari a 4,1 mm. Essendo il sovrascavo dello scudo pari a 1 cm e quello attorno alle tubazioni di 2,5 cm, si è dedotto che gli spostamenti del terreno non comportino il contatto tra terreno e scudo/tubazioni. Il valore di spostamento radiale ricavato dalla analisi numeriche si rivela in linea con i valori di convergenza ottenuti dalle relazioni proposte dalla FSTT (2010). Dal modello bidimensionale, si è inoltre ricavata la curva caratteristica

del microtunnel. Tali risultati sono dovuti a una serie di fattori tra cui: angolo di attrito e modulo elastico del materiale abbastanza elevati, presenza di coesione e uso di un'ottimale volume e pressione di iniezione della miscela bentonitica.

Per studiare l'*andamento dello spostamento radiale del cavo in funzione della distanza dal fronte*, è stato realizzato un modello bidimensionale assialsimmetrico nel quale si è simulato la fine dello scavo del microtunnel. L'andamento ricavato dall'analisi numerica risulta di forma analoga a quella ricavata da Panet M. e Goenot A. (1982). Dal modello si è inoltre ricavato lo spostamento radiale che si ha al fronte di scavo e a tergo dello scudo e, considerando la curva caratteristica del microtunnel, si è dedotta la pressione fittizia che si ha al fronte e a tergo dello scudo. Queste pressioni sono state utilizzate per creare il successivo modello bidimensionale utile a studiare il *bacino delle subsidenze superficiali*.

Da tale modello bidimensionale si è ottenuto il bacino di subsidenze trasversali che risulta avere la tipica distribuzione gaussiana per quanto concerne gli spostamenti verticali. Lo *spostamento verticale massimo* risulta pari a 0,37 mm mentre quello *orizzontale massimo* pari a 0,17 mm. Il *volume perso* è risultato pari a: 0,001% e si rivela coerente con le conclusioni di Vu M. N., Broere W. e Bosch J. (2016), i quali hanno riscontrato che l'intervallo di volume perso totale decresce al crescere del rapporto C/D (rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo) e che per rapporti $C/D \ge 2$ è anche possibile avere un volume perso pari a zero. Inoltre si è ricavata la *rotazione massima* del terreno rispetto al piano orizzontale che è risultata pari a 4,5·10⁻⁵.

Volendo comprendere il *peso che ha la modellazione del sovrascavo e della miscela bentonitica sulla determinazione del bacino di subsidenze*, si è creato un nuovo modello nel quale si è modellato l'anulus e il lubrificante. Dai risultati ottenuti, si è evidenziato che *anche modellando il sovrascavo e la miscela bentonitica, i valori di subsidenze e l'inclinazione ottenute risultano del tutto trascurabili e innocue per le strutture civili presenti lungo via Pio VII*, essendo minori dello spostamento massimo e della rotazione massima della prima categoria di rischio secondo Rankin W. (1988). Per tale ragione *si ritiene ininfluente la modellazione del sovrascavo* che pertanto non è stato modellato nei modelli tridimensionali nei quali avrebbe comportato un drastico infittimento della mesh in prossimità dello scavo, con un conseguenziale incremento significativo del tempo computazionale necessario per l'analisi numerica.

Dai risultati dell'analisi numerica tridimensionale si è evidenziato che l'aliquota maggiore di subsidenze si registra a seguito dell'applicazione del carico stradale sul modello, mentre lo scavo del microtunnel ha un peso trascurabile, in termini di subsidenze, come si era già riscontrato nei modelli bidimensionali. Dal confronto tra i bacini di subsidenze ottenuti dal modello tridimensionale e quelli ricavati dai modelli bidimensionali si è dedotto che i modelli bidimensionali diano *risultati più conservativi*. Nella realtà, valori così ridotti di subsidenze sono da imputare a una seria di fattori tra i quali: angolo di attrito e modulo elastico del materiale abbastanza elevati, presenza di coesione, uso di un'ottimale volume e pressione di iniezione della miscela bentonitica, rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo elevato, pressione al fronte maggiore di quella necessaria per mantenerlo stabile.

