COMUNE DI NAPOLI

AREA TUTELA DEL TERRITORIO

Servizio Ciclo Integrato delle Acque e Tutela del Mare

CUP: B66G04000470001

PIANO OPERATIVO "AMBIENTE" (FSC 2014 – 2020) - ADDENDUM II

RIASSETTO IDROGEOLOGICO E ADEGUAMENTO RETI FOGNARIE DELL'AREA DI SOCCAVO - PRIMO STRALCIO

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. ROBERTA CATAPANO - Comune di Napoli

STUDIO PAOLETTI
INGEGNERI ASSOCIATI
20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264
fax (02) 26681553 - E-Mail: Studiopaoletti@etatec.it

I PROGETTISTI:

Prof. Ing. ALESSANDRO PAOLETTI
Dott. Ing. FILIPPO MALINGEGNO
Dott. Ing. VINCENZO CICCARELLI

GRUPPO DI LAVORO:

Dott. Ing. NICOLA PACCANELLI
Geom. FABRIZIO SALMISTRARO
Geom. RUGGERO GORLA

CONSULENZA GEOTECNICA E STRUTTURALE:

Dott. Ing. NICOLA BRACALE

	NOME	FIRMA	DATA
REDAZIONE	N. PACCANELLI		
VERIFICA	F. MALINGEGNO		
APPROVAZIONE	A. PAOLETTI		

TITOLO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Revisioni	N°	Descrizione	Data
	1	EMISSIONE	Dicembre 2004
	2	AGGIORNAMENTO	Dicembre 2016
	3	AGGIORNAMENTO	Ottobre 2021
	4	AGGIORNAMENTO	Ottobre 2023
	5	REVISIONE ED INTEGRAZIONE PER VERIFICA PROGETTO	Gennaio 2024

Numero elaborato	TIPOLOGIA	COMMITTENTE	COMMESSA	DOCUMENTO	NUMERO
	PE	342	21/03	AT	A.06.00

I N D I C E

1. PREMESSA....3
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO....5
2.1 SISTEMA DI COLLETTAMENTO PRINCIPALE FINO ALLA DORSALE "NORD – SUD" IN VIA ADRIANO....5
2.1.1 Tratto a cielo aperto lungo via F. Bottazzi fino a piazza Croce di Piperno.7
2.1.2 Tratto in minitunnel lungo via S. Manna fino a via dell'Epomeo....7
2.1.3 Attraversamento in minitunnel (spingitubo) di via dell'Epomeo....8
2.1.4 Tratto in minitunnel e in scavo a cielo aperto lungo via Servio Tullio....8
2.1.5 Tratto lungo via Adriano fino alla dorsale Nord - Sud....9
2.2 NUOVE FOGNATURE AFFERENTI ALLA DORSALE PRINCIPALE....10
2.2.1 Tratto di via Filippo Bottazzi da piazza S. Pietro a via Pia....10
2.2.2 Tratti di via Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno..11
3. CALCOLI IDRAULICI DEL PRESENTE PROGETTO....12
3.1 TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO....12
3.2 METODOLOGIE DI CALCOLO ADOTTATE....12
3.3 MODELLO IDRODINAMICO INFOWORKS CS....13
3.3.1 Generalità sul modello....13
3.4 IL BACINO SCOLANTE E LA RETE FOGNARIA ATTUALE....14
3.4.1 Precipitazioni di progetto....18
3.4.2 Ietogrammi di progetto....19
3.4.3 Portate al colmo al variare del tempo di ritorno....20
3.4.4 Sovraccarichi e conseguenti esondazioni in superficie....21
3.5 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRODINAMICHE....22
3.5.1 Stato attuale....22
3.5.2 Stato di progetto....31
4. MANUFATTI IDRAULICI PARTICOLARI....40
4.1 PREMESSA....40
4.2 MANUFATTI DI SALTO....40
4.2.1 Metodo di calcolo....40
4.2.2 Manufatto via Croce di Piperno....42
4.2.3 Manufatto via S. Manna....44
4.3 MANUFATTI DI CONFLUENZA....45
4.3.1 Manufatto di confluenza di via Adriano nella dorsale Nord-Sud....46

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – bacini afferenti alle diverse aree d'intervento considerate. 14
Tabella 2 – Parametri delle CPP considerati 19
Tabella 3 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno via G. Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno. 28
Tabella 4 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno via Manna. 29
Tabella 5 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno in via S. Tullio e via Adriano. 30
Tabella 6 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via Bottazzi nelle condizioni di progetto. 35
Tabella 7 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via G. Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno nelle condizioni di progetto. 36
Tabella 8 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via Manna nelle condizioni di progetto. 38
Tabella 9 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via S.Tullio via Adriano nelle condizioni di progetto. 39

1. PREMESSA

La presente relazione descrive i calcoli idrologici e idraulici effettuati per la verifica del sistema di collettori esistenti ed il dimensionamento degli interventi in progetto.

Come già esposto nella Relazione generale (atto n. A.01.00) il presente Progetto Esecutivo comprende parte degli interventi previsti nel Progetto Preliminare del luglio 2002[1] e nel Progetto Preliminare del febbraio 2004[2] riguardanti il riassetto idrogeologico e l'adeguamento delle strutture fognarie delle aree occidentali della città di Napoli ubicate nel bacino idrografico afferente alla dorsale Arena S. Antonio con riferimento alla riabilitazione delle tre principali dorsali di drenaggio di tale vasto settore della città costituite dal collettore Arena S. Antonio, dalla collettrice nuovo Cinthia – Emissario di Bagnoli e dalla collettrice di Pianura indicate nella seguente Figura 1.

In tale quadro di riferimento, il presente progetto entra nel merito di importanti interventi di potenziamento della dorsale Arena S. Antonio, asta principale dell'omonimo bacino, e di riqualificazione dei sistemi fognari del quartiere di Soccavo, nel quale si lamentano pronunciate carenze nello smaltimento dei deflussi superficiali generati durante gli eventi meteorici più intensi, con pronunciate criticità anche nei riguardi dell'equilibrio idrogeologico del sottosuolo.

Il presente progetto tiene inoltre conto dei seguenti precedenti progetti esecutivi di lotti di intervento già realizzati in via prioritaria per un primo sostanziale alleggerimento delle criticità prima citate e già entrati regolarmente in esercizio:

- il progetto esecutivo in data luglio 2004[3] del I lotto di opere di rifunzionalizzazione del collettore Arena S. Antonio e della collettrice di via Cinthia - Emissario di Bagnoli, fondamentali per riaprire al servizio quest'ultima collettrice avente la funzione di scolmatore dell'Arena S. Antonio atto a un sostanziale alleggerimento delle insufficienze;
- il progetto esecutivo in data novembre 2005[4] del I stralcio del collettore Nord – Sud di Soccavo con il quale si è costruita una nuova importante dorsale drenante che da via Epomeo giunge a confluire nell'Arena S. Antonio con un grande pozzo di caduta e dissipazione ubicato in via Tertulliano;
- il progetto esecutivo in data settembre 2006[5] del I stralcio del risanamento del sistema fognario di via Cupa Terracina, incrocio via Terracina, parte terminale di via Marconi fino al nuovo innesto con il collettore Arena S. Antonio.

---

1 *Commissario Straordinario Emergenza sottosuolo - Sindaco di Napoli. Progetto Preliminare "Rifunzionalizzazione dei collettori Arena S. Antonio, collettrice di Pianura e collettrice di via Cinthia - Emissario di Bagnoli", luglio 2002.*

2 *Commissario Straordinario Emergenza sottosuolo - Sindaco di Napoli. Progetto Preliminare "Riassetto Idrogeologico e adeguamento reti fognarie delle aree di Soccavo e Piazzale Tecchio", febbraio 2004*

3 *Commissario Straordinario Emergenza sottosuolo - Sindaco di Napoli. Progetto esecutivo I lotto "Rifunzionalizzazione del collettore di via Cinthia - Emissario di Bagnoli ed adeguamento del tratto terminale del collettore Arena S. Antonio dalla confluenza con la collettrice di Pianura al mare" luglio 2004.*

4 *Commissario Straordinario Emergenza sottosuolo - Sindaco di Napoli. Progetto esecutivo per il Riassetto idrogeologico e adeguamento reti fognarie dell'area di Soccavo. I stralcio - Dorsale Nord-Sud. Novembre 2005.*

5 *Commissario Straordinario Emergenza sottosuolo - Sindaco di Napoli. Progetto esecutivo per il Riassetto idrogeologico e adeguamento reti fognarie dell'area di Fuorigrotta. I stralcio. Settembre 2006.*

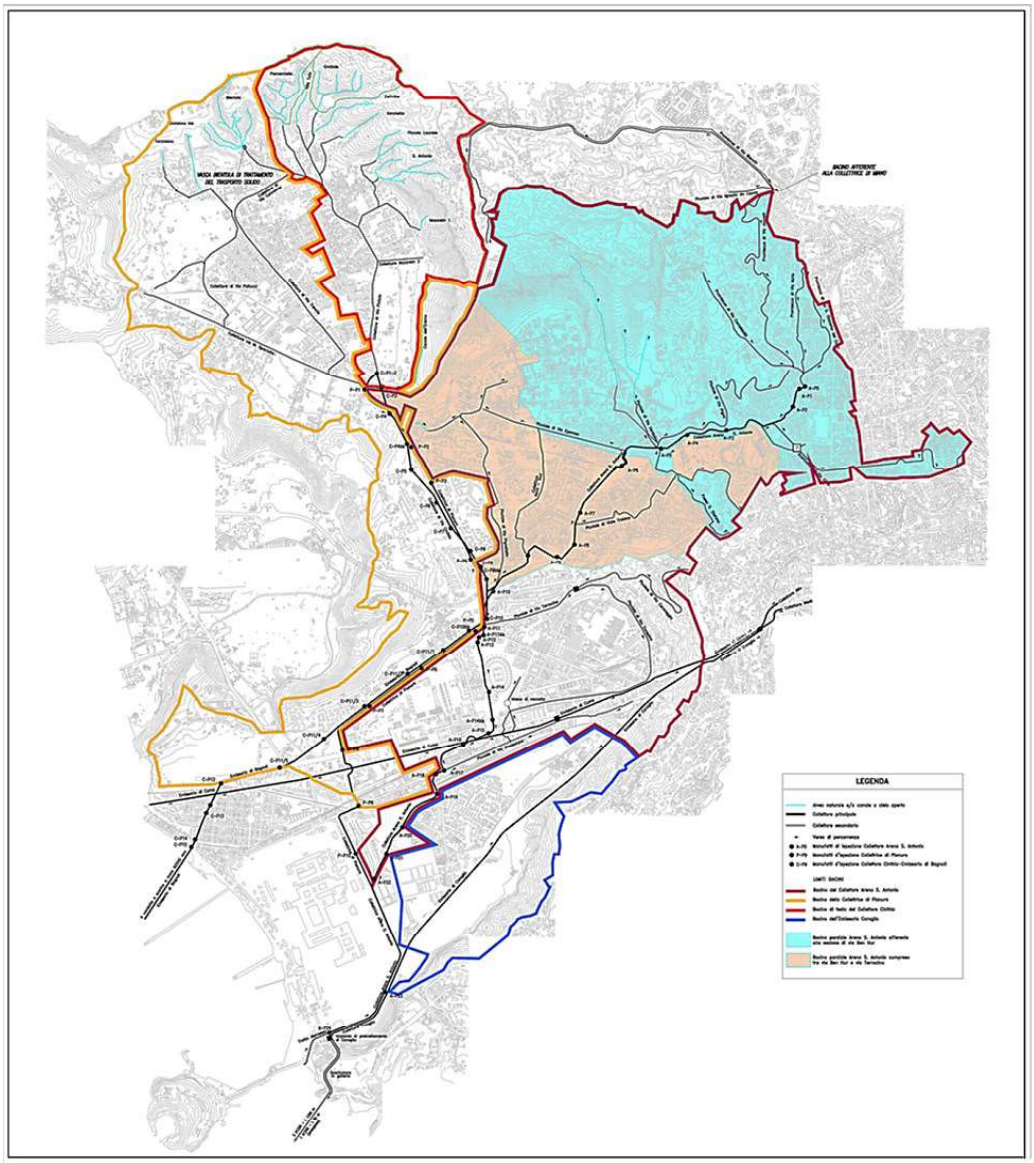


Figura 1 – Planimetria generale del bacino dell'Arena S. Antonio.

Tenendo conto delle risultanze dei citati progetti relativamente all'adeguamento delle richiamate dorsali principali, il presente progetto riguarda un importante gruppo di interventi destinati al potenziamento del sistema fognario interno al quartiere di Soccavo ed al potenziamento dell'Arena S. Antonio in un tratto ove è marcata la sua attuale insufficienza.

