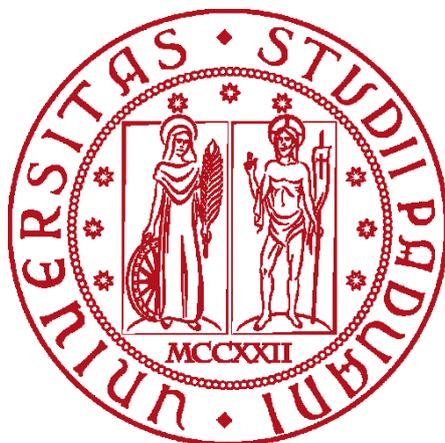


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**COLLEGAMENTO DELLA RETE FOGNARIA DEL CENTRO  
STORICO DI TREVISO CON IL DEPURATORE CENTRALIZZATO  
DI SANT'ANTONINO**

**Relatore: Chiar.mo Prof. Andrea Defina**

**Laureando: Christian Cadamuro**

**ANNO ACCADEMICO 2022-2023**



# INDICE

<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
<b>1. STATO DI FATTO DELLA RETE FOGNARIA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. STATO DI PROGETTO DELLA RETE FOGNARIA.....</b>	<b>9</b>
2.1 POSA TRADIZIONALE NELL'AREA ESTERNA AL CENTRO STORICO.....	9
2.2 POSA TRADIZIONALE NELL'AREA DEL CENTRO STORICO .....	10
2.3 POSA CON TECNOLOGIA NO-DIG .....	11
<b>3. LA TECNOLOGIA DEL MICROTUNNEL .....</b>	<b>13</b>
<b>4. STUDI PRELIMINARI .....</b>	<b>17</b>
4.1 CARATTERISTICHE DEL MOTO NEL CONDOTTO .....	20
<b>5. REALIZZAZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>23</b>
<b>6. QUADRO ECONOMICO.....</b>	<b>29</b>



## INTRODUZIONE

Questo studio ha lo scopo di descrivere il progetto di sviluppo della rete fognaria di Treviso con particolare riguardo al centro storico della città di cui è previsto il collegamento con il depuratore centralizzato già presente nel quartiere di Sant'Antonino.

La tesi si pone l'obiettivo di analizzare il piano generale di sviluppo della fognatura dal Comune di Treviso redatto A.T.S. (Alto Trevigiano Servizi) soffermandosi specificatamente sulla realizzazione con tecnologia "No-Dig" del collettore profondo in attraversamento del fiume Sile e della linea ferroviaria Treviso-Udine a ridosso di Ponte della Gobba (Vedi: Figura 1).

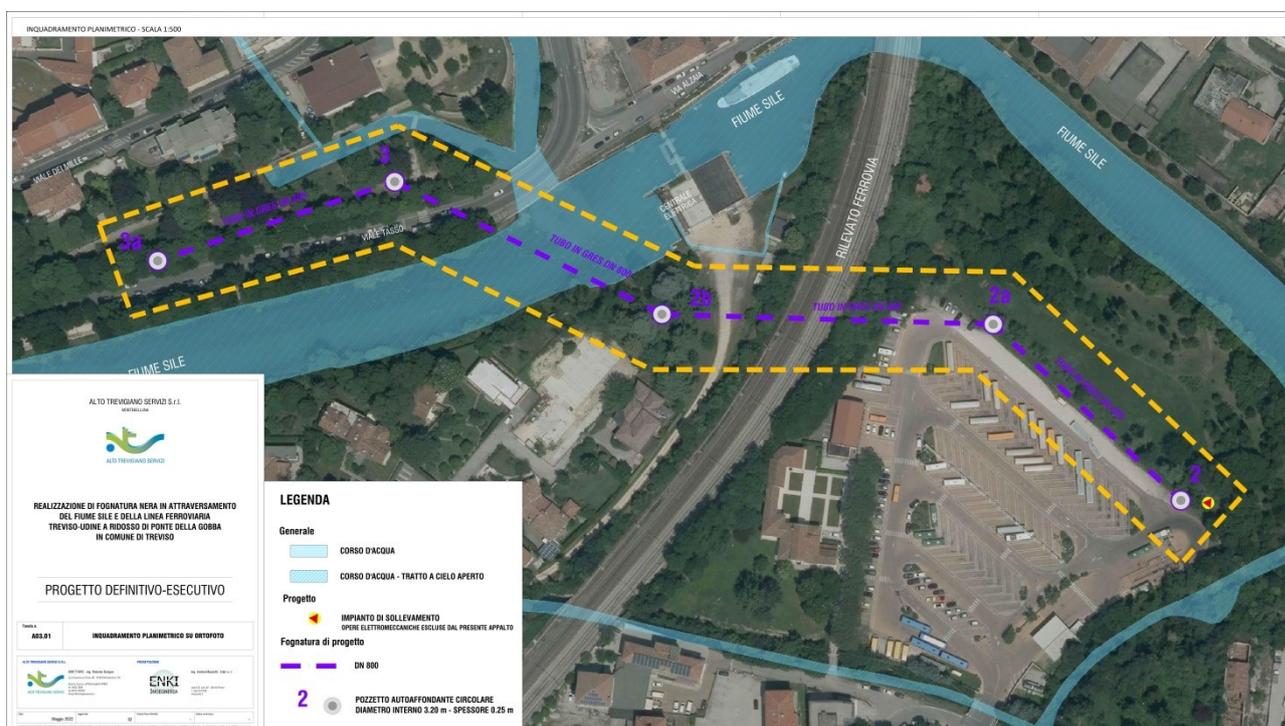


Figura 1 : Inquadrimento planimetrico dell'opera da satellite.



## 1. STATO DI FATTO DELLA RETE FOGNARIA

Il Comune di Treviso rientra nell'area di competenza dell'Ambito Territoriale Ottimale denominato "Veneto Orientale", costituito da 103 Comuni (88 in Provincia di Treviso, 12 in Provincia di Venezia, 2 in Provincia di Belluno, 1 in Provincia di Vicenza). La gestione del servizio idrico è affidata ad Alto Trevigiano Servizi s.r.l..

Il territorio comunale di Treviso è, attualmente, solo parzialmente servito dalla rete fognaria per acque reflue che ha come recapito l'impianto di depurazione di via Pavese (Vedi: Figura 2).

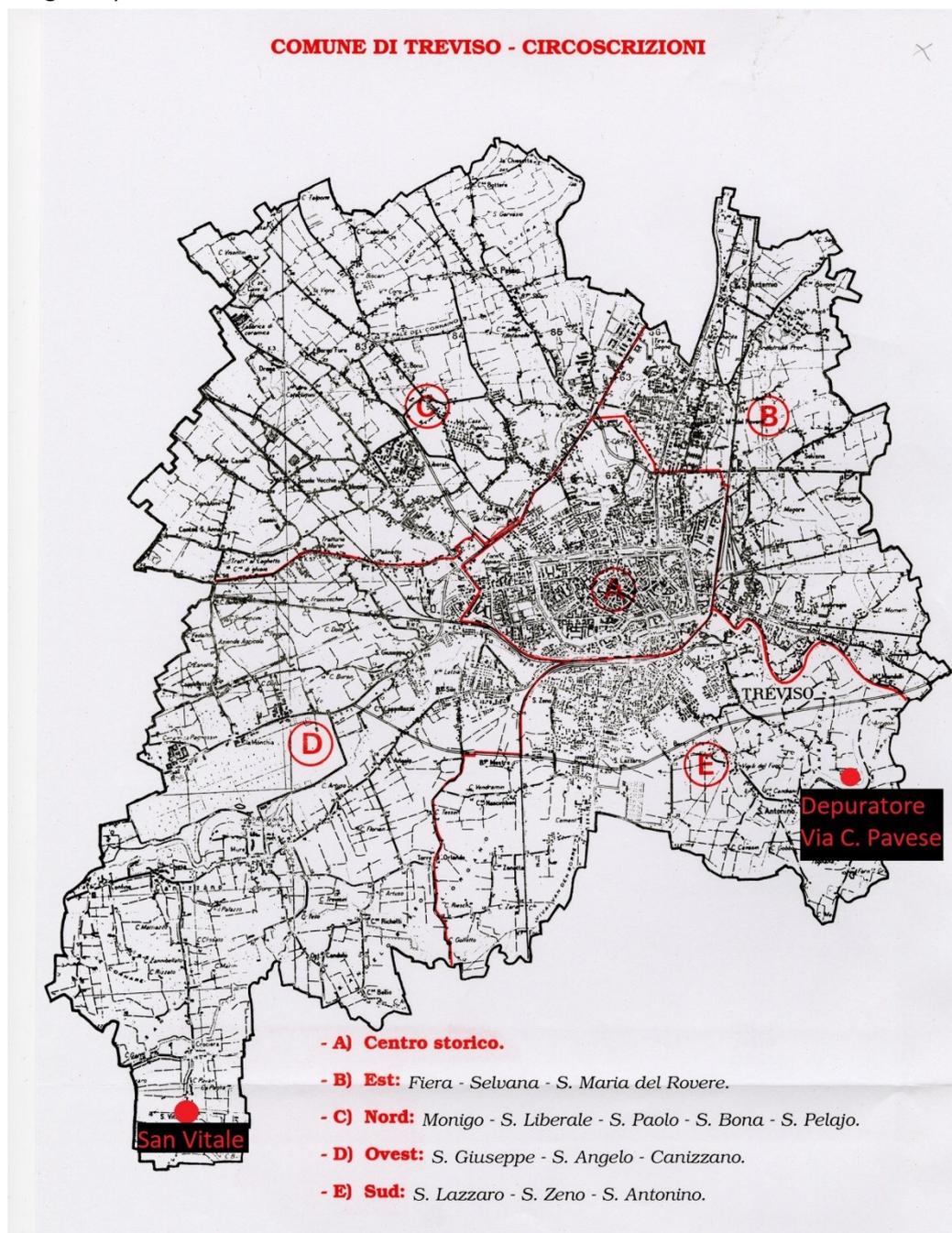


Figura 2: Comune di Treviso.

In un'ampia parte del territorio la depurazione avviene tramite fosse Imhoff o impianti di depurazione per piccole comunità, la cui gestione è affidata a soggetti privati, o, in alcuni casi, ad Alto Trevigiano Servizi s.r.l..

Lo stato attuale della rete fognaria per acque nere del territorio comunale di Treviso è il frutto di una serie di interventi messi in atto a partire dagli anni '70 (del secolo scorso) sulla base del "Progetto esecutivo della fognatura urbana" a cura dell'ing. Ernesto Trapani e dello Studio Altieri (ing. Dino, Vittorio, Everardo Altieri ed arch. Alberto Altieri) approvato con Delibera di Consiglio Comunale n. 7707/162 del 23.03.1972.