La *pressione minima di supporto al fronte* ricavata mediante la relazione proposta da Atkinson J. H. e Potts D. M. (1977) è risultata pari a *12,3 kPa*. Questo valore così ridotto evidenzia la tendenziale stabilità del fronte e ciò si osserva anche nei diversi modelli tridimensionali, nei quali si è fatto variare la pressione in testa al fine di individuare la *geometria delle zone di plasticizzazione*. Si è osservato che la zona di plasticizzazione risulta di forma semisferica e di raggio pari a circa 1 m nel caso più critico di assenza di pressione di supporto. All'aumentare di quest'ultima vi è una riduzione della zona di plasticizzazione fino alla sua totale scomparsa in presenza di una pressione in testa di 50 kPa. Ciò ha permesso di affermare che *basterà la pressione in testa necessaria per l'avanzamento della perforazione per mantenere stabile il fronte*.

Le *sollecitazioni che insistono sulle condotte* in cemento armato sono risultate di ridotta entità a causa della piccola altezza di copertura dello scavo, dell'effetto arco del terreno, della tendenziale stabilità dello scavo e della ridotta convergenza del terreno. *Dai valori delle sollecitazioni si deduce che esse non risultino critiche per la condotta in cemento armato*, in quanto largamente inferiori alla resistenza del calcestruzzo delle tubazioni. A ulteriore prova di ciò è stata effettuata una verifica del rivestimento, in riferimento a quanto prescritto dall'Eurocodice 2.

Infine si è *calcolata la spinta necessaria all'interramento della condotta* che è risultata pari a 50373 kN considerando l'intero tracciato di progetto. Essendo tale spinta troppo onerosa affinché venga generata dal solo gruppo di pistoni idraulici presente nel pozzo di partenza, *si è optato per la realizzazione di altri due pozzi intermedi di spinta* (in maniera tale da suddividere il tracciato in tratte di circa 800 m ciascuna) e di *inserire ogni 100 una stazione di spinta intermedia*. In riferimento a quest'ultimo scenario, la risultante delle forze d'attrito dinamico F_{fr} risulta pari a 401 kN, la resistenza F_p non cambia (5341 kN), mentre la risultante delle forze di attrito addizionali F_{sup} risulta pari a 1508 kN. Pertanto, in conclusione, la spinta massima necessaria per l'applicazione in *microtunnelling* risulta pari a 7250 kN. Tale spinta comporta una tensione di compressione, uniformemente distribuita sulla corona circolare della tubazione, pari a 6,8 MPa che è pertanto notevolmente inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo; dunque risultano verificate le tubazioni scelte per il progetto.

Si può attestare che il sottosuolo torinese si presta in maniera ottimale all'utilizzo della tecnologia del *microtunnelling*, date le sue proprietà geotecniche. Infatti, per scavi di dimensioni e a profondità analoghe a quelle del caso di studio, il terreno risulta tendenzialmente stabile. Anche

Conclusioni

la convergenza massima risulta non critica così come il bacino di subsidenze superficiali, la pressione minima di supporto al fronte e le sollecitazioni agenti sulle condotte. Tutto ciò è da imputare a una seria di fattori tra i quali: l'angolo di attrito e il modulo elastico del materiale abbastanza elevati, la presenza di coesione, l'effetto arco del terreno, l'uso di un ottimale volume e pressione di iniezione della miscela bentonitica, il rapporto tra altezza del terreno di copertura e diametro dello scavo elevato, la pressione al fronte maggiore di quella necessaria per mantenerlo stabile.

In conclusione, visti i numerosi vantaggi e potenzialità del *microtunnelling*, si può affermare che la sua scarsa diffusione in alcuni paesi, tra i quali l'Italia, è legata principalmente alla diffidenza e alla poca conoscenza di questa tecnica costruttiva. Pertanto si auspica che la tecnologia del *microtunnelling* sia, in futuro, sempre più impiegata anche nel nostro paese, nella speranza che venga meno la diffidenza dei tecnici specialisti e delle imprese, e che vi sia un'azione forte e concreta da parte degli amministratori di vario livello, attraverso l'emanazione di opportuni strumenti normativi che incoraggino all'utilizzo di tale tecnologia.