Per quanto riguarda Soccavo, riscontrata l'impossibilità, a causa di nuove edificazioni oggi esistenti, di realizzare il prolungamento a monte del collettore Nord - Sud tra via Epomeo e via Filippo Bottazzi lungo il tracciato precedentemente studiato, **il presente progetto esecutivo (Soccavo - 1° Stralcio) prevede di intervenire con una nuova dorsale principale lungo le vie Filippo Bottazzi, piazza Croce di Piperno, via Stanislao Manna, via Servio Tullio, via Adriano, fino alla confluenza nell'esistente dorsale Nord-Sud, atta alla risoluzione del drenaggio idraulico del centro della municipalità di Soccavo comprese anche ulteriori condotti afferenti a tale dorsale principale.**

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

In sintesi il progetto prevede i seguenti gruppi di intervento:

- realizzazione di un nuovo sistema di drenaggio principale atto a raccogliere le portate del bacino di Soccavo a completamento del primo tratto della dorsale Nord-Sud già costruita. Esso è quindi destinato a creare la nuova dorsale principale di deflusso delle acque meteoriche e nere di Soccavo verso la dorsale Nord-Sud e l'Arena S. Antonio;
- adeguamento di altre fognature comunali afferenti alla suddetta dorsale principale;
- realizzazione degli interventi atti a migliorare la capacità di intercettazione e convogliamento delle acque meteoriche della zona di Soccavo che attualmente ruscellano sulle superfici stradali provocando allagamenti;

2.1 SISTEMA DI COLLETTAMENTO PRINCIPALE FINO ALLA DORSALE "NORD – SUD" IN VIA ADRIANO

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo sistema di collettamento principale destinato a costituire l'asse centrale di drenaggio del centro di Soccavo fino al recapito in corrispondenza di via Adriano nella dorsale Nord – Sud già realizzata dal 2011 e regolarmente funzionante.

In particolare, con riferimento alla planimetria di Figura 2, il progetto prevede di realizzare i tratti fognari qui di seguito descritti da monte a valle.

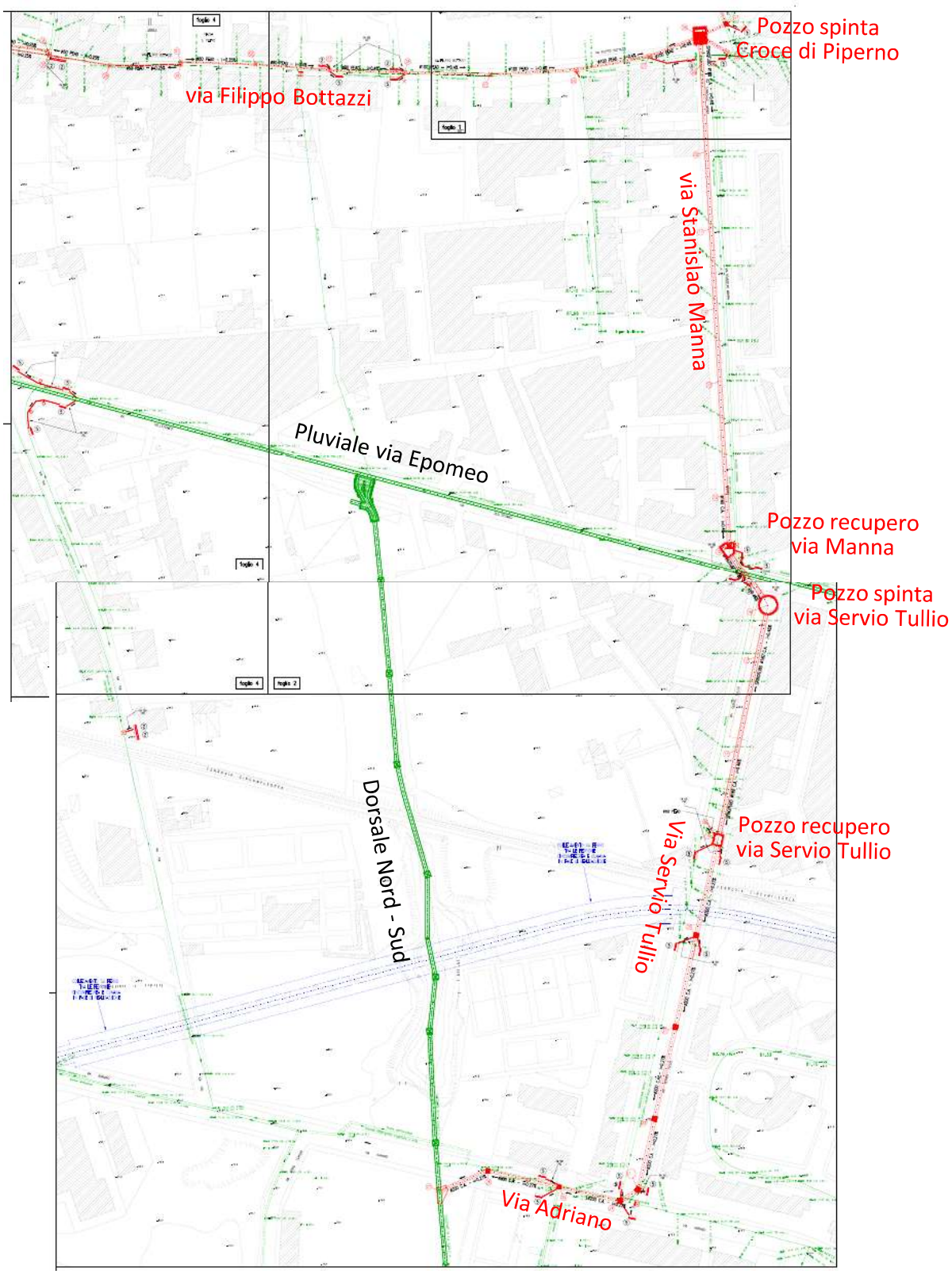
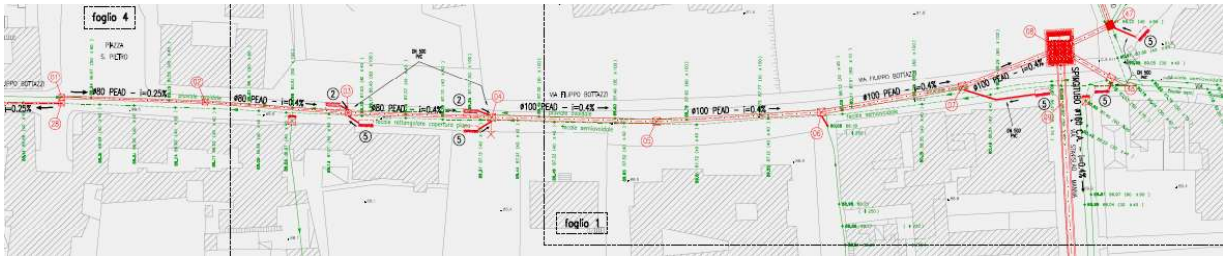


Figura 2 – Planimetria delle opere in progetto afferenti alla dorsale Nord-sud.

2.1.1 Tratto a cielo aperto lungo via F. Bottazzi fino a piazza Croce di Piperno

Si sviluppa lungo via Filippo Bottazzi da ovest a est per 294 m a partire da piazza S. Pietro fino a piazza Croce di Piperno ove confluisce nella grande camera di spinta del collettore di via Stanislao Manna più oltre descritto. Il nuovo collettore è previsto in PEAD corrugato con diametri DN 800 e 1000 mm, pendenza 0,4 %. Il collettore dovrà essere posato da valle verso monte sostituendo le due condotte esistenti, aventi funzionalità precaria, e quindi via via collegando gli allacciamenti privati esistenti in destra e sinistra mediante brevi secondari fino alla più vicina cameretta di ispezione. Anche per tale motivo le camerette di ispezioni sono molto frequenti, come mostrano le planimetrie e i profili longitudinali di dettaglio del progetto, con intervallo medio di circa 40 m.



Il progetto comprende anche le opere di ricostruzione completa della pavimentazione superficiale riutilizzando il medesimo basolato in pietra lavica oggi presente.

Allo scopo di minimizzare l'ingombro del cantiere lo scavo sarà realizzato a sezione ristretta con protezione laterale delle pareti di scavo mediante palancole metalliche mobili (sistema blindoscavi) con contemporaneo spostamento o ancoraggio locale dei sottoservizi.

2.1.2 Tratto in minitunnel lungo via S. Manna fino a via dell'Epomeo

Trattandosi di una via principale con intenso traffico veicolare e avente una fitta rete di sottoservizi (telefono, energia elettrica, acquedotto, gas) la costruzione della nuova condotta è prevista con la tecnica del minitunnel (spingitubo) onde evitare l'apertura di scavi a cielo aperto cui conseguirebbero gravi disagi ed oneri diretti ed indiretti.

Si sviluppa da nord a sud per 275 m, diametro DN 1600 mm, pendenza 0,4 %, a partire dalla camera di spinta in piazza Croce di Piperno fino all'incrocio di via dell'Epomeo dove termina nella camera di recupero dello scudo di scavo in galleria (v. disegni di dettaglio di progetto: planimetria 1:500, profilo longitudinale , manufatti).

Nella suddetta camera di spinta verranno immessi tutti i condotti fognari confluenti in piazza Croce di Piperno, esistenti e in progetto, onde centralizzare in tal punto tutte le acque confluenti e indirizzarle nel nuovo collettore di via Stanislao Manna.

Questo è previsto in cls armato, strutturalmente compatibile con le sollecitazioni indotte dalla posa in opera in spinta, con profondità di posa idonea a restare sicuramente al di sotto dei prima citati sottoservizi.

I due condotti fognari attualmente esistenti lungo via Manna rimarranno in funzione, ma conquistando un regime di esercizio molto più consono essendo state intercettate a monte, in piazza Croce di Piperno, le acque che attualmente li sovraccaricano.

2.1.3 Attraversamento in minitunnel (spingitubo) di via dell'Epomeo

Anche il successivo tratto di attraversamento di via dell'Epomeo è previsto in minitunnel (spingitubo) in modo da non interferire con l'intensissimo traffico veicolare di tale importante arteria stradale e anche per sottopassare a profondità di sicurezza il collettore pluviale di via dell'Epomeo.

Si sviluppa per 41,50 m, pendenza 0,46 %, dalla camera di spinta posta in via Servio Tullio, immediatamente dopo l'attraversamento di via dell'Epomeo, e con recupero dello scudo e del macchinario di scavo in galleria nella medesima camera di recupero del tratto di via Manna prima descritta.

Onde consentire l'apertura delle necessarie finestre di attraversamento delle due cortine di pali poste lateralmente alla pluviale di via dell'Epomeo, questo tratto è previsto in cls armato DN 1800 mm. La sua quota di scorrimento è posta a circa 10 m dal piano stradale di via dell'Epomeo.

2.1.4 Tratto in minitunnel e in scavo a cielo aperto lungo via Servio Tullio

Come già detto immediatamente a ridosso dell'incrocio con via dell'Epomeo è ubicata la camera di spinta del tratto prima citato di attraversamento dell'incrocio. Data l'elevata profondità di posa dell'attraversamento, è necessario proseguire in minitunnel (spingitubo) anche per un primo tratto di via Servio Tullio, che ivi è fortemente in discesa, per una lunghezza di 130,5 m, diametro 1800 mm, pendenza 0,46 %, fino alla camera di recupero ubicata circa a metà di via Servio Tullio, poco a monte del sottopasso ferroviario, laddove la profondità di scorrimento si è ridotta a circa 4 m (v. disegni di dettaglio di progetto: planimetria, profilo longitudinale, manufatti).

Dalla camera di recupero del macchinario di spinta ubicata circa a metà di via Servio Tullio il collettore prosegue con scavo a cielo aperto per 202 m, diametro DN 2000 mm, pendenza 0,27 %, fino all'incrocio con via Adriano.

Data la larghezza della strada il tratto di valle da costruire con scavo a cielo aperto è previsto lungo il lato della strada dove non sono presenti fognature. In ogni caso lo scavo, onde non allargarne l'ampiezza in superficie, avverrà a sezione ristretta con protezione laterale delle pareti di scavo mediante palancole metalliche mobili (sistema blindoscavi).

2.1.5 Tratto lungo via Adriano fino alla dorsale Nord - Sud

Il medesimo collettore in cls armato DN 2000 mm, pendenza 0,27 %, prosegue poi con scavo a cielo aperto lungo via Adriano per una lunghezza di 110 m, fino a raggiungere la dorsale Nord- Sud già realizzata a seguito di precedente progettazione. La corrispondente camera di confluenza è ubicata all'interno di un terreno di proprietà comunale sul fregio sud di via Adriano (v. disegni di dettaglio di progetto: planimetria, profilo longitudinale, manufatti).

Anche in questo tratto lo scavo lungo la sede stradale, onde non allargarne l'ampiezza in superficie, avverrà a sezione ristretta con protezione laterale delle pareti di scavo mediante palancole metalliche mobili (sistema blindoscavi).