Il progetto generale del 1972 (Vedi: Figura 3) costituiva una base di progettazione per l'intero territorio comunale, riportando planimetrie e profili delle reti acque bianche e acque nere dell'intero territorio comunale.



Figura 3: Testata di progetto generale fognatura di Treviso 1972.

Furono realizzati, degli stralci del progetto, in particolare nei quartieri di San Lazzaro, Sant'Antonino, nella zona dello Stadio Comunale, nella zona di Viale Vittorio Veneto e laterali, nell'ambito nord-ovest della città (Vedi: Figura 2).

Il progetto generale prevedeva, oltre alla presenza dell'impianto di depurazione principale di via Cesare Pavese, n. 2 impianti satellite per le aree più remote del territorio comunale, uno in località Canizzano (Vedi: Figura 4) ed uno in località San Vitale.



Figura 4: Impianto di depurazione previsto dal progetto del 1972 localizzato a Canizzano.

Il progetto Trapani-Altieri fu revocato con Delibera di Giunta Comunale n. 2808 del 16.11.1993. A quella data risultava attuato per circa il 20% delle opere previste. Secondo la delibera *“il progetto risulta superato sia dal punto di vista tecnico che economico; risulta altresì anacronistico rispetto all’attuale assetto demografico ed urbanistico del territorio comunale tanto da non essere più un utile elaborato a cui fare riferimento”*. Di fatto il progetto prevedeva uno sviluppo urbanistico superiore all’effettivo (107.000 abitanti) e la posa di dorsali della rete fognaria su arterie stradali a tutt’oggi non realizzate (ad esempio il collegamento stradale fra viale Brigata Marche e via San Pelajo, la strada a scorrimento veloce di collegamento fra la tangenziale di Treviso e Villorba che lambiva il lato est del territorio comunale).

A partire dal 01.09.2009 la gestione del servizio idrico, precedentemente svolta direttamente dal Comune di Treviso, è stata affidata ad Alto Trevigiano Servizi s.r.l..

Attualmente la rete fognaria viene formalmente classificata in:

- “tipo A”: rete fognaria per acque usate con recapito presso impianto di depurazione in gestione ATS, sia esso il depuratore centrale di via Pavese oppure un impianto satellite di piccola taglia;
- “tipo B”: collettore che recapita le acque trattate da un impianto di depurazione a gestione privata presso il corpo idrico superficiale. La fognatura “tipo B”, a valle

degli impianti di trattamento privati, riceve generalmente anche le acque meteoriche di dilavamento delle superfici stradali e delle aree scoperte private; si tratta pertanto di reti miste.

La fognatura di “tipo A” (Vedi: Figura 5) è costituita oggi da circa 93km di condotte e di n. 21 impianti di sollevamento. Se ne riporta di seguito una rappresentazione.

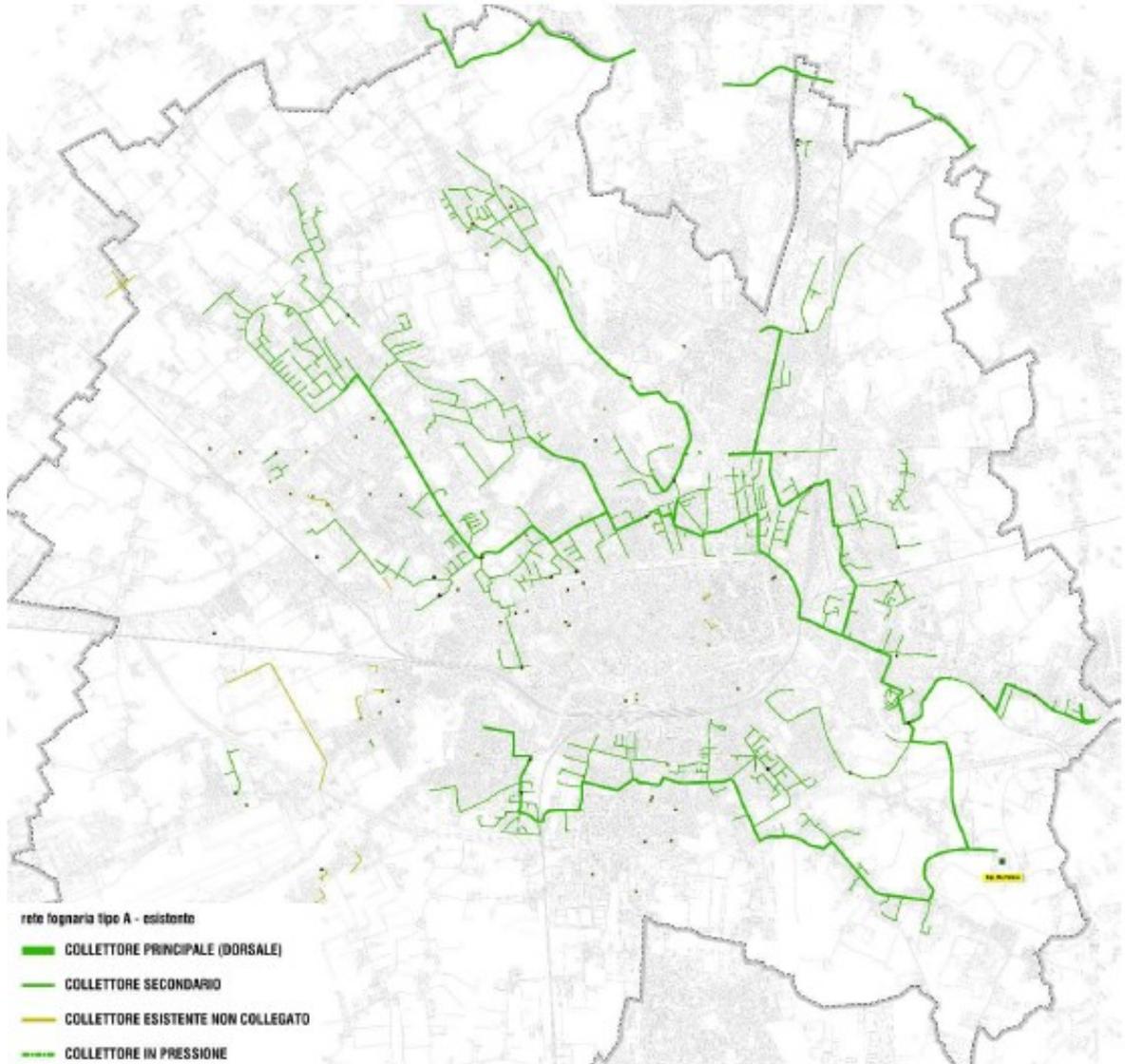


Figura 5: Stato di fatto rete fognaria di “tipo A” (2019).

Come si può notare il centro storico risulta quasi completamente sprovvisto di rete fognaria di “tipo A” ad eccezione di due brevi tratte, una in Piazzetta San Parisio, collegata ad una vasca Imhoff in gestione ATS e l'altra in Piazza Santa Maria dei Battuti, non in esercizio, ma predisposta durante i recenti lavori di rifacimento delle pavimentazioni.

A queste reti si affianca quella della fognatura di “tipo B” che nella maggioranza dei casi riguarda condotte di acque miste. Lo sviluppo di tale tipologia è di 118 km secondo la

mappatura in possesso di ATS, tuttavia molte condotte non sono mappate o perfettamente conosciute. Secondo fonti comunali lo sviluppo complessivo supera i 200 km.

Gli impianti di trattamento delle acque reflue in gestione ad ATS sono complessivamente 8, fra questi l'impianto di depurazione principale in via Pavese, la cui capacità attuale è di 70.000 abitanti equivalenti e sul quale sono stati effettuati e sono in corso interventi di ammodernamento per un aumento previsto fino a 100.000 abitanti equivalenti.

È noto infatti che i residenti totali a maggio 2018 fossero 85.306 e che la previsione demografica del Piano degli Interventi ne stimi 90.159 entro il 2023 (+5,7%).

Le utenze collegate all'attuale rete fognaria di "tipo A" sono pari a circa 28.400 abitanti equivalenti (dati di novembre 2018). Ulteriori 11.600 abitanti equivalenti risultano potenzialmente collegabili senza posa di nuovi collettori, in quanto risultano presenti le opere in area pubblica, per una copertura complessiva di circa 40.000 ab. eq., pari al 50% della popolazione residente nell'agglomerato.



## **2. STATO DI PROGETTO DELLA RETE FOGNARIA**

L'obiettivo del progetto generale redatto da A.T.S. è stato quello di definire i tracciati lungo cui sviluppare la rete di fognatura per acque usate al fine di collegare le utenze ricomprese nel perimetro dell'agglomerato all'impianto di depurazione di via Cesare Pavese (Vedi: Figura 2), dismettendo gli impianti secondari (privati ed in gestione ATS). Per fare questo, oltre ad un tracciamento planimetrico, sono stati sviluppati anche dei profili longitudinali di massima, al fine di capire dove sia possibile uno scorrimento a gravità e dove, invece, sia necessario introdurre degli impianti di sollevamento.

È rimasta esclusa dalle considerazioni del progetto l'area di San Vitale, a sud-ovest del territorio comunale, ricompresa nell'agglomerato fognario di Preganziol per la quale è necessario procedere al collegamento verso l'area servita da Veritas S.p.A., facente parte dell'A.T.O. "Laguna di Venezia", oppure procedere alla realizzazione di un piccolo impianto di trattamento autonomo.

Il progetto è stato sviluppato secondo due linee guida:

- ipotesi 1: posa tradizionale (con scavo): tutta la rete, condotte principali e secondarie, sia dentro che fuori dal centro storico, vengono posate con scavo a cielo aperto;
- ipotesi 2: posa no-dig (microtunnelling): alcune dorsali principali vengono posate con tecnologia no-dig. Ciò avviene principalmente a favore del centro storico e del suo collegamento con l'impianto di depurazione di via Pavese. Per le aree non coperte la posa avviene con tecnica tradizionale.

### **2.1 POSA TRADIZIONALE NELL'AREA ESTERNA AL CENTRO STORICO**

Figura 6 rappresenta il progetto planimetrico con posa tradizionale. Al fine di coprire l'area individuata nei perimetri dell'agglomerato il disegno prevede un forte sviluppo della rete dell'area sud-ovest, dell'area di Santa Maria del Rovere, dell'area compresa fra viale Europa e strada Castellana. Le verifiche idrauliche condotte da A.T.S. hanno evidenziato che la dorsale sud esistente risulterebbe carente in condizioni di completo sviluppo della rete fognaria dell'area nord-ovest, per questo motivo il progetto generale sviluppato da A.T.S. individua il tracciato di una seconda dorsale (dorsale sud, dorsale ovest), che dalla Chiesa di Sant'Antonino, lungo un'area di campagna, si colleghi all'area di via Ghirada e quindi a Santa Maria del Sile – Sant'Angelo, per poi procedere verso Canizzano. Una seconda linea principale (dorsale est) si sviluppa lungo via Pasteur, attraversa la tangenziale e si collega al centro storico lungo via Podgora e via Scarpa.