Bibliografia

- AFTES, Texte de réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains, *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, Paris, 1982
- AFTES, Texte de réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains, *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, Paris, 1976
- Ahmed M., Iskander M., "Analysis of tunneling-induced ground movements using transparent soil models", in J. Geotech. Geoenviron. Eng. 137 (5), pp. 525–535, 2010
- Albini A., Chirulli R., "Le peculiarità del microtunnelling", in Le Strade, n. 3, pp. 162-166, 2015
- Anagnostou, G., Kovari, K., "Face stability in slurry and EPB shield tunnelling", in Proc. Int. Symposium on geotechnical aspects underground construction in soft ground, London, pp. 453-458, 1996
- ASSOBETON, Tubazioni in calcestruzzo Manuale di progettazione e utilizzo, 2 ed., Soncini (RE), 2004
- Associazione società di geofisica, Linee guida per indagini geofisiche, San Giovanni Valdarno (AR), www.associazionegeofisica.org
- Atkinson J. H., Potts D. M., "Subsidence above shallow tunnels in soft ground", in Proc. ASCE Geotechnical Eng. Div., v. 103, GT 4, pp. 307-325, 1977
- Attewell P., Farmer I., "Ground disturbance caused by shield tunnelling in a stiff, overconsolidated clay", in Eng. Geol. 8 (4), pp. 361–381, 1974
- Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R., "Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures", Methuen, Inc., New York, 1986
- Barla M., "Microtunnelling: una banca dati per il progettista", in Strade & Autostrade, n. 6, pp.2-5, 2007

- Barla M., Barla G., *"Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling"*, in Geomechanics and Tunnelling, v. 5 (3), pp.214-232, 2012
- Boscardin M.D., Cording E.J., "Building response to excavation-induced settlement", in J. Geotech. Eng. 115 (1), pp. 1–21, 1989
- Boscaro A., *Scavo di grandi gallerie in area urbana con l'ausilio del microtunnelling*, Tesi di laurea, Politecnico di Torino, 2007
- Broms B. B., Bennermark H., "Stability of clay at vertical openings", in ASCE, Journal of soil mechanics and foundation engineering, 1967
- Chambon J. F., Corté, "Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face", in Journal of geotechnical engineering, ASCE, v. 120, n. 7, pp. 1150-1163, 1994
- Chapman D. N., Ichioka Y., "Prediction of jacking forces for microtunnelling operations", in Trenchless Technology Research, v. 14, n. 1, pp. 31-41, 1999
- Chiarelli M., "Tecniche avanzate di scavo in sotterraneo mediante TBM, Micrtotunnelling e Horizontal Directional Drilling", in Ingenio, n. 17, 2013
- Chirulli R., Manuale di ingegneria No-Dig, 1 ed., independently published, 2016
- Coller P., Staheli K., Bennett D., Post R., "A review of jacking forces by both theoretical and empirical methods as compared with 20 years of practical experience", in Proceeding of International NO-DIG.96, New Orleans, pp. 126-150, 1996
- Cording E.J., Hansmire W., "Displacements around soft ground tunnels", 5th Pan American Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 4, pp. 571–633, Buenos Aires, 1975
- Costantino L., *Analisi della tecnologia del microtunnelling per posa di condotte in area urbana*, Tesi di laurea, Politecnico di Torino, 2002
- Di Muro A., "Applicazione della tecnologia No-Dig per gli interventi sulle tubazioni"
- Eulilli V., *"Metodologie di indagine geofisica"*, ISPRA-Dipartimento Difesa del Suolo Servizio Geofisica, www.isprambiente.gov.it
- FSTT (French Society for Trenchless Technology), Microtunneling and Horizontal Drilling: French National Project "Microtunnels" Recommendations, Londra, ISTE, 2010
- Geddes J. D., "Large ground movements and strucures", London, Pentech press., 1978
- HOBAS Engineering GmbH, *Tubi per microtunneling*, Tipografia Giannino Faggionato S.r.l., 2010
- I.CO.P. SPA, DIRECT PIPE: "The method Project Sala Bolognese"
- Japan Microtunnelling Association, "Microtunneling (pipe jacking method) compendium"
- JSTT working group no 3, *Microtunneling jacking force*, Japan Society of Trenchless Tunneling Techniques, Japan, 1994
Bibliografia