Nella camera di ispezione ubicata in corrispondenza dell'incrocio via Servio Tullio – via Adriano confluiranno anche i condotti fognari della parte est di via Adriano.

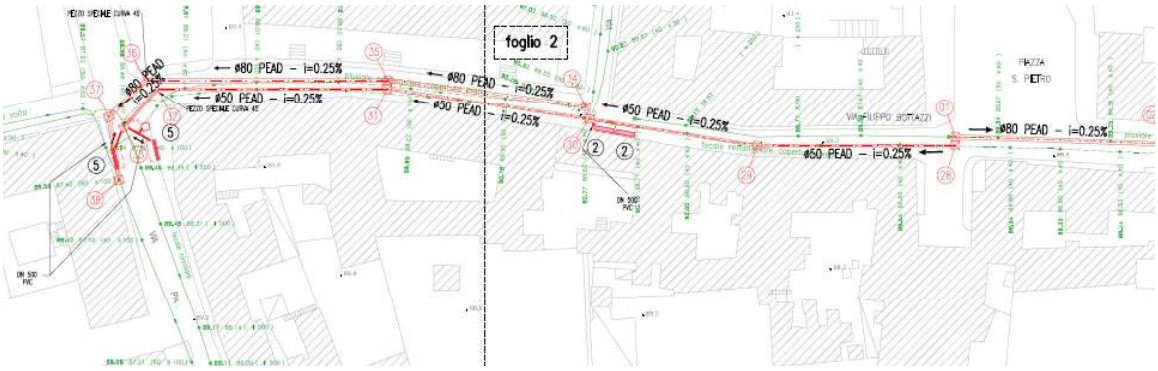
2.2 NUOVE FOGNATURE AFFERENTI ALLA DORSALE PRINCIPALE

Gli interventi previsti all'interno del presente progetto prevedono anche la costruzione di altri tratti della rete fognaria di Soccavo, finalizzata a risanare le insufficienze esistenti e potenziare la raccolta delle acque meteoriche.

2.2.1 Tratto di via Filippo Bottazzi da piazza S. Pietro a via Pia

Per il tratto più a monte di via Filippo Bottazzi il progetto prevede:

- la ricostruzione della fognatura nera (fecale) da piazza S. Pietro a via Pia con una tubazione in PEAD corrugato φ 500 mm, lunghezza 165 m, pendenza 0,25 %, compreso il tratto di attraversamento dell'incrocio con via Pia fino ad una nuova confluenza con l'esistente fecale di via Pia;
- la ricostruzione della fognatura pluviale dall'incrocio con via dei Monti a via Pia con una tubazione in PEAD corrugato φ 800 mm, lunghezza 106 m, pendenza 0,25 %, compreso il tratto di attraversamento dell'incrocio con via Pia fino alla nuova confluenza con l'esistente pluviale di via Pia.



Anche in questo tratto lo scavo, onde non allargarne l'ampiezza in superficie, avverrà a sezione ristretta con protezione laterale delle pareti di scavo mediante palancole metalliche mobili (sistema blindoscavi).

2.2.2 Tratti di via Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno

Per quanto riguarda la porzione est del bacino drenato dalla dorsale di via Filippo Bottazzi, è previsto, partendo da monte verso valle, il rifacimento della rete fognaria lungo via Giovanni Canonico, via traversa Croce di Piperno e via Croce di Piperno mediante la posa di nuovi condotti di fognatura mista e precisamente, da monte a valle:

- via Giovanni Canonico: condotto circolare ϕ 800 mm in PEAD, lunghezza 126 m, pendenza 2,5 %;
- via traversa Croce di Piperno: condotto circolare ϕ 800 mm in PEAD, lunghezza 85 m, pendenza 3,4 %;
- via Croce di Piperno: condotto circolare ϕ 1200 mm in PEAD, lunghezza 157 m, pendenza 2,3 %.

Anche in questi tratti lo scavo, onde non allargarne l'ampiezza in superficie, avverrà a sezione ristretta con protezione laterale delle pareti di scavo mediante palancole metalliche mobili (sistema blindoscavi).

3. CALCOLI IDRAULICI DEL PRESENTE PROGETTO

3.1 TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

I calcoli idrologici ed idraulici analizzano le prestazioni del sistema di drenaggio di cui trattasi con riferimento alle seguenti configurazioni:

- configurazione attuale:
- configurazione di progetto.

Entrambe queste configurazioni sono state esaminate in funzione di eventi di tempo di ritorno 2, 5, 10, 30 anni, in modo da classificare efficacemente le prestazioni idrauliche del sistema attuale e di progetto, in funzione del loro livello di criticità.

Ciò consente di rappresentare compiutamente le carenze idrauliche della configurazione attuale e i benefici connessi alle opere in progetto sia localmente per effetto dei potenziamenti locali, sia verso valle, ove anche si risentono gli effetti indotti dai potenziamenti stessi.

In particolare le verifiche di compatibilità idraulica dei dimensionamenti di progetto sono state condotte per il tempo di ritorno 30 anni per i collettori di maggiore importanza, tenendo presente l'alto livello dei danni che si possono generare nel contesto di urbanizzazione intensiva di cui trattasi in occasione di sovraccarichi e insufficienze della rete fognaria, e per il tempo di ritorno 10 anni per le condotte fognarie secondarie.

3.2 METODOLOGIE DI CALCOLO ADOTTATE

La complessità idraulica del sistema di drenaggio idraulico richiede di adottare uno strumento di calcolo atto a verificare come le insufficienze localizzate lungo i vari tratti del reticolo, ed aventi livelli differenti livelli di gravità, determinino condizioni di rigurgito, sovraccarico e locali allagamenti con corrispondenti modificazioni delle onde di piena verso valle.

Pertanto, in analogia a quanto effettuato nelle prima citate precedenti progettazioni, si è utilizzato il pacchetto idrodinamico INFOWORKS CS capace di riprodurre, con il voluto grado di dettaglio, tutti i suddetti complessi comportamenti del sistema di drenaggio afferente all'Arena S. Antonio e in particolare condizioni di moto vario a pelo libero e/o in pressione, con le relative transizioni, nonché di verificare, in quest'ultimo caso, se le sovrappressioni interne determinino quote piezometriche tali da provocare la fuoriuscita dell'acqua sulla superficie del terreno e quindi allagamenti.

Con l'utilizzazione di tale pacchetto idrodinamico, quindi, si ottiene una ricostruzione del fenomeno idraulico molto più aderente alla realtà rispetto a quanto possibile con i modelli puramente idrologici, normalmente utilizzati nella pratica progettistica, e con i calcoli idraulici che ipotizzano condizioni di moto uniforme.

3.3 MODELLO IDRODINAMICO INFOWORKS CS

3.3.1 Generalità sul modello

Il modello utilizzato è il pacchetto commerciale INFOWORKS CS atto alla simulazione fisicamente basata di reti idrauliche a pelo libero o in pressione drenanti bacini urbani o extra-urbani.

Il programma si compone di diversi moduli contenenti gli algoritmi di calcolo atti a rappresentare:

- le precipitazioni reali o sintetiche nei singoli sottobacini in cui si è suddiviso il bacino idrografico complessivo;
- la conseguente formazione delle piene in ogni sottobacino, in funzione di diverse possibilità di simulazione delle perdite idrologiche e degli scorrimenti superficiali;
- la simulazione del moto vario in ogni elemento del reticolo ed in ogni suo nodo particolare in funzione delle singole onde di piena affluenti ad esso dai diversi sottobacini;
- l'effetto di eventuali invasi, confluenze e scarichi di piena, sollevamenti, ecc.

Il modello ormai da molti anni è correntemente applicato nella pratica ingegneristica internazionale, collocandosi ai massimi livelli della produzione scientifica del settore. Per la sua diffusione il programma gode di una validazione ormai consolidata.

Il moto vario nelle canalizzazioni viene riprodotto utilizzando le equazioni complete del moto monodimensionale a superficie libera (equazioni di De Saint Venant), che descrivono in modo completo il fenomeno. A causa della loro non linearità, il programma INFOWORKS CS sviluppa i calcoli mediante tecniche alle differenze finite, secondo un formalismo matriciale.

Qualunque tipo di profilo della superficie libera può venire riprodotto da tali algoritmi in modo accurato, sia esso permanente o vario, accelerato o ritardato. Lo stesso dicasi per salti di fondo, immissioni concentrate, nodi a livello imposto e nodi esondati.

Laddove il moto diviene in pressione anziché a superficie libera, viene adottato lo schema dello "slot di Preissman", che consiste nell'ipotizzare il tratto in pressione come sormontato da una sottile fessura longitudinale (lo "slot", appunto) che raggiunge una quota superiore a quella della piezometrica massima, così da ricondurre anche il moto in pressione ad un moto a superficie libera, computabile quindi con algoritmi omogenei a quelli del moto a superficie libera in senso stretto. Ciò permette, fra l'altro, di simulare senza difficoltà alcuna anche il funzionamento dei sifoni.

Le simulazione delle fognature delle zone in analisi è stata condotta introducendo l'esatta geometria e altimetria delle camerette e dei condotti, ricavata dall'accurato rilievo topografico della rete messo a disposizione dall'Ufficio tecnico del Comune di Napoli, considerando sia la configurazione attuale sia quella modificata come da progetto. INFOWORKS CS fornisce l'andamento, per qualunque nodo e ramo della rete di drenaggio e ad ogni passo temporale, dell'altezza d'acqua in condotta e del suo eventuale sovraccarico, della velocità media e della portata. Vengono evidenziati anche i collettori idraulicamente insufficienti e quelli rigurgitati

3.4 IL BACINO SCOLANTE E LA RETE FOGNARIA ATTUALE

Il bacino idrografico complessivamente afferente al sistema di collettori in oggetto comprende una superficie di 2.100 ha (Figura 1), suddiviso in vari sottobacini tenendo conto dell'effettiva posizione delle principali immissioni di fognature miste secondarie nei collettori stessi. In particolare all'Arena S. Antonio contribuiscono 15 sottobacini (per un totale di 1.124 ha, escluso il bacino di Pianura); alla collettrice di Pianura afferiscono tre grossi sottobacini (che sono stati a loro volta suddivisi in 12 sottobacini più piccoli) per un totale di 661 ha e al collettore di via Cinthia afferisce un bacino di 315 ha in testa al collettore stesso e una parte del bacino del nuovo insediamento universitario di Monte Sant'Angelo.

Ai fini dei calcoli idrologici e idraulici del presente progetto, la superficie di bacino afferente ai diversi tratti fognari considerati è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 – bacini afferenti alle diverse aree d'intervento considerate.

Area in esame	Superficie [ha]
Via Bottazzi	6.13
Via dei Monti-inizio via Pia	3.04
Incrocio via Croce di Piperno-via Manna	8.54
Via Manna	4.76
Via Servio Tullio	5.06
Via Adriano, via Antonino Pio	10.60

Si sono considerate tre tipi di superfici contribuenti a ciascuna delle quali è stato assegnato un differente coefficiente di afflusso: 0.15 per le aree permeabili interne alle zone urbanizzate, 0.30 per le superfici naturali esterne alle aree urbane e per le superfici naturali del bacino di Pianura afferente alla collettrice di via Cinthia in quanto si tratta di bacini più acclivi che quindi contribuiscono maggiormente e più velocemente al deflusso superficiale e 0.65 per la superficie urbanizzata classificabile come impermeabile.

La scelta dei citati valori dei coefficienti di perdita idrologica e degli altri parametri attinenti ai tempi di risposta degli scorrimenti superficiali è stata effettuata per tentativi fino a ottenere valori delle portate al colmo nelle varie sezioni confrontabili con le portate stimate dallo studio C.U.G.RI. del 2000 sulla fognatura di Napoli[6]. In altri termini la taratura del modello è stata ottenuta, in assenza di dati sperimentali utilizzabili, per confronto con le portate dedotte dal C.U.G.RI. pur con approccio modellistico completamente differente anche se l'uso di un modello di tipo dinamico ha portato ad alcune differenze delle portate di piena. È comunque da segnalare che i valori dei parametri del modello ottenuti con la detta taratura di massima ricadono in intervalli usualmente riscontrati in pratica e citati dalla letteratura specializzata.

La scabrezza delle sezioni espresse con il coefficiente di Strickler è stata assunta pari a 70 $m^{1/3}/s$ per i collettori fognari in c.a. o in muratura, a 50 $m^{1/3}/s$ per i tratti di collettori rivestiti in ARMCO (è stato assunto questo valore per tenere in considerazione la presenza di eventuali sedimenti) e pari a 90 $m^{1/3}/s$ per le condotte di nuova realizzazione in PEAD.

In totale il dominio del bacino di modellazione è composto da 162 sottobacini e il reticolo è

6 C.U.G.RI. – Consorzio Inter-Universitario per la previsione e prevenzione dei Grandi Rischi: Il sistema fognario della città di Napoli alle soglie del 2000.

suddiviso in 263 nodi di calcolo e in 281 tratti. È da osservare che il modello di tipo dinamico consente di valutare il limite di sufficienza dei singoli tratti tenendo conto sia delle condizioni di eventuale rigurgito da valle, sia del tempo di risposta dei singoli sottobacini e quindi dello sfasamento temporale delle onde di piena per cui non sempre si osserva la contemporaneità dei picchi della portata di piena.