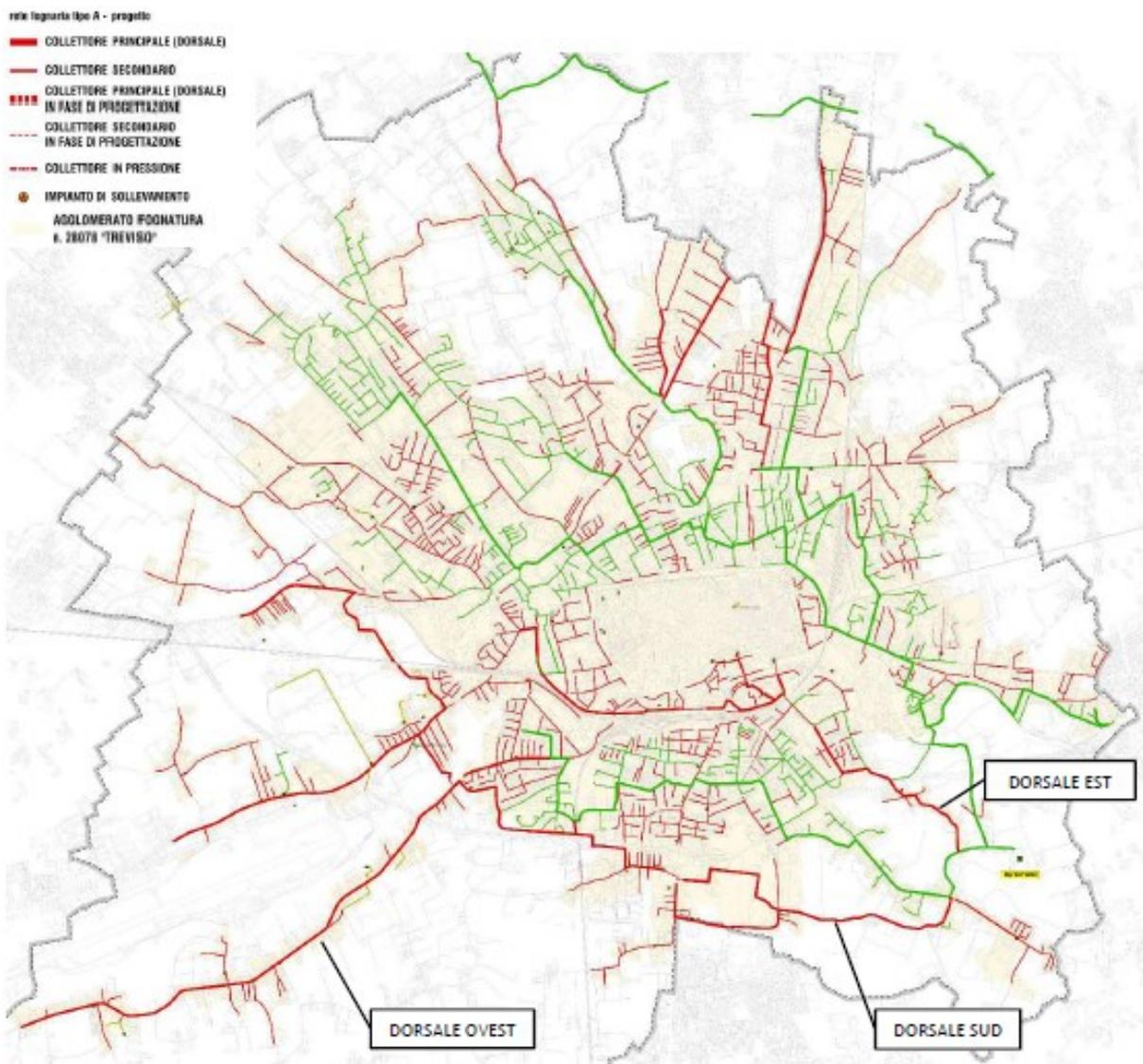


Figura 6: Planimetria di progetto rete fognaria nell'area esterna al centro storico.

## 2.2 POSA TRADIZIONALE NELL'AREA DEL CENTRO STORICO

Allo stato attuale il centro storico risulta quasi totalmente sprovvisto di fognatura di "tipo A", fatta eccezione per due piccole tratte di cui una collegata ad una vasca Imhoff in gestione ad A.T.S. e un'altra predisposta durante i recenti lavori di rifacimento delle pavimentazioni ma non ancora in funzione.

Il progetto generale di A.T.S. prevede che la rete all'interno delle mura, che racchiudono il centro storico della città di Treviso, si colleghi alla zona immediatamente a sud (nei pressi della stazione ferroviaria) attraverso condotte in pressione alimentata da molteplici impianti di sollevamento che condurranno poi i reflui direttamente all'impianto di depurazione in via C. Pavese.

La planimetria di progetto è rappresentata in Figura 7.

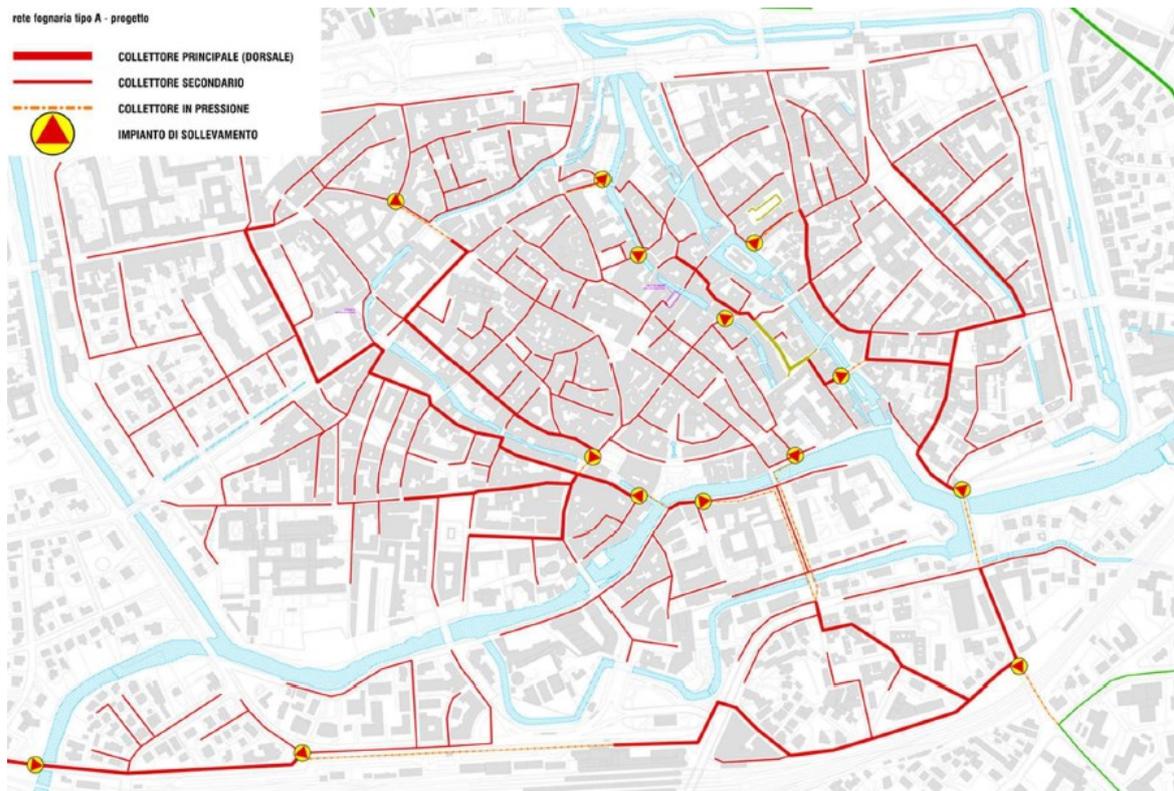


Figura 7: Planimetria di progetto rete fognaria nell'area del centro storico.

Come è possibile notare il centro è caratterizzato da una fitta rete idrografica, con i canali cittadini che dividono l'interno mura in cinque macro aree. Il progetto per adattarsi a tale situazione prevede circa 20km di nuove condotte e 10 impianti di sollevamento.

### 2.3 POSA CON TECNOLOGIA NO-DIG

Con lo scopo principale di slegare il profilo delle condotte dalla topografia del suolo riducendo così il numero di impianti di sollevamento da realizzare e i correlati oneri di manutenzione, A.T.S. ha preso in considerazione, nella stesura del progetto generale di fognatura del territorio comunale di Treviso, la possibilità di posare parte dei collettori principali con tecnica no-dig (ossia senza scavo).

La proposta iniziale di A.T.S., come mostrato in Figura 8, prevede la realizzazione di una dorsale profonda che da via Pasteur risale fino all'attuale deposito degli autobus dell'azienda MOM in strada della Polveriera attraversando la tangenziale di Treviso e risalendo lungo l'area limitrofa dell'ospedale di Treviso. Dal piazzale del deposito si dirameranno poi tre collettori:

- uno ad est per collegare alla nuova dorsale viale IV Novembre e derivare una frazione della portata che insiste su un sollevamento in via Alzaia;
- uno ad ovest che attraversa il rilevato ferroviario e raccoglie le acque provenienti dalla Zona del Tribunale di Treviso;

- uno centrale, principale oggetto di tale tesi, che procederà all'attraversamento del rilevato ferroviario e del fiume Sile sino ai giardini di viale Tasso dove si avrà uno sdoppiamento della condotta. Il ramo quella più a nord si dirigerà verso Riviera Garibaldi e quindi sdoppiandosi ancora verso Piazza Borsa e Piazza San Vito. Il ramo più a sud invece attraverserà il Sile fino a Riviera Margherita per raccogliere i reflui del bacino compreso tra Sile e canale della Polveriera.