- Kimura T., Mair R. J., "Centrifugal testing of model tunnels in soft clay", in Proc. 10th International conference soil mechanics and foundation engineering, Stockolm, v. 1, pp. 319-322, 1981
- Lancellotta R., Calavera J., Fondazioni, Milano, McGraw-Hill Libri Italia srl, 1999
- Lauritzsen R., Sande O., Slotten A., *"Europipe landfall tunnel"*, in Proc. of International NO-DIG.94, article G2, Copenhagen, 1994
- Lazzarini U., "SNAM: attraversamenti da record con microtunnelling", in Quarry & Construction, pp. 88-124, 2000
- Leca E., Dormieux L., "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material", in Geotechnique, v. 40, n. 4, pp. 581-605, 1990
- Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J. P., "Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada", in Canadian Geotechnical Journal, v. 20, pp. 681-705, 1983
- Maidl B., Thewes M., Maidl U., Sturge D. S., *Handbook of Tunnel Engineering I: Structures and Methods*, 1 ed., Wilhelm Ernst & Sohn Verlag fur Architektur und Technische, 2013
- Mair R. J., "Centrifugal modelling of tunnelling construction in soft clay", PhD Thesis, University of Cambridge, 1979
- Mair R., Taylor R., "Theme lecture: bored tunnelling in the urban environment", in Proceedings of XIV ICSMFE [131], pp. 2353–2385, 1999
- Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A., "Subsurface settlement profiles above tunnels in clays", in Geotechnique 43 (2), pp. 315–320, 1993
- Milligan G., Norris P., "Pipe Jacking Research Results and Recommendations", Pipe Jacking Association, London, 1995
- Möhring K., "Realizzazione ecologica ed economica di condotte per fognatura tramite costruzione di microgallerie senza scavo con la tecnica del microtunnelling: guida alla pianificazione", in Gres Tecnica
- Mordente A., Teoria e tipologia dei pozzi di fondazione, studio e utilizzo del software RS3-Rocscience per l'analisi 3D di strutture in campo geotecnico, Relazione di fine tirocinio, Università degli studi Roma Tre, 2015
- Napoleoni Q., "Nuovi campi di applicazione delle tecnologie di Microtunnelling e Directional Drilling", in Nuovi campi d'applicazione delle tecnologie microtunneling e directional drilling: aspetti progettuali, normativi e tecnologici, Torino, 2012
- O'Reilly M., New B., "Settlements Above Tunnels in the United Kingdom-Their Magnitude and Prediction", in Tech. Rep., 1982
- Panet M., Goenot A., "Analyses of convergence behind the face of a tunnel", in Proc. Tunneling, vol. 92, pp. 197–204, 1982

- Papantonopoulos C. I., Atmatzidis D. K., "A failure criterion for natural and artificial soft rocks", in Geotechnical Engineering of hard soils-soft rocks, 1993
- Peck R. B., "Deep excavations and tunnelling in soft ground", in Proc. 7th International conference soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the art volume, pp. 225-290, 1969
- Pellet-Beaucour A. L., Kastner R., "Experimental and analytical study of friction forces during microtunneling operations", in Tunnelling and Underground Space Technology, v. 17, pp. 83-97, 2002
- Piana F., Fioraso G., Irace A., Mosca P., Falletti P., D'Atri A., Tallone S., Varrone D., "The data base of the 1:250.000 scale geological map of Piemonte (Italy)", in Rendiconti Online Societa Geologica Italiana, 2012
- Pipe Jacking Association, *An introduction to pipe jacking and microtunnelling*, Pipe Jacking Association, 2017
- Rankin W., "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects", in Geol. Soc., Lond., Eng. Geol. Spec. Publ. 5 (1), pp. 79–92, 1988
- RS² (Rock and Soil 2-dimensional analysis program), versione 9.029, Rocscience Inc.
- RS³ (Rock and Soil 3-dimensional analysis program), versione 2.021, Rocscience Inc.
- S.In.Gea.A. S.r.l. Cocietà Indagini Geognostiche Ed Ambientali, *Relazione tecnico-illustrativa Realizzazione nuovo recapito al fiume Serio per scarico acque bianche mediante tuba- zione in microtunneling Esecuzione campagna di indagini geognostiche*, Albino (BG),
 2015, www.albino.it
- Saipem S.p.A., *Progetto costruttivo del microtunnel per l'approdo in Italia*, Trans Adriatic Pipeline Project, 2017, www.va.minambiente.it
- SMAT (Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.), Progetto preliminare avanzato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino": relazione geologica e modellazione sismica, elaborato d02, Torino, 2018
- SMAT (Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.), Progetto preliminare avanzato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino": relazione generale, elaborato a01, Torino, 2018
- SMAT (Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.), Progetto preliminare avanzato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino": corografia generale di inquadramento dell'opera, elaborato e01, Torino, 2018
- SMAT (Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.), Progetto preliminare avanzato "Collettore mediano a servizio dell'area metropolitana di Torino": planimetria generale di progetto, elaborato e03a, Torino, 2018