Le caratteristiche geometriche dei collettori sono state desunte dai rilievi e videoispezioni effettuati in precedenza e forniti dal Servizio Fognature del Comune di Napoli Si tratta di rilievi che descrivono con notevole accuratezza il reticolo fognario documentando posizione di ogni pozzetto di ispezione con le relative quote del fondo di scorrimento e della pavimentazione stradale. Tutte queste informazioni sono state immesse nei dati in input del modello che dunque è in grado di effettuare i calcoli idraulici conoscendo lunghezze, dimensioni e pendenze reali di ogni tratto del reticolo, nonché le quote della superficie stradale onde verificare e calcolare l'entità dell'eventuale sovrappressione e allagamenti conseguenti.

Lo schema topologico così risultante è riportato nello schema planimetrico di Figura 3.

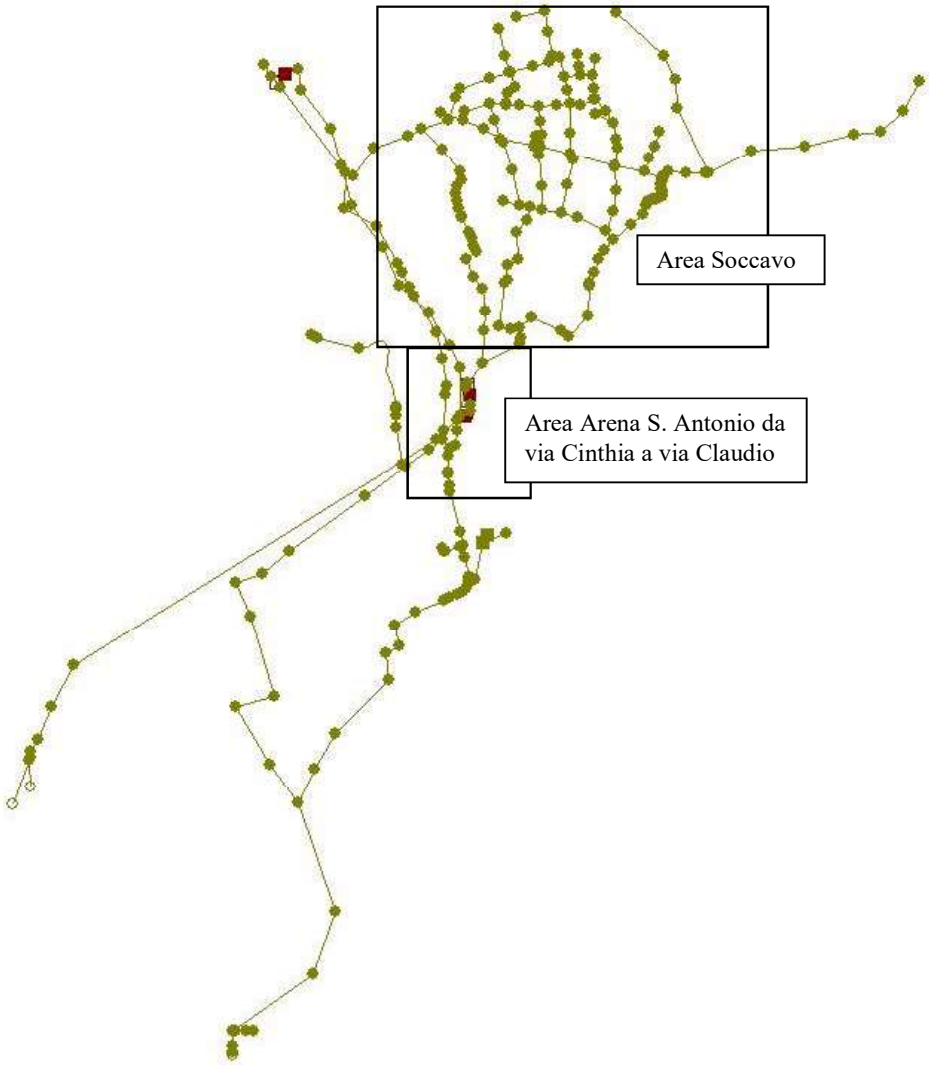


Figura 3 – Schema topologico del reticolo considerato.

In Figura 4 è indicata la suddivisione dei bacini afferenti ad ogni ramo del reticolo.

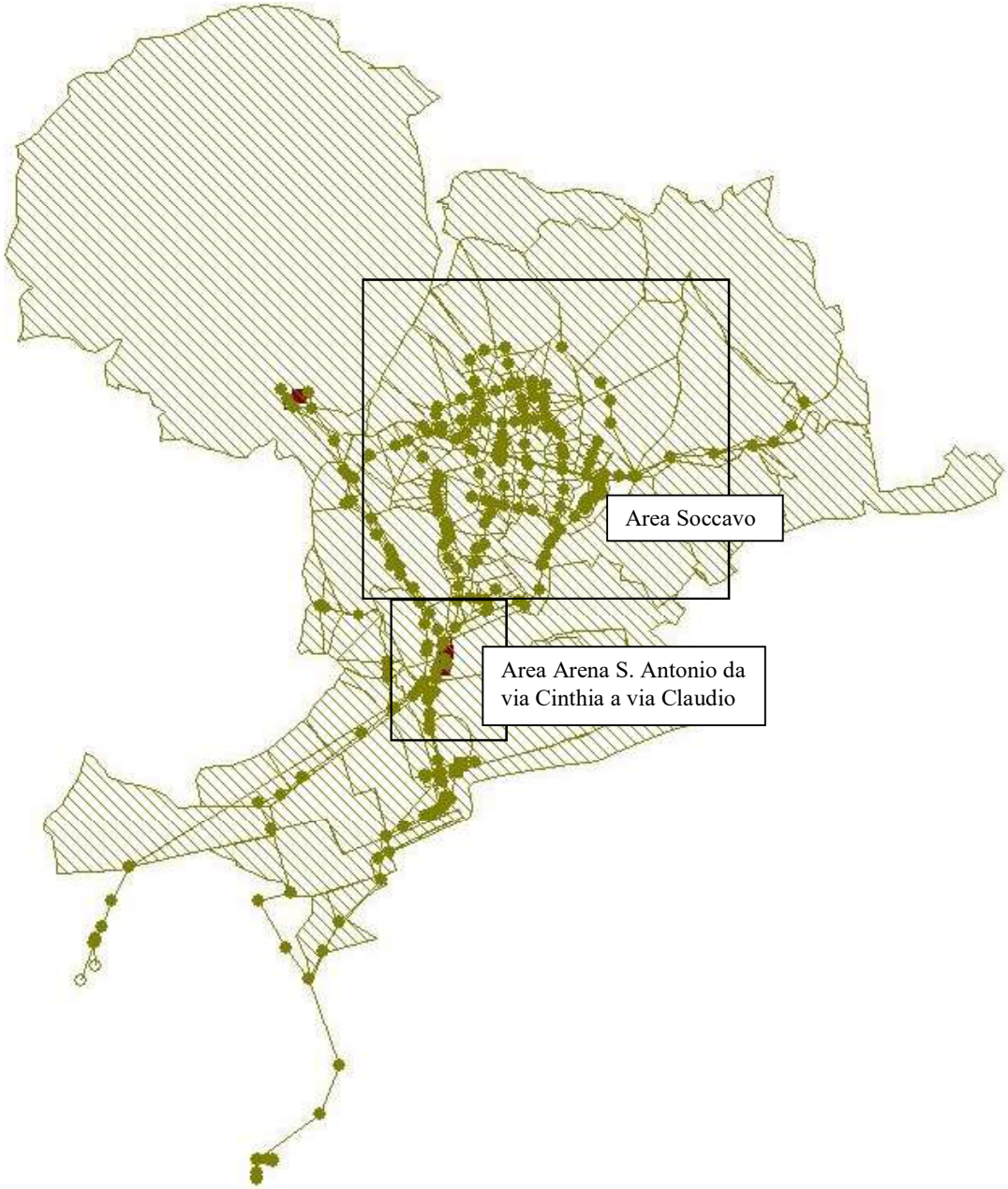


Figura 4 – Schema del reticolo e dei relativi bacini scolanti.

Nelle Figura 5, Figura 6 e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati con maggior dettaglio i reticoli fognari nelle diverse aree considerate nel progetto.

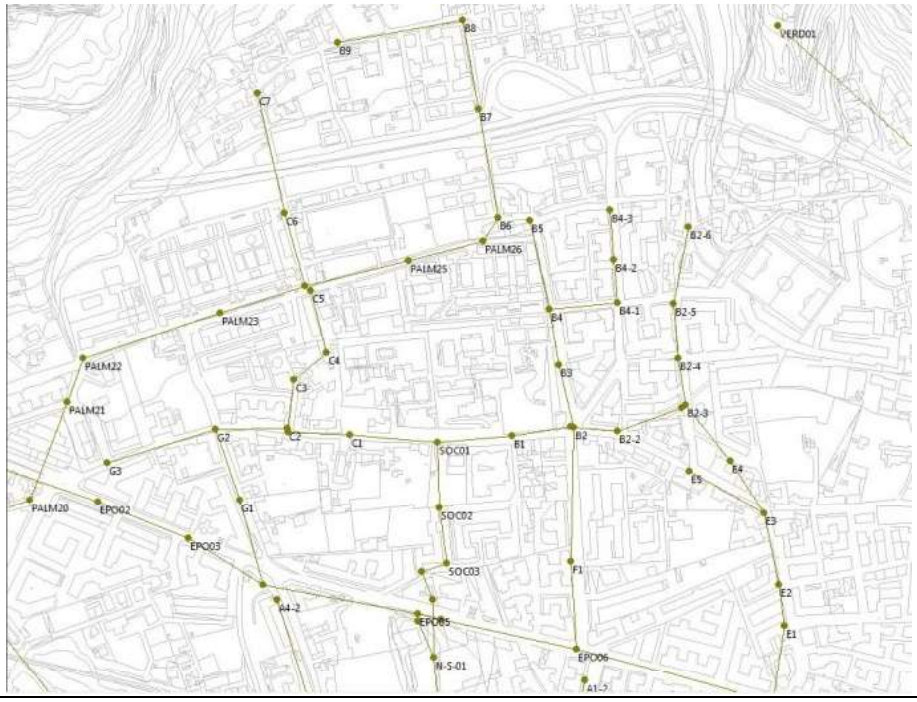


Figura 5 – Dettaglio dello schema topologico del reticolo di drenaggio e dei bacini scolanti della zona via Bottazzi, via Manna, via Croce di Piperno

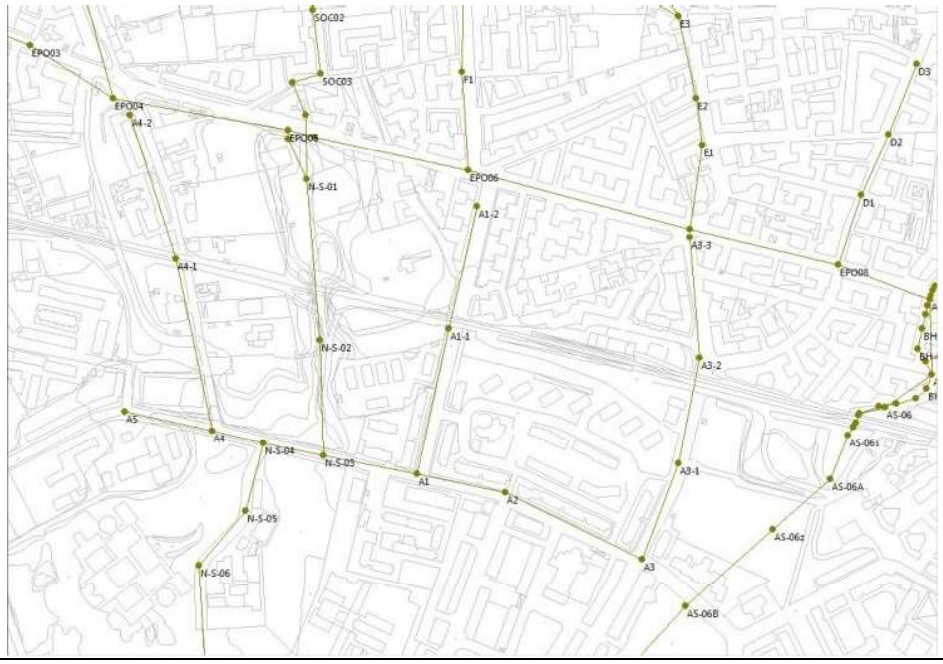


Figura 6 – Dettaglio dello schema topologico del reticolo di drenaggio e dei bacini scolanti della zona via S. Tullio, via Adriano, via Antonino Pio

3.4.1 Precipitazioni di progetto

La stima delle portate di piena che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata condotta con il modello di trasformazione afflussi – deflussi prima citato.