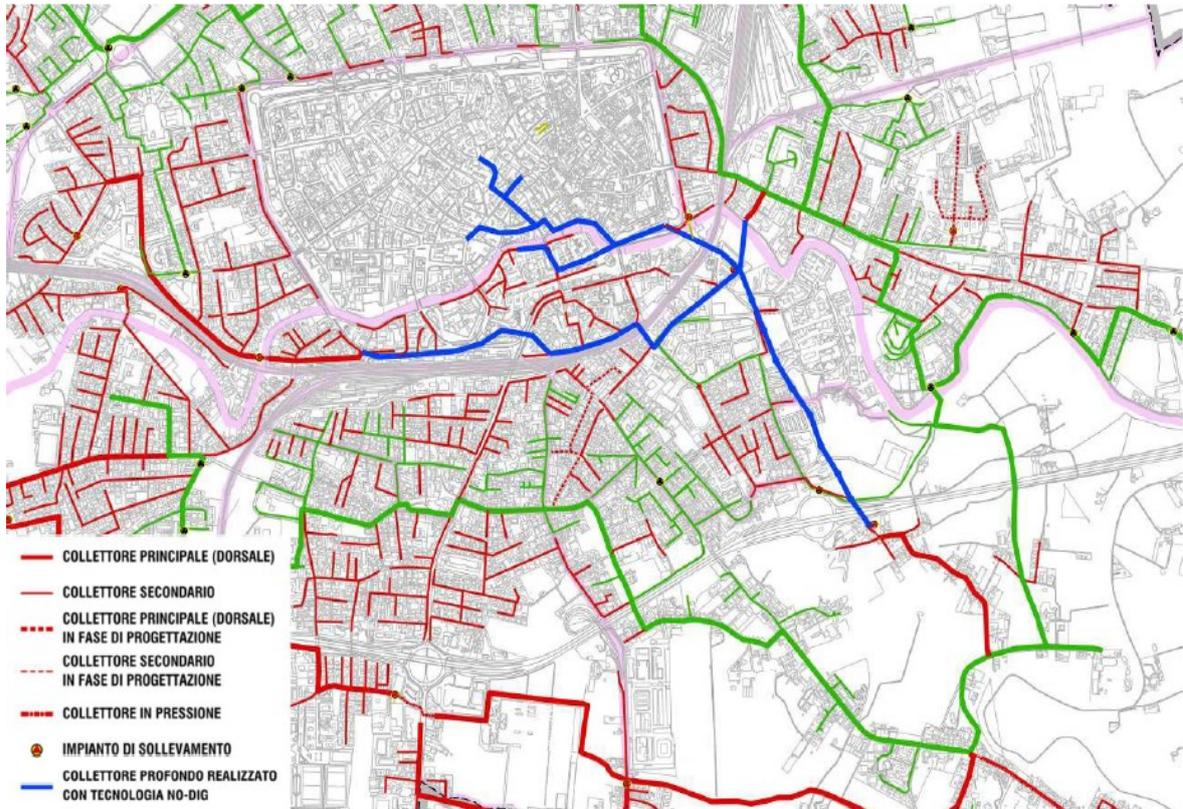


Figura 8: Planimetria di progetto con dorsali realizzate con tecnica no-dig.

Tale tecnologia riguarda la realizzazione di circa 5km di condotte che riduco di circa 2km quelle posate con tecnica tradizionale. L'estensione delle condotte con tecnica tradizionale nel centro storico rimane pressoché invariata. A cambiare maggiormente è il numero di impianti di sollevamento necessari: da 25 a 24 nell'area esterna alle mura e da 10 a 4 nel centro storico.

### 3. LA TECNOLOGIA DEL MICROTUNNEL

Sulla base delle ipotesi individuate nel progetto generale, A.T.S. in collaborazione con il Comune di Treviso ha sviluppato il progetto che prevede la realizzazione di una serie di condotte fognarie da posare con tecnologia no-dig mediante la tecnica del microtunneling. La prima tratta ad essere realizzata sarà quella in attraversamento del fiume Sile e della linea ferroviaria Treviso-Udine a ridosso di Ponte della Gobba.

La tecnica del microtunneling che sarà utilizzata consiste nel far avanzare a spinta delle tubazioni rigide tra due pozzi, definiti come pozzo di spinta e pozzo di arrivo, all'interno di una micro galleria realizzata appositamente con scavo a sezione piena tramite fresa MTBM (Micro Tunnel Boring Machine).

La Figura 9 di seguito rappresenta uno schema del cantiere per la realizzazione di un'opera di microtunneling. Da tale schema sono facilmente individuabili le principali strumentazioni necessarie: la MTBM, il container per il comando della MTBM, la stazione di spinta, il manufatto di spinta (costituito nel caso in oggetto dalla parete del pozzo di spinta), la vasca di sedimentazione e l'impianto di separazione, l'impianto di flocculazione, e le pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino.

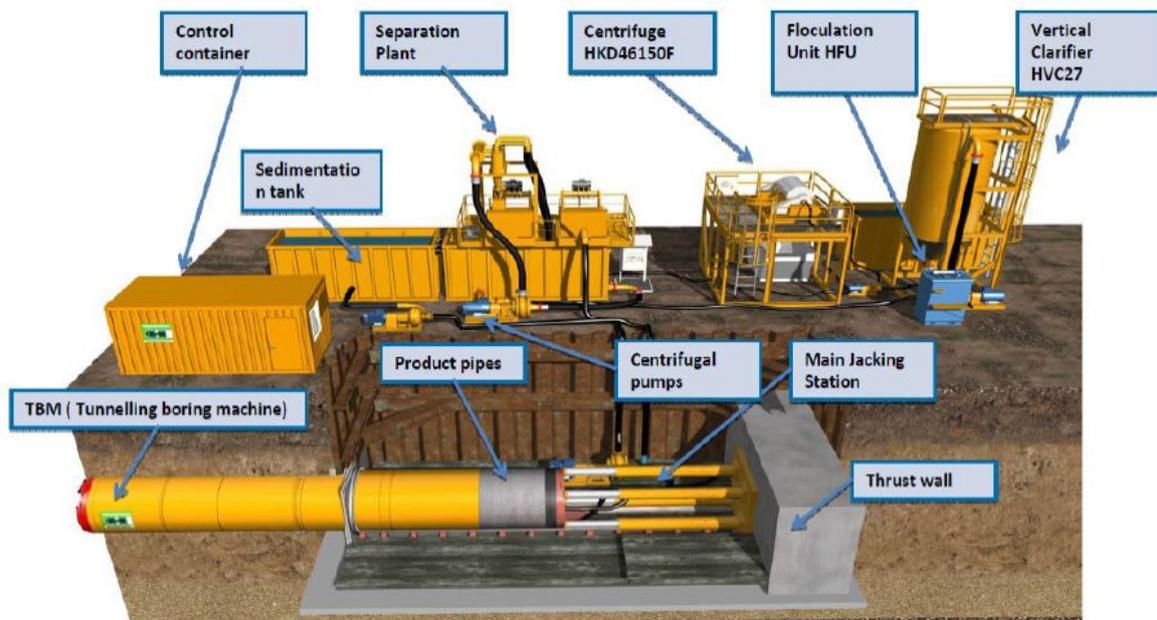


Figura 9: Schema di cantiere per microtunneling.

I tubi una volta calati all'interno del pozzo di spinta vengono alloggiati sopra una slitta (detta anche "jacking") che ne consente la spinta ad opera del sistema principale di spinta, costituito da un anello metallico di pari diametro delle tubazioni e dai pistoni di spinta.

La tecnica del microtunneling prevede che la MTBM sia guidata dall'esterno tramite un sistema computerizzato, che ne controlla la traiettoria con sistema laser. Le correzioni della traiettoria vengono realizzate agendo su dei martinetti idraulici, azionabili singolarmente, che agiscono sulla testa fresante.

Oltre al controllo della traiettoria è parte essenziale per la buona riuscita delle perforazioni il monitoraggio dello scavo vero e proprio. Tale rilevazione deve avvenire infatti secondo linee guide definite da norme e guide quali: Normativa europea EN 12889:2002 "Trenchless Construction and testing of drains and sewes"; DAUB "recommendations for the selection of tunneling machines" redatte dal "German Tunneling Committee (DAUB)"; ed infine gli Standard Design and Costruction Guidelines for Microtunneling (ASCE 2015).

I parametri che queste norme e guide impongono di monitorare sono: velocità di spinta; momento torcente della testa di scavo; e portata del fluido di scavo in ingresso ed in uscita della camera di scavo. Questi tre fattori infatti regolano la pressione del fluido di scavo al fronte, che dovrà restare all'interno degli intervalli definiti per ciascuna unità stratigrafica, al fine di garantire la stabilità del fronte di scavo.

Durante la fase di scavo, con l'avanzare della testa fresante, viene iniettato il fluido bentonitico nella camera di scavo al fine di sostenere il fronte con una adeguata pressione in rapporto allo stato tensionale esistente. La fuoriuscita di questo fluido dalla camera di scavo avviene attraverso un filtro costituito da aperture a sezione circolare di diametro prestabilito. Una volta nella camera di scavo, il fluido bentonitico si arricchisce del materiale di scavo, la cui granulometria è opportunamente ridotta dalla particolare geometria a cono della camera di scavo, al fine di consentirne il trasporto in sospensione. Il decadimento delle caratteristiche del fluido bentonitico sarà adeguatamente controllato, in particolare si controllerà: il peso di volume che non dovrà essere superiore a  $12\text{KN/m}^3$ ; il contenuto in sabbia con valori inferiori al 4%-5%; la viscosità misurata al cono di Marsch che dovrà essere mediamente compresa tra 30/40 secondi in terreni fini; e il pH dovrà essere compreso tra 8 e 10.

Contemporaneamente al pompaggio nella camera di scavo del fluido bentonitico, il sistema idraulico di smarino invia il fluido aspirato all'interno di vasconi per la sedimentazione. Il fluido qui stoccato attraverso delle ulteriori pompe viene inviato al sistema di separazione dove si divide la frazione granulare da quella fine che viene inviata ad un filtro-prensa. Il fluido alleggerito dalle particelle di terreno scavato viene nuovamente iniettato all'interno della camera di scavo dal sistema di mandata.

Di importanza fondamentale per la buona riuscita dell'opera è la lubrificazione al fine di ridurre le resistenze di attrito tra tubazioni e terreno. Essa avviene attraverso l'iniezione con sistema automatico di fluido bentonitico a tergo dei conci tramite predisposizioni presenti nei tubi (vedi Figura 10).