- Società del Gres S.p.A., *Linee guida per la progettazione e la realizzazione di fognature in gres ceramico*, 2009
- Società del Gres S.p.A., Tubazioni in gres per posa con sistema microtunnelling
- Spea Engineering S.p.A., Progetto definitivo Relazione sullo scavo meccanizzato Nodo stradale e autostradale di Genova – Adeguamento del sistema A7-A10-A12, autostrade per l'Italia, 2011, www.va.minambiente.it
- Stein D., Mollers K., Bieliecki R., Microtunneling: installation and renewal of non man-size supply and sewage lines by the trenchless construction method, Ernst & Sohn, Berlin, 1989
- Steinzeug-Keramo GmbH | Steinzeug-Keramo N.V., Sistemi in gres ceramico posa senza scavo. Sostenibile. Ecologico. Sicuro., 2015
- Stuedlein A. W., Meskele T., "Preliminary Design and Engineering of Pipe Ramming Installations", in Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, v. 3, 4 ed., ASCE, 2012
- Szechy K., Traité de Construction des Tunnels, Dunod, Paris, pp. 157-702, 1970
- Tamez E., "Estabilidad de tùneles excavados en suelos", Mexico, 1985
- Tanzini M., *Gallerie: aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*, 2 ed., Palermo, Flaccovio, 2006
- Technital S.p.A., Studio Majone Ingegneri Associati, SGI Studio Galli Ingegneria S.r.l., Progetto esecutivo Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la scuola d'infanzia Delia Repetto in salita superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by-pass, comune di Genova, 2017, puc.comune.genova.it
- Vannucchi G., Severi M., Narcisi D., Sistema di micrometropolitana per Firenze Studio di fattibilità 2^a fase, Progettare per Firenze, Università degli Studi di Firenze, geotecnica.dicea.unifi.it
- Vu M. N., Broere W., Bosch J., "Effects of cover depth on ground movements induced by shallow tunnelling", in Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, v. 50, pp.499-506, 2015
- Vu M. N., Broere W., Bosch J., "Volume loss in shallow tunnelling", in Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, v.59, pp.77-90, 2016
- Zelioli A., Rizzi S., Pagano A., *La Prospezione Geofisica in campo ambientale*, Linee Guida N. 3, Provincia di Milano-Direzione centrale ambiente-Settore suolo e sottosuolo e industrie a rischio-Servizio bonifiche siti contaminati, Milano, 2003

Aziende citate nella tesi da cui sono state tratte immagini e informazioni:

- A. Zambetti S.r.l., Italia
- AK Ingegneria Geotecnica s.r.l., Italia
- Akkerman Inc., U.S.A.
- Amiblu Holding GmbH, Austria
- Brewis Engineering Ltd, U.K.
- Colli Drill S.p.A., Italia
- Colli Equipment S.r.l., Italia
- COPREM S.r.l., Italia
- Herrenknecht AG, Germania
- IDS GeoRadar, Italia

- Jackcontrol AG, Svizzera
- Prime Drilling GmbH, Germania
- S.M.A.T. S.p.A., Italia
- Terratec, Australia
- The Robbins Company, USA
- Thompsons Directional Drilling Ltd, U.K.
- TRACTO-TECHNIK GmbH & Co. KG, Germania
- Vermeer Corporation, U.S.A.
- VMT GmbH, Germania