Gli eventi pluviometrici che interessano in questo tipo di studio, cioè quelli che determinano la crisi dei sistemi di drenaggio, sono quelli di breve durata e forte intensità. Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi pluviometrici vengono utilizzate le cosiddette curve di possibilità pluviometrica (CPP), elaborate a partire dalle registrazioni di altezza di pioggia effettuate nelle stazioni pluviometriche. Nel caso in oggetto si è potuto far riferimento ai dettagliati e recenti studi effettuati dalla scuola idraulica napoletana e ampiamente riportati nel più volte citato studio del C.U.G.R.I..

Sono le stesse curve utilizzate per diversi interventi sul sistema di drenaggio nel bacino dell'Arena S. Antonio.

3.4.1.1 Curve di possibilità pluviometrica

Gli studi prima citati del C.U.G.R.I. conducono ad esprimere le curve di possibilità pluviometrica della città di Napoli con la seguente espressione:

$$h = K_T \cdot \frac{180.20 \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{0.128}\right)^{0.82}}$$

in cui h l'altezza di precipitazione in mm, t è la durata di pioggia in ore e K_T è il fattore di crescita in funzione del tempo di ritorno T, definito come numero di anni in cui l'altezza di pioggia calcolata viene mediamente raggiunta o superata una sola volta, ottenuto utilizzando la distribuzione di probabilità cumulata del modello TCEV.

Raggruppando i parametri, la precedente espressione delle CPP può essere anche espressa dalla relazione a tre parametri:

$$h = a \cdot \frac{t}{(b+t)^c}$$

dove a, b e c sono i parametri delle CPP che esprimono la dipendenza dal tempo di ritorno T.

Per il calcolo idrologico di dimensionamento del sistema di drenaggio occorre pertanto assegnare il valore del tempo di ritorno T.

Il concetto di tempo di ritorno non deve essere confuso con il rischio di superamento della grandezza h in un determinato intervallo di tempo. Il rischio viene infatti definito come la probabilità R che il massimo annuale h venga superato almeno una volta in N anni ed è legato al tempo di ritorno T dall'espressione:

$R = 1 - (1 - 1/T)^N$

Quindi, per esempio, la probabilità o il rischio di superamento in N anni di un evento con 10 anni di tempo di ritorno risulta:

- in 1 anno: $R = 1 - (1 - 1/T)^1 = 10\%$;
- in 10 anni: $R = 1 - (1 - 1/T)^{10} = 65\%$;
- in 20 anni: $R = 1 - (1 - 1/T)^{20} = 88\%$.

Tale rischio può quindi presentarsi piuttosto elevato durante la vita utile di un'opera, anche se il tempo di ritorno scelto a base del progetto di dimensionamento è elevato.

Nel caso in esame, nei riguardi delle dorsali principali che svolgono anche la funzione di raccolta delle portate dei bacini collinari, il tempo di ritorno di progetto è stato assunto pari a T = 30 anni. Con tale scelta e ipotizzando un orizzonte di vita di almeno 100 anni per le dorsali principali, il rischio che si verifichi l'insufficienza una volta in 100 anni risulta, utilizzando l'espressione precedente, pari a circa il 97 %. Tale elevato valore dimostra come in pratica sussista la certezza che nella lunga vita di tali opere si verificheranno eventi tanto violenti da determinarne l'insufficienza. D'altra parte ciò è inevitabile, attesa l'impossibilità di adottare valori del tempo di ritorno talmente elevati da ridurre il rischio di insufficienza a poche unità percentuali. Se infatti si mirasse ad un rischio di insufficienza pari, ad esempio, al 10%, il tempo di ritorno di progetto dovrebbe essere pari, sempre utilizzando l'espressione precedente, a circa 1000 anni.

Per la città di Napoli si ottengono, in funzione del tempo di ritorno, i valori di K_T e dei corrispondenti parametri *a*, *b*, *c* delle CPP riportati in Tabella 2.

Tabella 2 – Parametri delle CPP considerati

T	K_T	*a*	*b*	*c*
2	0.87	29.05	0.128	0.82
5	1.16	38.74	0.128	0.82
10	1.38	46.08	0.128	0.82
30	1.80	60.11	0.128	0.82
50	2.03	67.79	0.128	0.82
100	2.36	78.81	0.128	0.82

3.4.2 Ietogrammi di progetto

Tra i diversi tipi di piogge sintetiche utilizzate nella progettazione di opere idrauliche, è stato qui utilizzato lo ietogramma tipo Chicago, le cui caratteristiche principali sono: l'andamento temporale non costante dell'intensità di precipitazione caratterizzato dalla presenza di un picco d'intensità all'interno della durata complessiva dell'evento; la congruità esistente tra le intensità medie dello ietogramma e quelle definite dalla curva di possibilità pluviometrica per qualsiasi durata t minore o uguale a quella dello ietogramma complessivo.

Lo ietogramma Chicago contiene, proprio per il modo in cui è costruito, le piogge critiche per tutte le durate parziali; quindi il medesimo ietogramma è contemporaneamente critico per tutti i sottobacini di uno stesso bacino, purché la sua durata complessiva sia sicuramente maggiore del tempo di corrivazione del bacino totale.

Lo ietogramma Chicago è più aderente alla realtà degli eventi meteorici intensi rispetto al più usuale ietogramma a intensità costante e consente di sollecitare la rete in modo più realistico tenendo presente che i picchi d'intensità sono i maggiori responsabili dei colmi di piena specialmente nei bacini urbani.

Per il calcolo dello ietogramma ci si è avvalsi dei parametri *a*, *b* e *c* della prescelta CPP, della durata della pioggia assunta pari a 240 minuti e del parametro r (posizione del picco rispetto alla sua durata complessiva) dello ietogramma Chicago assunto pari a 0.5.

Gli ietogrammi Chicago determinati per diversi tempi di ritorno, sono rappresentati in Figura ; essi sono poi stati inseriti come dati in input nel programma di modellazione dell'intero sistema fognario.

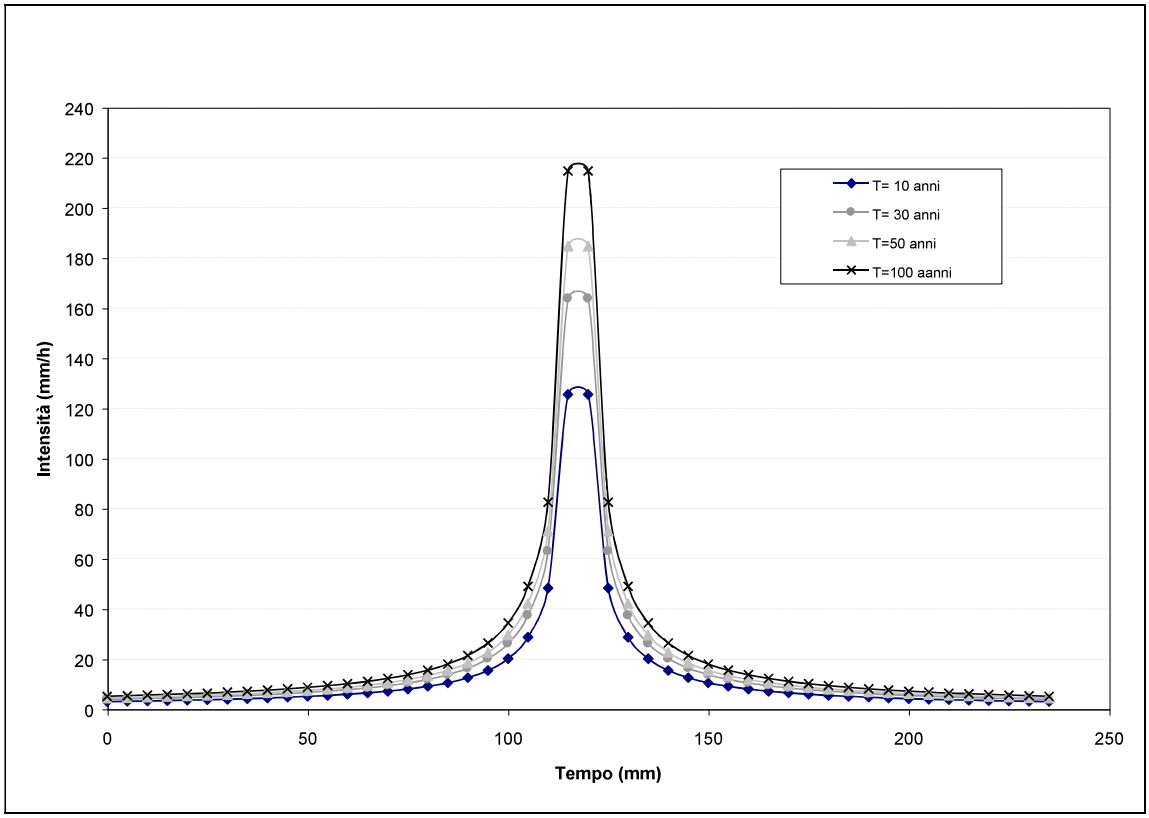


Figura 7 – Ietogrammi lordi di progetto (tipo Chicago) per differenti tempi di ritorno.

3.4.3 Portate al colmo al variare del tempo di ritorno

Introducendo in input i suddetti ietogrammi il modello calcola le corrispondenti onde di piena in ogni ramo del reticolo di drenaggio. Particolarmente importante è la riproduzione del comportamento idraulico dei vari rami della rete nella fase del colmo dell'onda di piena in cui le sollecitazioni idrauliche raggiungono la loro massima intensità. Ciò anche perché si è deciso di adottare lo ietogramma di tipo Chicago che, come già esposto, è caratterizzato da una intensità di picco assai pronunciata, anche per rispondere alle caratteristiche di molti eventi reali dell'ultimo periodo, influenzati dal cambiamento climatico.

Trattandosi di una modellazione di tipo idrodinamico la formazione delle onde di piena viene generata in ogni sottobacino e in ogni ramo attraverso la ricostruzione della propagazione dinamica delle stesse, tenendo conto di tutti i processi idraulici presenti, non solo quindi quelli attinenti al convogliamento della corrente all'interno dei condotti, ma anche quelli indotti da eventuali rigurgiti, sovrappressioni, esondazioni e quindi laminazioni superficiali.

È quindi evidente come, simulando le insufficienze attuali, le onde di piena siano limitate nel picco per l'eventuale presenza di più o meno pronunciati sovraccarichi in fognatura eventualmente accompagnati da esondazioni superficiali che determinano un effetto di laminazione. Al contrario, rimuovendo tali insufficienze nelle simulazioni degli interventi di progetto, le conseguenti nuove onde di piena sono caratterizzate da picchi di portata più alti.

I valori delle portate di picco al variare del tempo di ritorno non sono quindi invarianti come si otterrebbero da una modellazione puramente idrologica ma sono relativi alla configurazione della rete e al suo comportamento idrodinamico.

3.4.4 Sovraccarichi e conseguenti esondazioni in superficie

Nelle situazioni di sovraccarico di uno o più condotti il pacchetto INFOWORKS CS offre all'operatore alcune distinte opzioni di calcolo:

a. si può imporre che l'esondazione superficiale delle portate in eccesso avvenga, nei nodi di calcolo selezionati, provocando locali invasi superficiali dei quali deve essere fornita la superficie (opzione "STORED"): con questa opzione tali invasi sono soggetti ad una fase di riempimento e ad una successiva fase di svuotamento con restituzione in rete attraverso il medesimo nodo di calcolo; la quota di massimo riempimento dell'invaso, legata all'idrogramma di portata effluente dal nodo e alla superficie dell'invaso, individua il valore del massimo sovraccarico piezometrico del condotto; con questa opzione quindi gli invasi superficiali generano effetti di laminazione e quindi riduzione dei colmi di portata in condotta e nella rete di valle;

b. si può imporre che l'esondazione superficiale generi scorrimenti superficiali senza possibilità di un loro invaso e successiva restituzione in rete (opzione "LOST"); in tal caso i volumi effluenti in superficie sono "perduti" definitivamente e quindi la linea piezometrica si porta nella fase di colmo ad una quota massima coincidente con la quota del piano campagna; anche con questa opzione quindi si genera un effetto di laminazione dei deflussi in condotta e nella rete di valle, ancorché differente da quello derivante dall'opzione a);

c. si può imporre che non avvenga alcuna esondazione superficiale (opzione "SEALED": nodo "sigillato" non comunicante con il piano campagna); in tal caso la linea piezometrica si porta nella fase di colmo ad una quota massima che può superare anche notevolmente la quota del piano campagna; è quindi questa l'opzione che genera i massimi sovraccarichi in condotta e che ovviamente non induce alcun effetto di laminazione dei deflussi in condotta e nella rete di valle.