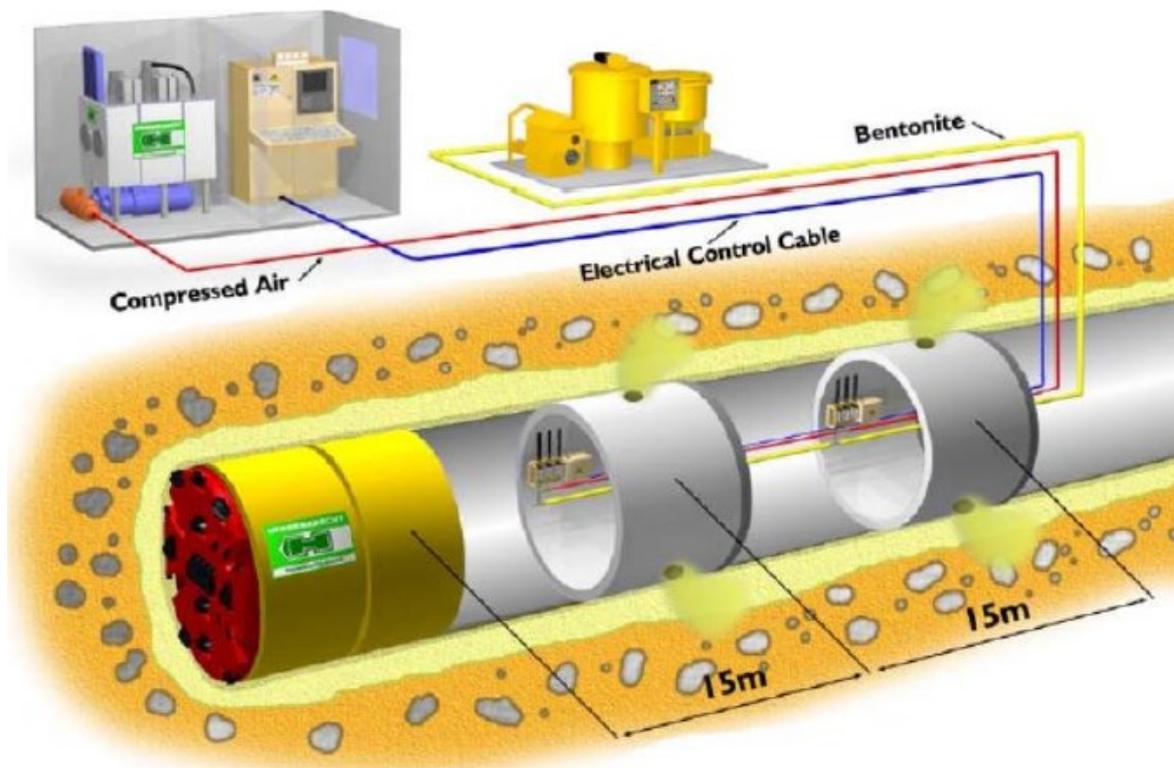


Figura 10: Schema esecuzione microtunneling con iniezione di fluido bentonitico.

Sulla base di esperienze consolidate e analizzate, è possibile affermare che un ottimale lubrificazione assicura un abbattimento della resistenza di tipo attritivo fino al 90%. La scelta delle corrette miscele di acqua, bentonite e polimeri è stata demandata a determinazioni operative in situ essendo esse strettamente correlate alla fresa in uso. Una volta che la fresa raggiunge il pozzo d'arrivo essa potrà essere estratta.



#### 4. STUDI PRELIMINARI

Dal progetto planimetrico generale realizzato da A.T.S. si rendono necessari ulteriori studi ed approfondimenti al fine di dimensionare l'opera e verificarne la sua fattibilità tecnica. Dopo un'attenta analisi planimetrica volta ad individuare i percorsi privi di ostacoli fisici, in particolare di edifici o di opere con fondazioni profonde che rappresentano condizioni molto vincolanti, data la forte urbanizzazione del centro storico e delle aree immediatamente limitrofe, si è proceduto ad una determinazione preliminare del diametro della condotta di fognatura nera.

Per tale dimensionamento si è fatto riferimento al SIT (Sistema Informativo Territoriale) del comune di Treviso, costantemente aggiornato sul numero di residenti. Attraverso una perimetrazione del bacino contribuente (centro storico del Comune di Treviso) e l'applicazione di una query è stato possibile determinare il numero dei residenti, ovvero degli abitanti equivalenti afferenti alla singola sezione di verifica.

Una volta individuato il numero dei residenti, viene ad esso applicato un fattore correttivo così determinato:

- secondo i dati di Figura 11 il dato della popolazione residente deve essere aumentato del 13,7% ( $\{\text{"Carico generato totale"} / \text{"Popolazione residente"}\} - 1$ ) per ottenere il valore del carico generato totale dell'agglomerato;
- i residenti totali a maggio 2018 erano 85.306 ab. (di cui 80.898 ab. all'interno dei perimetri dell'agglomerato); la previsione demografica del Piano degli Interventi prevede 90.159 abitanti entro il 2023 (+5,7%).

ALLEGATO A Dgr n. 1955 del 23 DIC. 2015 pag. 18/22



CODICE	AGGLOMERATO	POPOLAZIONE RESIDENTE (AE)	FLUTTUANTI (AE)	PRODUTTIVO (AE)	CARICO GENERATO TOTALE (AE)
28078	TREVISO	76.360	8.993	1.478	86.832

Figura 11: Carico generato dall'agglomerato di Treviso.

Dalla combinazione dei due fattori si ricava un incremento complessivo del 20,2%.

Per il calcolo della portata di punta, ovvero del coefficiente di punta relativo alla portata media giornaliera, è stata assunta la seguente legge:

$$C_p = 1,5 + \frac{75}{\sqrt{A}} \quad (2,25 \leq C_p \leq 5,0)$$

La legge mette in relazione le portate di punta con il numero di abitanti serviti (A). Sono stati assunti dei limiti minimi e massimi corrispondenti rispettivamente a popolazioni di 10.000 ab. (coefficienti di punta orario e giornaliero pari ad 1,5) e 460 ab. Queste scelte perché si è ritenuto che coefficienti di punta inferiori a 2,25 siano poco cautelativi,

mentre coefficienti superiori a 5 (relativi a bacini di pochi abitanti) porterebbero ad eccessivi sovradimensionamenti degli impianti.

Siccome l'applicazione congiunta dei fattori incrementali di cui sopra (+20% per il numero di abitanti e il coefficiente di punta sopra descritto) potrebbe condurre ad un eccessivo sovradimensionamento di condotte e impianti di sollevamento, tenuto conto anche dell'effetto di laminazione legato alla notevole estensione della rete fognaria di Treviso, si è ritenuto sufficientemente applicare un complessivo +15% ai dati di popolazione per tener conto degli incrementi legati a popolazione fluttuante, carico produttivo e incremento popolazione del Piano degli Interventi in prospettiva futura.

Da un punto di vista idraulico i diametri così dimensionati risultano essere dell'ordine di 250-300 mm. Nel caso di fognatura posata grazie alla tecnologia del microtunneling, come nel caso oggetto di studio, il diametro delle condotte risulta essere sottoposto ad un condizionamento geologico.

Per tale ragione, grazie alla collaborazione con Georicerche Srl, sono stati effettuati degli studi atti a determinare il modello geologico del terreno investigato a supporto della progettazione.

L'inquadramento generale è stato eseguito tramite una ricerca bibliografica specifica relativa alla zona di pertinenza del progetto; in particolare si sono presi in considerazione gli studi geologici a supporto del P.A.T. comunale (stilato dall'architetto Giuseppe Cappochin in collaborazione con il dott. Geologo Maurizio Olivotto) e del "Piano d'Ambito" dell'Autorità d'Ambito Territoriale Ottimale "Veneto Orientale" (redatto da A.T.S. in collaborazione con Piave Servizi). Ad integrazione delle informazioni così a disposizione sono state eseguite prove in sito e di laboratorio, in particolare:

- 2 prove penetrometriche dinamiche eseguite mediante l'utilizzo di penetrometro dinamico Pagani TG63, che hanno consentito di analizzare le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sottosuolo fino alla profondità massima di 10m dal piano campagna;
- 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 15m dal piano campagna con l'esecuzione di prove SPT e Lefranc in avanzamento e la posa di tubi piezometrici all'interno dei fori di sondaggio;
- Prove di laboratorio geotecnico eseguite su campioni rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi a carotaggio continuo;
- Prove di laboratorio chimico su campioni prelevati nel corso dei carotaggi al fine di fornire indicazioni sulla qualità ambientale dei terreni di scavo.

Le operazioni di campagna, svolte tra il 25 luglio e il 06 agosto 2019, sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dal Decreto Ministeriale 17/01/2018 recante "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" e dalle Norme A.G.I. relative all'esecuzione delle indagini geotecniche.

L'ubicazione dei punti d'indagine, decisa in accordo tra la società Georicerche Srl e la committenza, è riportata in Figura 12. Le verticali di indagine si trovano nelle immediate

vicinanze o in corrispondenza dei punti dove verranno realizzati i manufatti di spinta e di arrivo delle diverse tratte del microtunnel.



Figura 12: Ripresa aerea con ubicazione delle indagini in sito.

L'elaborazione dei dati raccolti nel corso delle indagini in sito ha validato il modello geologico preliminare ricavato dalle fonti bibliografiche. In generale è apparso evidente come il sottosuolo sia costituito da un'alternanza di terreni di natura coesiva a consistenza bassa e molto bassa e terreni grossolani con buone caratteristiche meccaniche e di permeabilità, ma con distribuzione verticale ed orizzontale eterogenea. Si è evidenziata la presenza di livelli superficiali di riporto storico/antropico con spessore variabile da pochi centimetri fino a 3m. Entro i primi 6-7 m dal piano campagna si è osservata una fitta alternanza di terreni coesivi di natura limoso-argillosa e granulari di natura sabbioso-ghiaiosa. Tale stratificazione risulta essere non regolare ed i vari livelli hanno mostrato differenze di spessore rilevanti anche su brevi distanze.

Al di sotto di 6-7 m dal piano campagna si è rinvenuta la presenza di materiali granulari prettamente ghiaiosi in matrice sabbioso-limoso caratterizzati da buona consistenza. Nell'area dei sondaggi S2 e S2b (vedi Figura 12) è stata individuata la presenza di una falda freatica a profondità comprese tra 2,5-3 m dal piano campagna, la cui oscillazione è strettamente legata al regime di portata del fiume Sile. Si è individuata la possibile presenza di lenti più superficiali di natura granulare che, in virtù della loro maggiore permeabilità, ospitano locali falde superficiali di impregnazione; nonché la presenza di una falda nelle ghiaie sottostanti che localmente può essere risaliente come nell'area del piezometro S3 ove si è rilevato un livello piezometrico prossimo al piano campagna.

Gli esiti dell'indagine geognostica sono stati sottoposti ad un esperto in materia di posa di condotte con tecnologie no-dig, l'ing. Andrea Mazzetti di Enki Srl, il quale ha verificato la fattibilità della posa con tecnica microtunneling. La verifica di fattibilità ha stabilito in:

- 100-120 m la massima lunghezza di perforazione per diametri DN 600-800 mm;
- 60-80 metri la massima lunghezza di perforazione per diametro DN 400 mm;
- impossibilità di eseguire perforazioni di diametro DN < 400 mm.

Se da un punto di vista idraulico, sono richiesti diametri dell'ordine di 250-300 mm, il condizionamento geologico richiede un diametro minimo di 400 mm. La distanza di 60-80 m risulta però molto penalizzante in ambito cittadino, sia per le poche aree libere da ostacoli fisici in cui realizzare dei cantieri, sia perché la realizzazione di un pozzo di spinta richiede la presenza di un cantiere di dimensioni significative e quindi risulta opportuno ridurre al minimo il numero dei pozzi.

Il tracciato delle dorsali no-dig che ne deriva (vedi Figura 8) privilegia l'adozione di diametri di perforazione DN 600 e 800 mm, adottando il diametro DN 400 mm solo nelle tratte terminali. In particolare per il tratto oggetto di studio si è optato per un DN 800 mm che risulta essere quindi un diametro esuberante rispetto alle esigenze idrauliche come si vedrà in dettaglio nel capitolo 4.1.

Bisognerebbe pertanto ricorrere ad una pendenza sufficientemente elevata per evitare la formazione di depositi (sforzo tangenziale di attrito al fondo  $\tau = \gamma * R_H * i$  dove "γ" è il peso specifico del fluido, "R<sub>H</sub>" è il raggio idraulico della condotta e "i" è la pendenza della condotta; che per assicurare l'assenza di sedimentazione dovrebbe essere pari ad almeno 2‰). Su percorsi di alcuni chilometri ciò porterebbe ad approfondimenti eccessivi della condotta ed alla necessità di introdurre impianti di sollevamento intermedi, circostanza che si vuole evitare. Sono pertanto state scelte delle pendenze ridotte (1,5‰, 2‰ fino ad un massimo di 5‰ per le tratte più brevi), accettando la possibilità di sedimentazione e quindi la necessità di interventi di espurgo.

Per la tratta oggetto di studio è stata scelta una pendenza del 2‰.

#### **4.1 CARATTERISTICHE DEL MOTO NEL CONDOTTO**

Definite le fondamentali caratteristiche della tratta d'interesse, il diametro del collettore e la pendenza, è stato possibile effettuare delle prime stime per definire le principali caratteristiche del moto che avranno le acque reflue.

Le portate in gioco sono definite secondo la formula:

$$Q = \frac{P * d * \alpha}{86400} * C_p$$

in cui "P" rappresenta la popolazione insediabile nell'ambito territoriale a cui fa riferimento la fognatura nera di progetto (stimata pari a 13300 abitanti equivalenti nel caso in esame); "d" rappresenta la dotazione idrica giornaliera per abitante (≈300 litri/abitante giorno); "α" rappresenta un coefficiente di riduzione che tiene conto

dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fogna (pari a 0,8); "Cp" rappresenta il coefficiente di punta già definito precedentemente. A seconda che "Cp" assuma il valore da formula (2,25 nel caso in esame) oppure valore unitario sono state definite la portata massima  $Q_{max}= 83,13$  l/s e la portata media  $Q_m= 36,94$  l/s. Conoscendo il materiale che costituirà le condotte (gres ceramico), di cui si parlerà più approfonditamente nel capitolo successivo, è noto da tabella tecnica il coefficiente di Gauckler-Strickler  $K_s=80$  m<sup>1/3</sup>/s nel caso di condotta usurata (condizione più sfavorevole). In ipotesi di moto uniforme, essendo  $v=K_s*(R_H^{2/3})*i^{1/2}$  e  $Q=v*A$  (dove  $R_H$  rappresenta il raggio idraulico e  $A$  l'area bagnata della sezione), si possono determinare gradi di riempimento, tiranti e sforzi tangenziali con entrambe le portate caratteristiche  $Q_{max}$  e  $Q_m$ .

Nel caso di portata media il grado di riempimento risulta essere stimato in  $y_m/d= 0,17$  a cui corrisponde un tirante  $y_m= 0,136$  m (vedi Figura 13) e uno sforzo tangenziale  $\tau= 1,64$  Pa.

Nel caso di massima portata invece il grado di riempimento è stimato pari a  $y_{max}/d= 0,25$  a cui corrisponde un tirante di  $y_{max}= 0,200$  m (vedi Figura 13) e uno sforzo tangenziale  $\tau= 2,30$  Pa.

È evidente che il diametro DN 800 mm, fissato per esigenze costruttive, risulta più che sufficiente per esitare le portate di progetto.

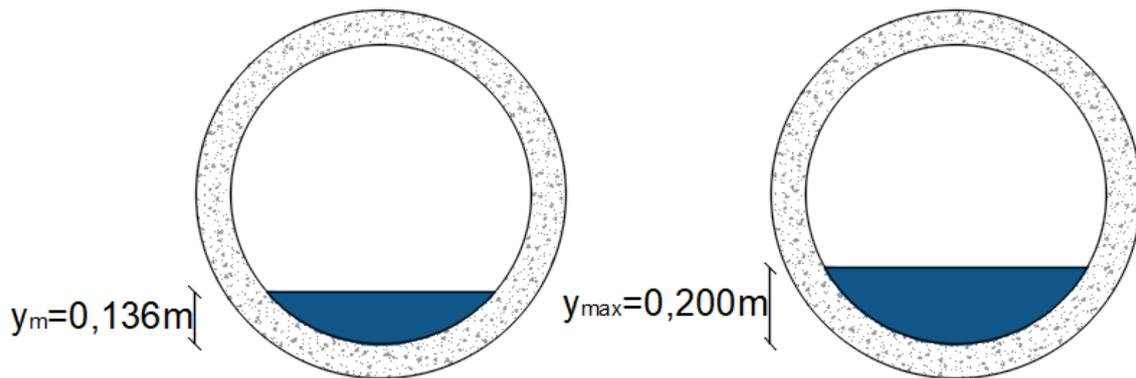


Figura 13: Tiranti stimati nel caso di portata media e portata massima.





l'aggottamento dell'acqua e la stesura del getto di allettamento ( $s=0,15$  m) su cui verranno poi posate la soletta prefabbricata ( $s=0,25$  m) e la soletta armata ( $s=0,30$  m). Come step finale si realizzano le predisposizioni necessarie all'installazione degli organi di perforazione e spinta delle tubazioni (vedi Figura 15).



Figura 15: Esempio di cantiere di un pozzo di spinta.

La tecnica dell'autoaffondamento comporta numerosi vantaggi: riduce il rimaneggiamento del terreno intorno al manufatto con conseguente miglioramento della resistenza alla spinta; riduce in maniera sostanziale la quantità di acqua da emungere in presenza di falda; riduce, al minimo, la quantità del materiale di scavo da movimentare ed allontanare; ed infine migliora le condizioni di sicurezza con operatività sempre al piano campagna per la costruzione delle pareti e, comunque, per la realizzazione della soletta fondale assicura l'esecuzione di lavorazioni in condizioni di assoluta sicurezza rispetto allo scavo ed a potenziali venute d'acqua.

I vari pozzetti non saranno realizzati tutti nello stesso momento ma bensì a coppie (pozzo di spinta e d'arrivo) in modo tale da ottimizzare l'utilizzo delle attrezzature e quindi diminuire il periodo d'ingombro dei necessari cantieri (vedi Figura 16).

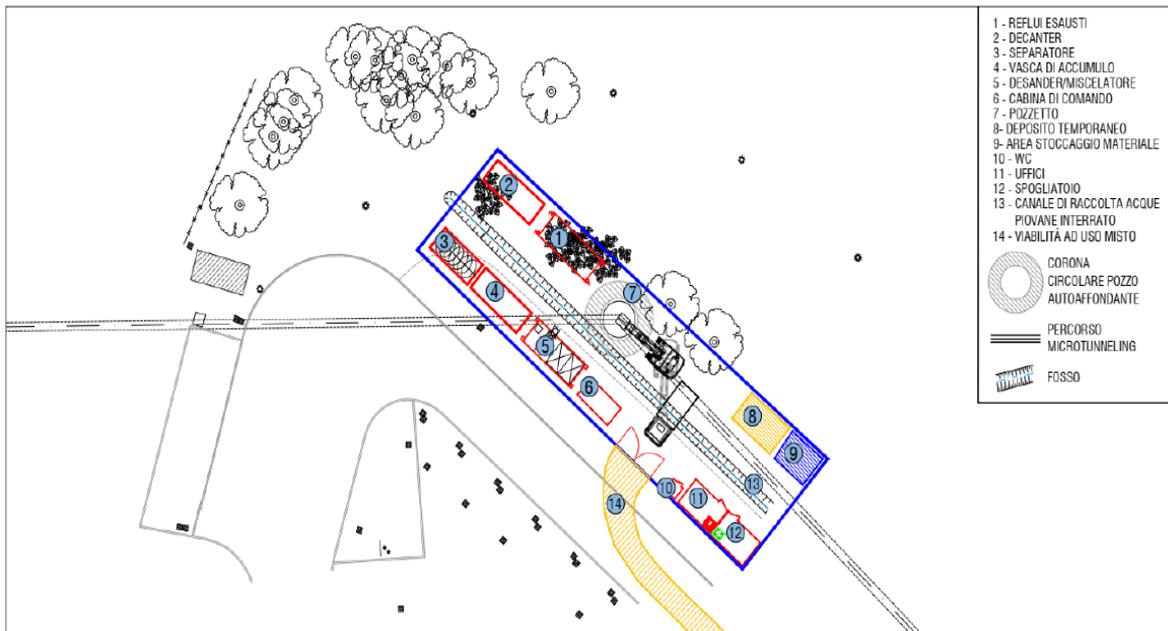


Figura 16: Schema del cantiere microtunneling del pozzo di spinta 2a.

Si procederà inizialmente con la cantierizzazione delle aree per la realizzazione del pozzetto di spinta 2a e del pozzetto d'arrivo 2 che descriveranno la prima tratta di collettore di lunghezza 105,0 m. Seguirà poi la costruzione del pozzetto d'arrivo 2b con la posa della seconda tratta di collettore di lunghezza 134,9 m. Infine con la realizzazione del secondo pozzetto di spinta, il 3, si potrà prima posare la terza tratta di collettore di lunghezza 121,5 m e poi, previa la costruzione dell'ultimo pozzetto d'arrivo, il 3a, si poserà anche l'ultima tratta di collettore di lunghezza 101,7 m. In ragione delle lunghezze di perforazione e della tipologia di materiale attraversato, si è ritenuto necessario ricorrere all'utilizzo di stazioni di spinta intermedie per le due tratte di lunghezza maggiore, cioè la 2a-2b e la 3-2b. La stazione di spinta intermedia consiste in uno speciale concio inserito in posizione intermedia fra i normali conci che costituiscono il collettore e consente di aumentare la potenza di spinta da trasmettere alla TBM in testa (vedi Figura 17). La presenza delle stazioni di spinta intermedie consente di frazionare la spinta in tratti di lunghezza limitata e conseguentemente ridurre la forza di spinta necessaria avendo ridotto il tratto di collettore che contribuisce a creare le forze resistive d'attrito.