La scelta dell'opzione più idonea dipende dalle finalità del calcolo. Nei calcoli di progetto sono state utilizzate tutte le opzioni sopra citate per valutare dettagliatamente i conseguenti comportamenti idraulici della rete. Tuttavia la seguente descrizione dei risultati dei calcoli è riferita all'opzione c) (nessuna esondazione) che conduce al sovraccarico piezometrico massimo potenziale dei diversi condotti, mettendo così maggiormente in risalto ubicazione ed entità delle carenze dimensionali dello stato attuale e della loro attenuazione o eliminazione nelle condizioni di progetto.

3.5 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRODINAMICHE

3.5.1 Stato attuale

Le simulazioni idrodinamiche dello stato attuale tengono conto dei potenziamenti già realizzati o in via di completamento in base ai precedenti progetti citati in premessa. Tale scelta è stata effettuata in maniera di ottenere una progettazione che fosse coerente con la capacità di smaltimento delle portate meteoriche previste nei diversi progetti e nelle diverse opere realizzate.

Di seguito vengono presentate planimetricamente le reti fognarie esistenti allo stato attuale nelle aree d'intervento, con la convenzione di indicare con colore neutro le condotte sufficienti e funzionanti a pelo libero, con colore rosa le condotte funzionanti in sovraccarico per propria insufficienza dimensionale e in colore blu le condotte funzionanti in sovraccarico ma per effetto di rigurgito da valle e non per propria insufficienza dimensionale; inoltre sono indicati con il colore blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna inducendo allagamenti.

Nelle Figura , Figura , Figura e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono rappresentate planimetricamente le condizioni idrauliche delle reti per tempo di ritorno 10 anni.

Come si può rilevare sono presenti diffuse criticità che giustificano ampiamente la necessità degli interventi di progetto.

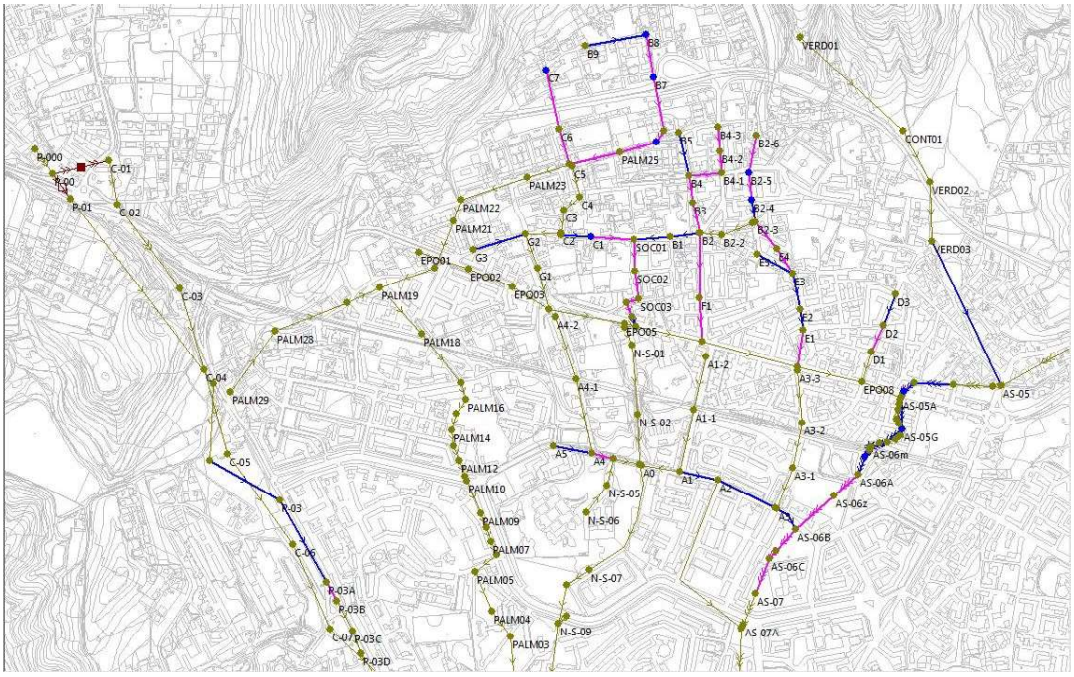


Figura 8 – Planimetria generale delle criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=10 anni nell'area di Soccavo. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

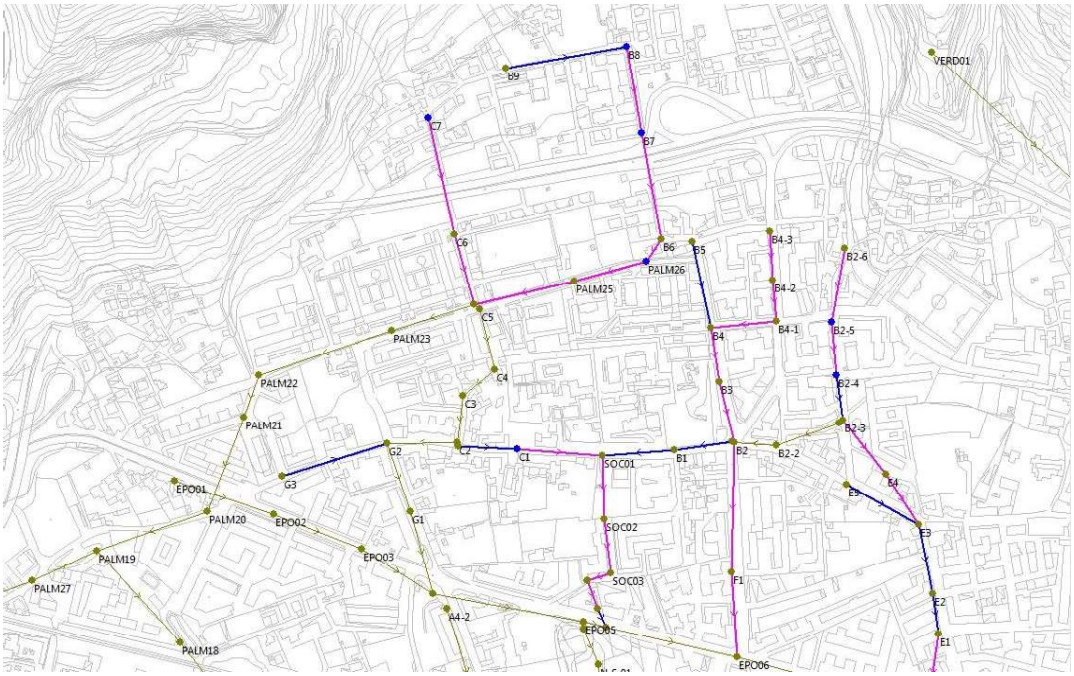


Figura 9 – Criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=10 anni nella zona di via Bottazzi, via Manna, via Croce di Piperno. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

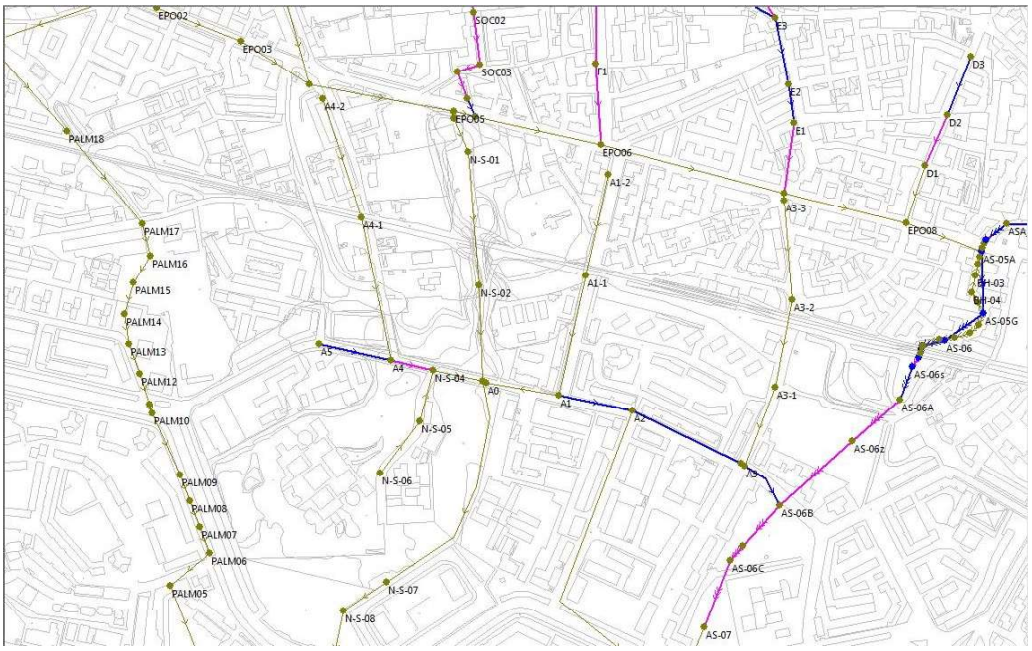


Figura 10 – Criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=10 anni nella zona di via S. Tullio, via Adriano, via Antonino Pio. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

Le criticità sopra richiamate per il tempo di ritorno 10 anni si acuiscono in modo assai pronunciato per il tempo di ritorno 30 anni (Figura , Figura , Figura e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

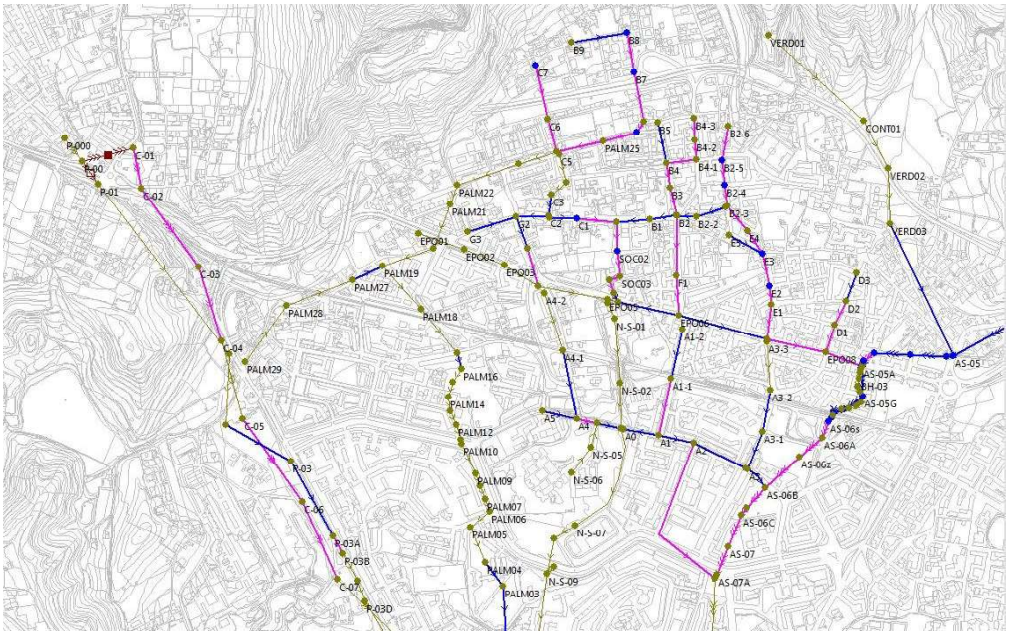


Figura 11 – Planimetria generale delle criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=30 anni nell'area di Soccavo. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

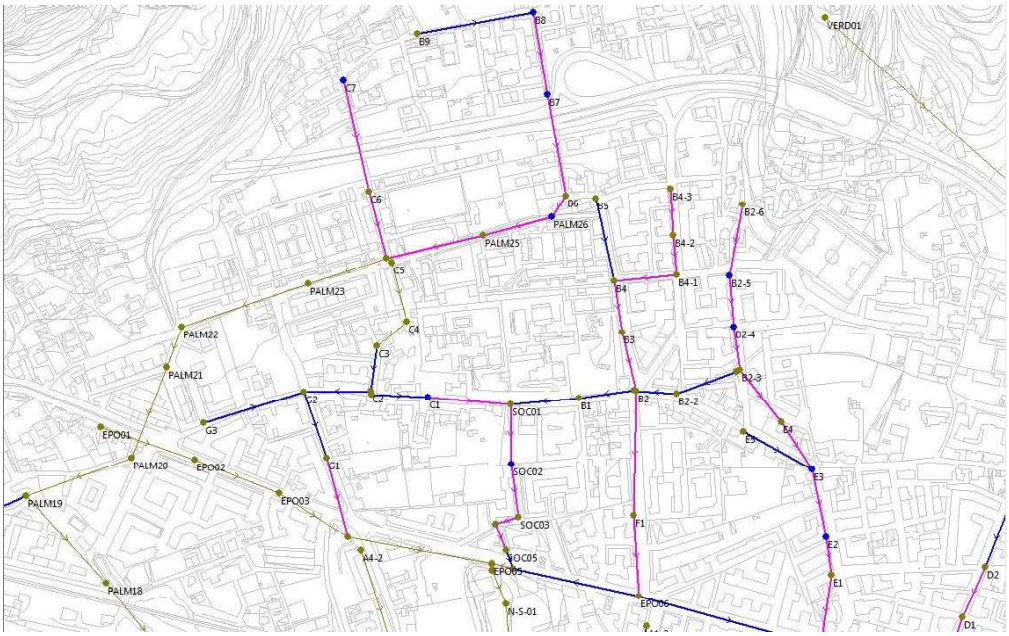


Figura 12 – Criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=30 anni nella zona di via Bottazzi, via Manna, via Croce di Piperno. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