I conci individuati per la realizzazione dell'opera andranno a costituire una condotta in gres ceramico per fornire le migliori caratteristiche meccaniche e la migliore compatibilità chimica nel range delle perforazioni di progetto. La bassa scabrezza superficiale del gres infatti, unita ad una mirata lubrificazione laterale durante la perforazione, permette di ridurre notevolmente il contributo attritivo del terreno, permettendo quindi di limitare la forza di spinta necessaria e rappresentando un elemento fondamentale per la riuscita della spinta.

Le condotte, in cui le acque reflue scorreranno a pelo libero, sono caratterizzate da un diametro interno di  $792 \pm 12$  mm e da uno spessore di 89 mm (vedi Figura 18) . I giunti

saranno realizzati con elastomero a tenuta stagna il quale assicurerà impermeabilità, resistenza alla penetrazione delle radici, flessibilità e durata nel tempo.

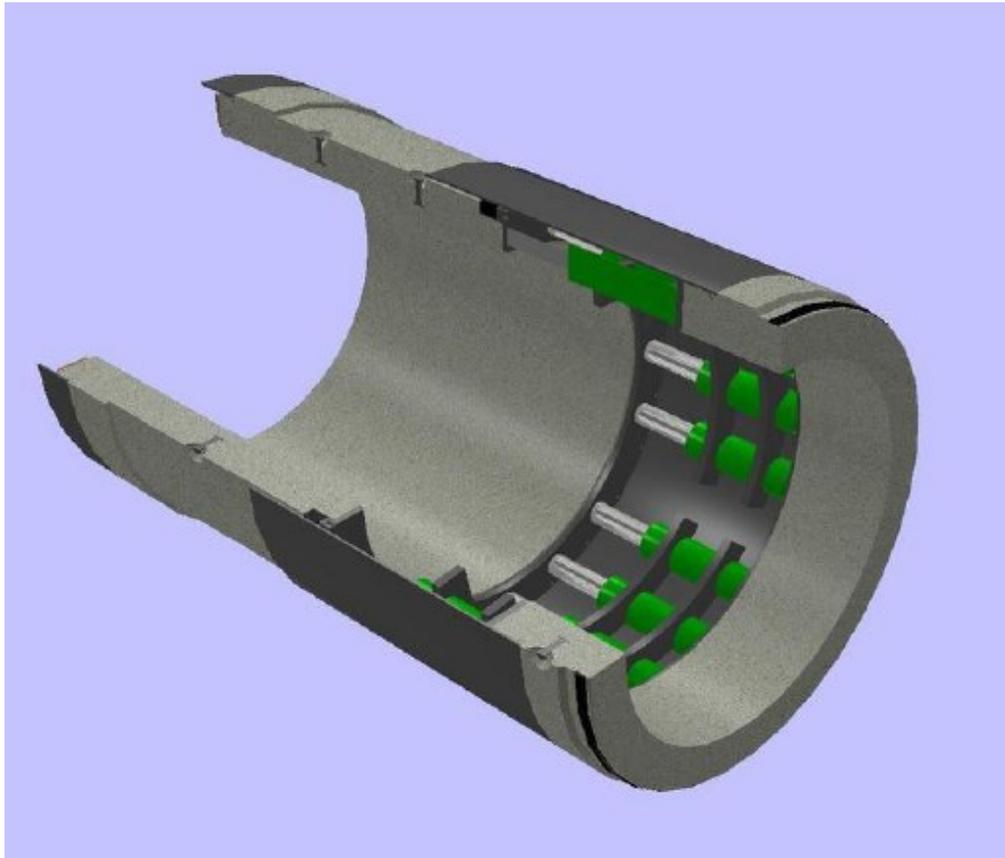


Figura 17: Schema concio speciale per stazione intermedia.

**Tubi a spinta da DN 600 a DN 1400 con giunto tipo 2 con anello di precompressione**

DN mm	Dimensioni dei tubi			Estremità fresata e ±2	Bicchiere			Anello intercalare in legno			Lunghezza nominale l1±1	Spinta massima ammissibile F2 <sup>(1)</sup> kN	Peso Kg/m
	d1	d3+0/-1	dm		dk±1	Sk±0,2	bK±1	d7±1	d2a±1	d2b±1			
600	599±9	723	766+0/-18	70	731	3	143	19	713	615	1.981	3.100	350
700	695±12	827	870+0/-24	70	837	4	143	19	816	715	1.981	3.200	424
800	792±12	921	970+0/-24	70	931	4	143	19	911	823	1.981	3.700	507
1.000	1.056±15	1.218	1.275+0/-30	70	1.230	5	143	19	1.208	1.077	1.981	5.700	855
1.200	1.249±18	1.408	1.475+0/-36	70	1.422	6	143	19	1.397	1.277	1.981	6.400	990
1.400	1.400±30	1.408	1.630+0/-60	70	1.555	6	143	19	1.530	1.422	1.981	a richiesta	1.240

<sup>(1)</sup> F2 forza di spinta massima con controllo e registrazione automatica, valori di sicurezza 2 e 1,6.

Figura 18: Scheda tecnica tubi per posa a spinta GRES.

La condotta nel pozzetto 3a, preso come riferimento la testa del tubo, sarà posizionata ad una profondità di 6,95 m (corrispondente ad una quota del fondo condotta di 1,56 m). Da qui con pendenza del 0,2% continuerà fino al pozzetto 2a dove la testa del tubo sarà posizionata ad una profondità di 7,33 m (corrispondente ad una quota del fondo condotta di 0,83 m). Per tutta la tratta in attraversamento al rilevato ferroviario ( 2a-2b) la condotta sarà interrata ad una profondità minima all'estradosso superiore della condotta di 7,40 m. Tale profondità garantirà la non sussistenza di possibili interferenze con tutti i manufatti di fondazione del rilevato ferroviario, delle linee elettriche oltre che di condotte idriche e dei cavi elettrici e telefonici interrati di pertinenza delle ferrovie.

La tratta finale 2a-2 non sarà in continuità con le precedenti in quanto nel pozzetto 2a verrà realizzato un salto di fondo di 0,92 m che farà arrivare la testa del tubo nel pozzetto 2 ad una profondità di 8,75 m (corrispondente ad una quota del fondo condotta di -0,29 m) (vedi Figura 19). Vista la notevole profondità raggiunta nel pozzetto 2 sarà poi realizzato un impianto di sollevamento.

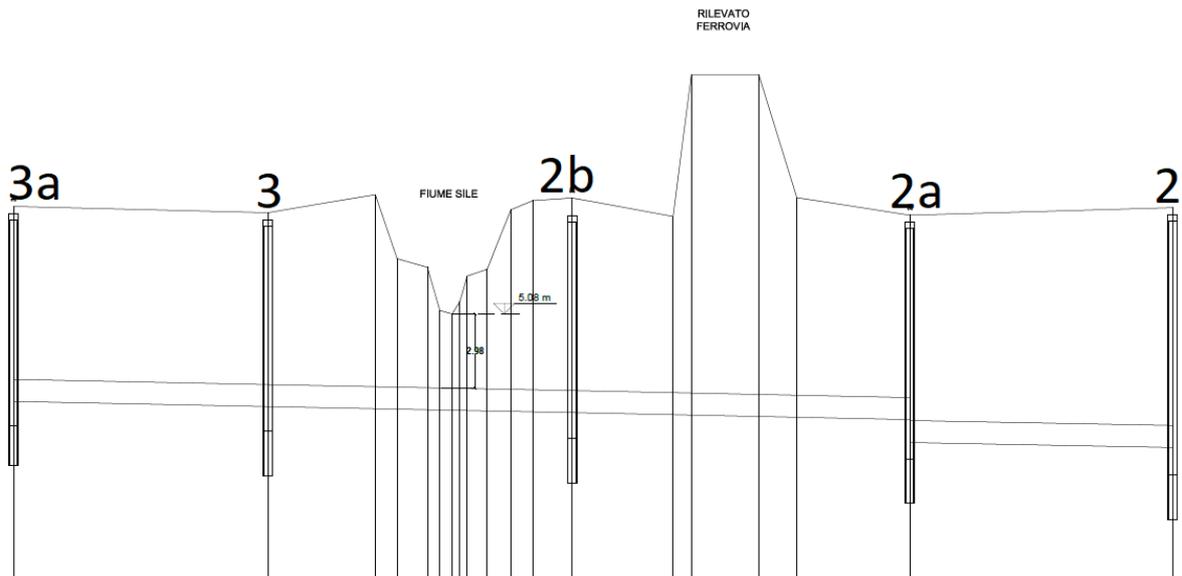


Figura 19: Profilo longitudinale di progetto.



## 6. QUADRO ECONOMICO

La realizzazione delle dorsali con posa no-dig, di cui fai parte la tratta oggetto di studio, è stata progettata in parziale contrapposizione con l'ipotesi di solo posa tradizionale (con scavo a cielo aperto). Oltre che dal punto di vista funzionale è stato effettuato anche un confronto dal punto di vista economico delle due ipotesi di progetto.

Per la posa di condotte con tecnica tradizionale il calcolo sommario della spesa è stato condotto stimando dei costi parametrici di posa (per una profondità media di 2,5 m). Il costo parametrico comprende gli oneri per la demolizione delle pavimentazioni stradali, lo scavo, la formazione del letto di posa, la posa del tubo, il rinfiacco e ricoprimento della condotta, il re-interro con materiali di cava, il ripristino della pavimentazione stradale, il trasporto e smaltimento a discarica dei materiali non riutilizzabili. A parte sono computati gli oneri per l'abbassamento di falda, per la risoluzione delle interferenze longitudinali e trasversali, per la posa dei pozzetti di linea e dei chiusini, per la realizzazione degli allacciamenti. A parte, inoltre, è computato l'onere per il rifacimento del tappeto stradale, sull'intera sede stradale per le condotte a gravità con allacciamenti, per una singola corsia nel caso di condotte in pressione. Per quanto riguarda il centro storico la stima tiene conto della demolizione e ripristino delle pavimentazioni in porfido in luogo del manto bituminoso. Per gli impianti di sollevamento è stato utilizzato un costo medio di realizzazione sulla base di esperienze recenti, comprensivo di opere civili ed elettromeccaniche, distinguendo due casistiche: i piccoli impianti fino a 3.000 ab. eq. e gli impianti di taglia superiore. La stima dei costi che ne risulta è riportata in Figura 20.

<b>A) LAVORI</b>		
<b>ESTERNO MURA</b>		€ 96.778.000,00
<i>lavori a corpo e a misura</i>	€ 87.136.200,00	
<i>economie</i>	€ 4.356.800,00	
<i>oneri per la sicurezza</i>	€ 5.285.000,00	
<b>CENTRO STORICO</b>		€ 14.354.400,00
<i>lavori a corpo e a misura</i>	€ 12.933.800,00	
<i>economie</i>	€ 646.700,00	
<i>oneri per la sicurezza</i>	€ 773.900,00	
Totale lavori e sicurezza		€ 111.132.400,00
<b>TOTALE LAVORI ARROTONDATO</b>		<b>€ 111.132.000,00</b>
<b>B) SOMME A DISPOSIZIONE DELL' AMMINISTRAZIONE</b>		
1) Rilievi, accertamenti, indagini		€ 4.544.000,00
<i>rilievi piano altimetrici</i>	€ 556.000,00	
<i>indagini geologiche, geotecniche</i>	€ 70.000,00	
<i>campionamenti terre di scavo</i>	€ 507.000,00	
<i>valutazione rischio rinvenimento ordigni bellici inesplosi (VRB)</i>	€ 676.000,00	
<i>misure atte a ridurre il rischio bellico</i>	€ 1.047.000,00	
<i>indagine archeologica preliminare</i>	€ 111.000,00	
<i>assistenza archeologica continuativa</i>	€ 1.577.000,00	
2) Costo fornitura tubazioni		€ 16.714.500,00
<i>esterno mura</i>	€ 14.829.900,00	
<i>centro storico</i>	€ 1.884.600,00	
3) Imprevisti (compresa IVA)		€ 8.334.900,00
4) Oneri per spostamento sottoservizi		€ 29.303.700,00
<i>esterno mura</i>	€ 24.396.700,00	
<i>centro storico</i>	€ 4.907.000,00	
5) Acquisizione aree o immobili e pertinenti indennizzi		€ 3.333.960,00
6) Spese tecniche (progettazione, direzione lavori, coord. Sicurezza, collaudi)		€ 12.784.650,00
7) Spese per pubblicità e attività tecnico amministrative connesse alla progettazione		€ 200.000,00
Totale somme a disposizione		€ 75.215.710,00
<b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE ARROTONDATO</b>		<b>€ 75.216.000,00</b>
<b>TOTALE GENERALE</b>		<b>€ 186.348.000,00</b>

Figura 20: Quadro economico con posa tradizionale.

Per la posa di condotte con tecnica microtunnelling si è proceduto utilizzando i costi parametrici di impianto/spostamento cantiere, realizzazione pozzi di spinta/recupero testa fresante e di spinta delle tubazioni forniti dal consulente, ing. Mazzetti di Enki Srl. La stima dei costi che ne risulta è riportata in Figura 21.

<b>A) LAVORI</b>		
<b>ESTERNO MURA</b>		€ 96.045.000,00
<i>lavori a corpo e a misura</i>		€ 86.474.100,00
<i>economie</i>		€ 4.324.000,00
<i>oneri per la sicurezza</i>		€ 5.246.900,00
<b>CENTRO STORICO</b>		€ 13.934.600,00
<i>lavori a corpo e a misura</i>		€ 12.547.200,00
<i>economie</i>		€ 627.400,00
<i>oneri per la sicurezza</i>		€ 760.000,00
<b>CONDOTTE MICROTUNNEL</b>		€ 11.766.400,00
<i>lavori a corpo e a misura</i>		€ 10.775.000,00
<i>economie</i>		€ 538.800,00
<i>oneri per la sicurezza</i>		€ 452.600,00
Totale lavori e sicurezza		€ 121.746.000,00
<b>TOTALE LAVORI ARROTONDATO</b>		<b>€ 121.746.000,00</b>
<b>B) SOMME A DISPOSIZIONE DELL' AMMINISTRAZIONE</b>		
<b>1) Rilievi, accertamenti, indagini</b>		€ 4.674.000,00
<i>rilievi piano altimetrici</i>		€ 609.000,00
<i>indagini geologiche, geotecniche</i>		€ 170.000,00
<i>campionamenti terre di scavo</i>		€ 515.000,00
<i>valutazione rischio rinvenimento ordigni bellici inesplosi (VRB)</i>		€ 668.000,00
<i>misure atte a ridurre il rischio bellico</i>		€ 1.034.000,00
<i>indagine archeologica preliminare</i>		€ 122.000,00
<i>assistenza archeologica continuativa</i>		€ 1.556.000,00
<b>2) Costo fornitura tubazioni</b>		€ 16.690.500,00
<i>esterno mura</i>		€ 14.817.100,00
<i>centro storico</i>		€ 1.873.400,00
<b>3) Imprevisti (compresa IVA)</b>		€ 9.131.000,00
<b>4) Oneri per spostamento sottoservizi</b>		€ 30.611.500,00
<i>esterno mura</i>		€ 24.220.200,00
<i>centro storico</i>		€ 4.937.800,00
<i>per condotte microtunnel</i>		€ 1.453.500,00
<b>5) Acquisizione aree o immobili e pertinenti indennizzi</b>		€ 4.261.110,00
<b>6) Spese tecniche (progettazione, direzione lavori, coord. Sicurezza, collaudi)</b>		€ 13.843.650,00
<b>7) Spese per pubblicità e attività tecnico amministrative connesse alla progettazione</b>		€ 200.000,00
Totale somme a disposizione		€ 79.411.760,00
<b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE ARROTONDATO</b>		<b>€ 79.412.000,00</b>
<b>TOTALE GENERALE</b>		<b>€ 201.158.000,00</b>

Figura 21: Quadro economico con dorsali no-dig.

Come si può notare, nonostante l'estensione complessiva delle reti rimanga pressoché analoga, l'importo delle opere nel caso di posa con tecnologia microtunneling lievita di circa 15 milioni di euro. Tale differenza potrebbe in parte essere compensata dal minore costo che si avrebbe per la gestione degli impianti di sollevamento. Individuate le potenzialità degli impianti di sollevamento di progetto e raffrontate alle portate nominali degli impianti esistenti si è infatti potuto realizzare un confronto riassunto in Tabella 1 e Tabella 2.

Tipo di posa	Numero impianti di sollevamento (e potenzialità)		
	ESTERNO MURA	CENTRO STORICO	TOTALE
Tradizionale	25 (58400 ab)	10 (13000 ab)	35
No-dig	24 (64600 ab)	4 (1600 ab)	28

Tabella 1: Numero impianti di sollevamento (e potenzialità) nelle due ipotesi di progetto.

Tipo di posa	Costo gestione annuale impianti di sollevamento		
	ESTERNO MURA	CENTRO STORICO	TOTALE
Tradizionale	€ 72784,47	€ 27242,17	€ 100026,64
No-dig	€ 81099,47	€ 9678,00	€ 90777,47

Tabella 2: Stima dei costi di manutenzione degli impianti nelle due ipotesi di progetto.

Deve infine tenersi presente che gli impianti di sollevamento devono periodicamente sottoporsi ad una manutenzione straordinaria delle opere elettromeccaniche (sostituzione giranti, sostituzione catene di sollevamento, sostituzione pompe, ecc.). Tali costi variano in funzione della taglia dell'impianto, e sono difficilmente quantificabili con precisione in quanto la serie storica di dati relativi alla gestione degli impianti esistenti è limitata a pochi anni di osservazione. In sede di progetto, per impianti di piccola taglia, è stato assunto un onere per manutenzioni di piccola entità con cadenza biennale di circa €1.000 ed un onere per manutenzioni importanti con cadenza quinquennale di €5.000: ipotizzata una vita utile delle opere di 50 anni, per ciascun impianto ne è risultato un onere manutentivo straordinario di €75000 che, applicato agli 7 impianti risparmiati con la soluzione no-dig, comporta un risparmio di €525000 in 50 anni. A ciò si aggiungono i circa €10000 per anno di risparmio pari ad ulteriori € 500000. Tale risparmio (complessivamente € 1025000), seppur di larga massima, viene inoltre ridotto dalla necessità di procedere a frequenti idro pulizie delle condotte no-dig, che, come spiegato nel capitolo 4, hanno diametri esuberanti rispetto alle richieste idrauliche e necessitano, pertanto, di frequenti lavaggi.

Procedere con la seconda ipotesi (posa no-dig) comporta degli oneri aggiuntivi in fase di esecuzione di circa 15 milioni a fronte di un risparmio gestionale, nei 50 anni di vita utile delle opere, di circa 1 milione di euro. Da un punto di vista economico la soluzione non è certamente vantaggiosa. D'altro canto però il fatto che la notevole riduzione degli impianti di sollevamento del centro storico e soprattutto della loro potenzialità (vedi Tabella 1) permetterà di ridurre i disagi legati agli interventi di manutenzione nel centro cittadino ha fatto propendere per la suddetta scelta.

In particolare, per la tratta oggetto di studio, si è calcolato un costo di circa € 2730000,00 di cui € 91486,77 per la sicurezza (vedi Figura 22).

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO	
A) LAVORI	
CONDOTTE MICROTUNNEL	€ 1.852.117,90
<i>lavori a corpo e a misura - economie</i>	€ 1.760.631,13
<i>oneri per la sicurezza</i>	€ 91.486,77
Totale lavori e sicurezza	€ 1.852.117,90
<b>TOTALE LAVORI</b>	<b>€ 1.852.117,90</b>
B) SOMME A DISPOSIZIONE DELL' AMMINISTRAZIONE	
0) Fornitura di Tubi in gres ceramico per microtunnelling	€ 417.682,10
1) Rilievi, accertamenti, indagini	€ 75.200,00
<i>rilievi piano altimetrici</i>	€ 9.000,00
<i>indagini geologiche, geotecniche, campionamenti terre di scavo</i>	€ 50.000,00
<i>indagine archeologica preliminare</i>	€ 5.000,00
<i>assistenza archeologica continuativa</i>	€ 11.200,00
2) Oneri per spostamento sottoservizi	€ 40.000,00
3) Spese tecniche (progettazione, direzione lavori, coord. Sicurezza, collaudi)	€ 175.000,00
4) Acquisizione aree o immobili e pertinenti indennizzi	€ 60.000,00
<i>indennizzi</i>	€ 52.000,00
<i>spese frazionamenti e pratiche catastali</i>	€ 8.000,00
5) Spese per pubblicità e attività tecnico amministrative connesse alla progettazione	€ 15.000,00
6) Imprevisti	€ 95.000,00
Totale somme a disposizione	€ 877.882,10
<b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE</b>	<b>€ 877.882,10</b>
<b>TOTALE GENERALE</b>	
	<b>€ 2.730.000,00</b>

Figura 22: Quadro economico della tratta in esame.