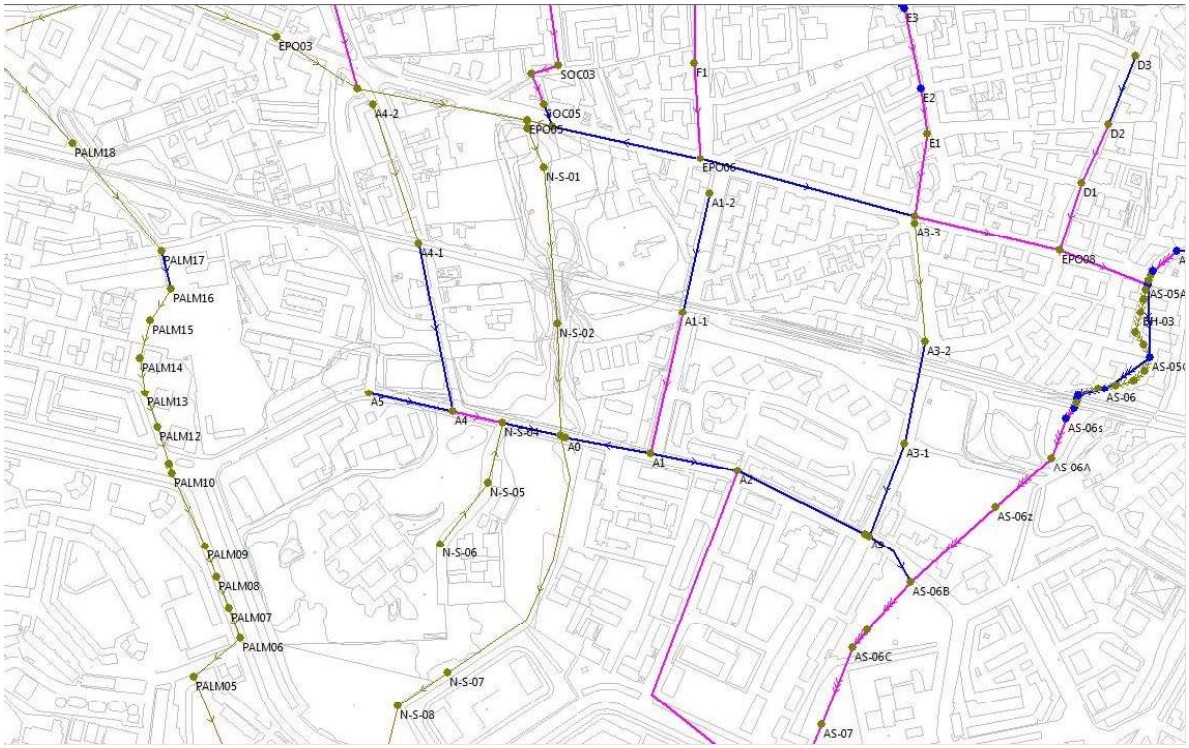


Figura 13 – Criticità ottenute nella configurazione di "stato di fatto" per T=30 anni nella zona di via S. Tullio, via Adriano, via Antonino Pio. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

Per ulteriore documentazione di tali criticità di seguito vengono riportati in dettaglio i principali profili idraulici longitudinali ottenuti dal calcolo, per i tempi di ritorno 10 e 30 anni, (profili che rappresentano il pelo libero se le dimensioni e caratteristiche del condotto sono sufficienti, ovvero rappresentano la linea piezometrica qualora i condotti siano in sovraccarico). I profili rappresentano i valori massimi ottenuti per ogni collettore (luogo dei massimi), indipendentemente dall'istante del moto vario in cui sono stati raggiunti.

3.5.1.1 Dorsale di via Bottazzi

La linea piezometrica ovunque superiore al piano stradale evidenzia le rilevanti insufficienze dimensionali per tutti i tratti, sia per il tempo di ritorno 10 anni sia con ancora maggiore entità per quello di 30 anni.

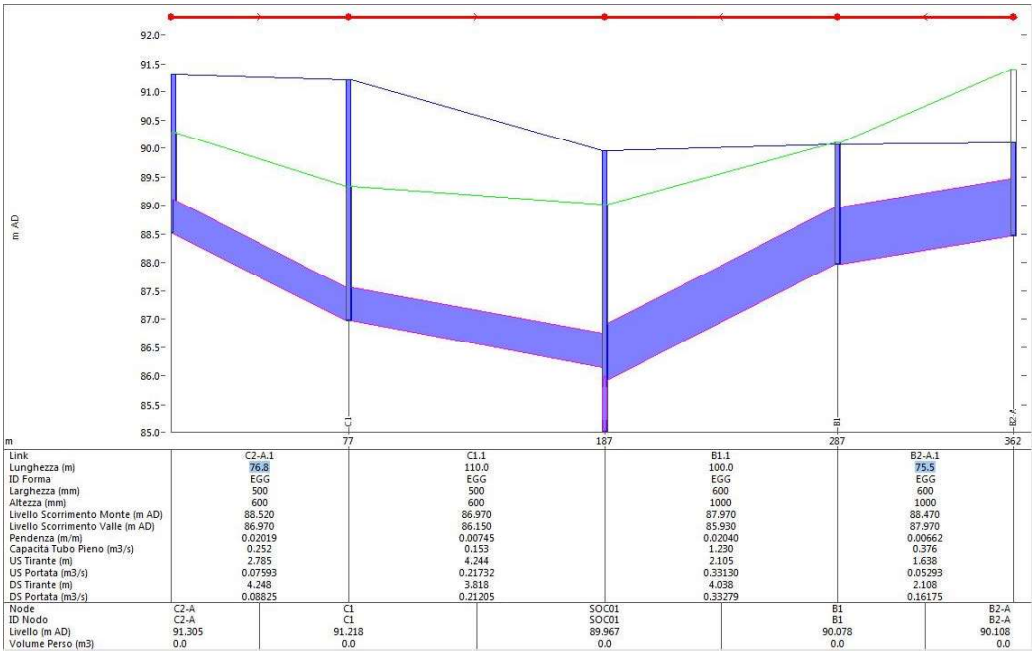


Figura 14 – Profilo di stato di fatto per T=10 anni lungo via Bottazzi da piazza S. Pietro a Croce di Piperno

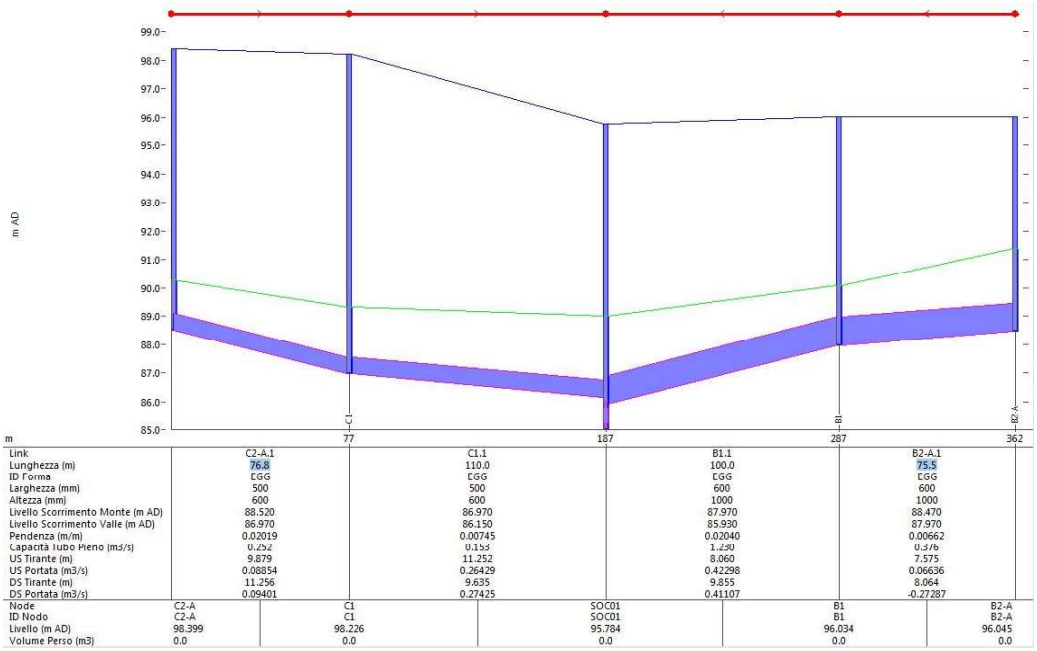
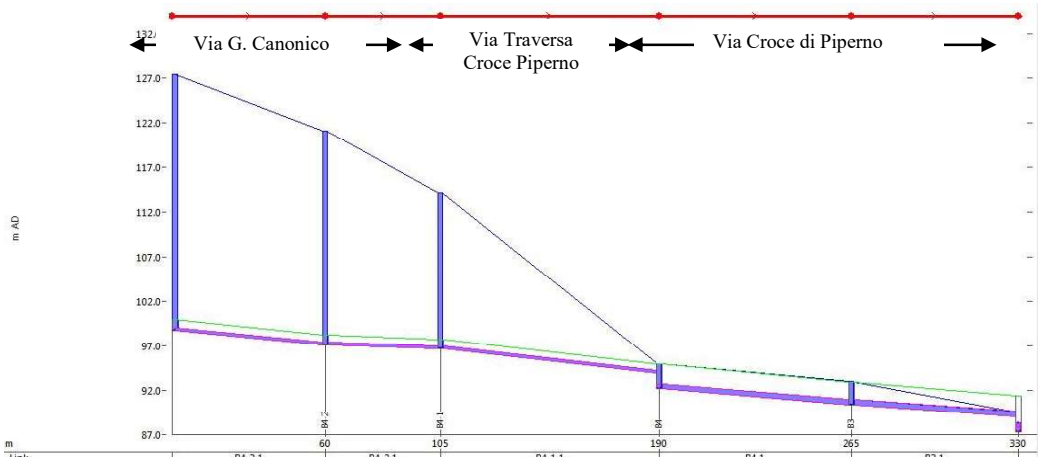


Figura 15 – Profilo di stato di fatto per T=30 anni lungo via Bottazzi da piazza S. Pietro a Croce di Piperno

3.5.1.2 Dorsale di via Canonico, Traversa Croce di Piperno e via Croce di Piperno

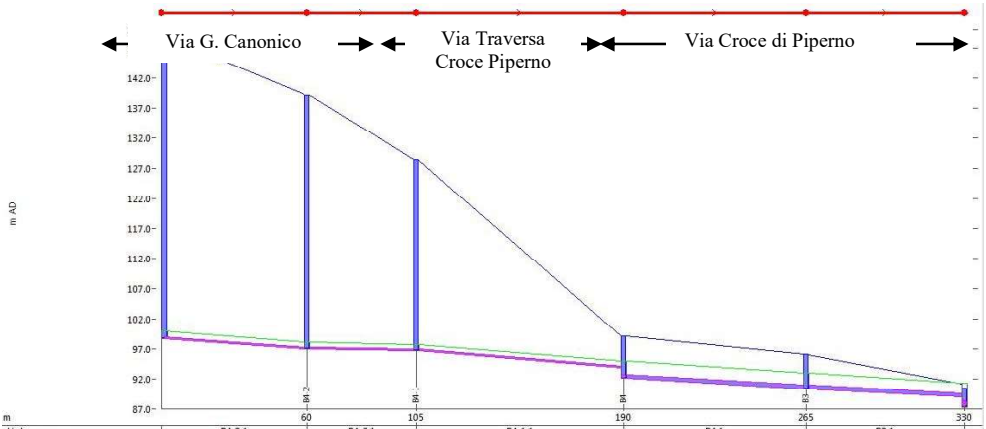
La linea piezometrica ovunque superiore al piano stradale evidenzia le rilevanti insufficienze dimensionali per tutti i tratti, sia per il tempo di ritorno 10 anni sia con ancora maggiore entità per quello di 30 anni. È particolarmente evidente l'insufficienza nelle vie Canonico e Traversa Croce di Piperno.



Link	B4-3.1	B4-2.1	B4-1.1	B4.1	B3.1
Lunghezza (m)	60.0	45.0	85.0	75.0	65.0
ID Forma	CIRC	CIRC	CIRC	EGG	EGG
Larghezza (mm)	300	300	300	500	400
Altezza (mm)	300	300	300	600	650
Livello Scorrimento Monte (m AD)	98.790	97.120	96.730	92.210	90.420
Livello Scorrimento Valle (m AD)	97.120	96.730	93.960	90.420	89.050
Pendenza (m/m)	0.02783	0.00867	0.03259	0.02387	0.02108
Capacità Tubo Pieno (m3/s)	0.147	0.082	0.159	0.640	0.507
US Tirante (m)	28.622	23.942	17.386	2.787	2.590
US Portata (m3/s)	0.29427	0.34692	0.41432	0.65115	0.78467
DS Tirante (m)	23.963	17.431	1.106	2.684	0.585
DS Portata (m3/s)	0.28341	0.34450	0.41513	0.65299	0.78456

Node	B4-3	B4-2	B4-1	B4	B3	B2
ID Nodo	B4-3	B4-2	B4-1	B4	B3	B2
Livello (m AD)	127.423	121.082	114.158	95.044	93.100	88.367
Volume Perso (m3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 16 – Profilo di stato di fatto per T=10 anni lungo via G. Canonico fino incrocio Croce di Piperno.



Link	B4-3.1	B4-2.1	B4-1.1	B4.1	B3.1
Lunghezza (m)	60.0	45.0	85.0	75.0	65.0
ID Forma	CIRC	CIRC	CIRC	EGG	EGG
Larghezza (mm)	300	300	300	500	400
Altezza (mm)	300	300	300	600	650
Livello Scorrimento Monte (m AD)	98.790	97.120	96.730	92.210	90.420
Livello Scorrimento Valle (m AD)	97.120	96.730	93.960	90.420	89.050
Pendenza (m/m)	0.02783	0.00867	0.03259	0.02387	0.02108
Capacità Tubo Pieno (m3/s)	0.147	0.082	0.159	0.640	0.507
US Tirante (m)	50.305	42.152	31.696	6.992	5.617
US Portata (m3/s)	0.38139	0.43337	0.51747	0.82685	1.00802
DS Tirante (m)	42.166	31.728	5.316	5.742	2.175
DS Portata (m3/s)	0.36092	0.43093	0.52300	0.82982	1.02857

Node	B4-3	B4-2	B4-1	B4	B3	B2
ID Nodo	B4-3	B4-2	B4-1	B4	B3	B2
Livello (m AD)	149.102	139.285	128.456	99.258	96.156	90.488
Volume Perso (m3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 17 – Profilo di stato di fatto per T=30 anni lungo via G. Canonico fino incrocio via Croce di Piperno e via Bottazzi.

Tabella 3 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno via G. Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno.

Via	Q max condotto	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
G. Canonico	0.15	0.29	Insufficiente	0.38	Insufficiente
	0.08	0.35	Insufficiente	0.43	Insufficiente
Traversa Croce Piperno	0.16	0.41	Insufficiente	0.52	Insufficiente
Croce di Piperno	0.64	0.65	Insufficiente	0.83	Insufficiente
	0.51	0.78	Insufficiente	1.00	Insufficiente

3.5.1.3 Dorsale di via Stanislao Manna

Per tempo di ritorno 10 anni si rileva insufficienza lieve nel tratto di monte e più marcata nel tratto di valle. Per tempo di ritorno 30 anni si rileva come le dette insufficienze conducano in sovraccarico entrambi i tratti.

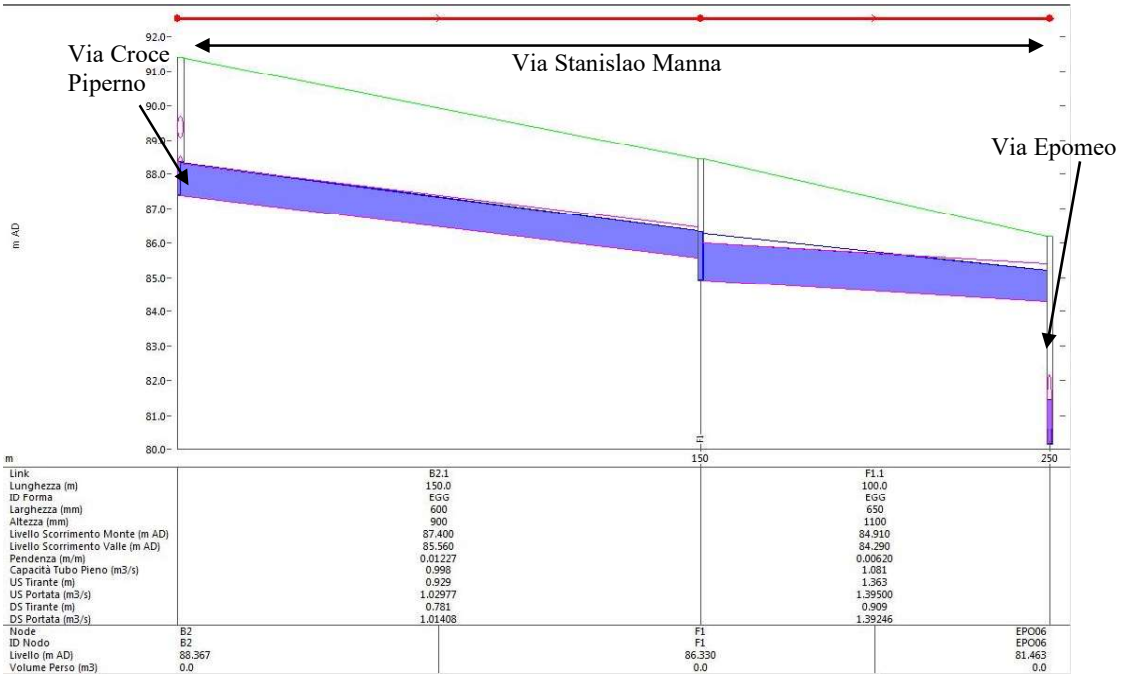


Figura 18 – Profilo di stato di fatto per T=10 anni lungo via Stanislao Manna.

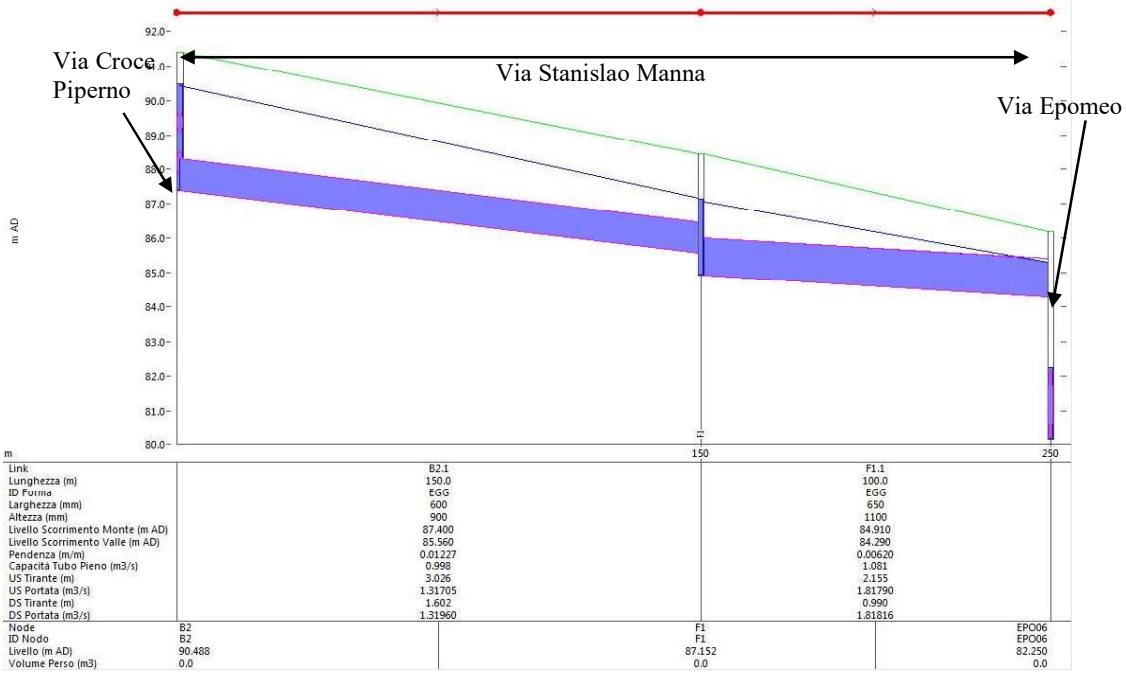


Figura 19 – Profilo di stato di fatto per T=30 anni lungo via Stanislao Manna.

Tabella 4 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno via Manna.

Via	Q max condotto	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
Stanislao Manna	1.00	1.11	Insufficiente	1.31	Insufficiente
	1.08	1.66	Insufficiente	1.82	Insufficiente

3.5.1.4 Dorsale di via Servio Tullio e via Adriano

La dorsale di via Servio Tullio, a sezione rettangolare (500x750 mm) inizia pochi metri più a valle dell'incrocio con via dell'Epomeo e confluisce nella dorsale di via Adriano con una sezione circolare di diametro 800 mm. Il bacino servito risulta essere solamente quello proprio di via S. Tullio in quanto non vi sono apporti da monte.

La dorsale di via Adriano è stata considerata avere inizialmente una sezione ad arco (700x1200 mm) quindi sezione ovoidale (700x950 mm) corrispondente al rilievo dello stato attuale. Tale dorsale confluisce nell'Arena S. Antonio in corrispondenza di viale Traiano.

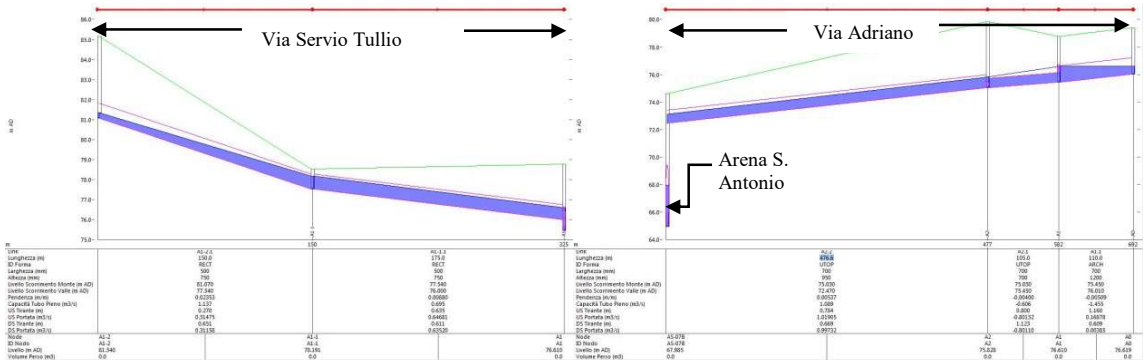


Figura 20 – Profilo di "stato di fatto" per T=10 anni lungo via S. Tullio e via Adriano.

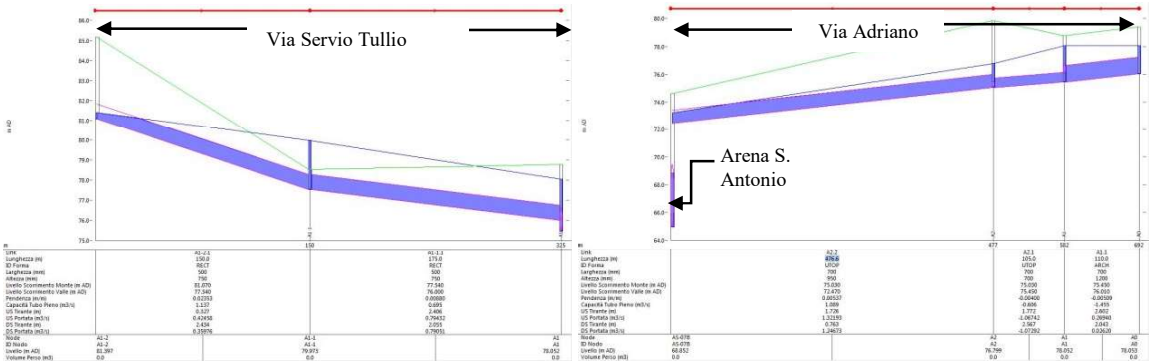


Figura 21 – Profilo di "stato di fatto" per T=30 anni lungo via Servio Tullio e via Adriano.

Tabella 5 – Confronto nello stato di fatto delle portate transitanti e smaltibili nei condotti a diversi tempi di ritorno in via S. Tullio e via Adriano.

Via	Q max. condotto	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
Servio Tullio	1.14	0.31	Pelo libero	0.42	Rigurgitata
	0.69	0.65	Pelo libero	0.79	Insufficiente
Adriano	1.09	1.02	Pelo libero	1.32	Insufficiente

3.5.2 Stato di progetto

Come già esposto gli interventi di progetto risultano i seguenti:

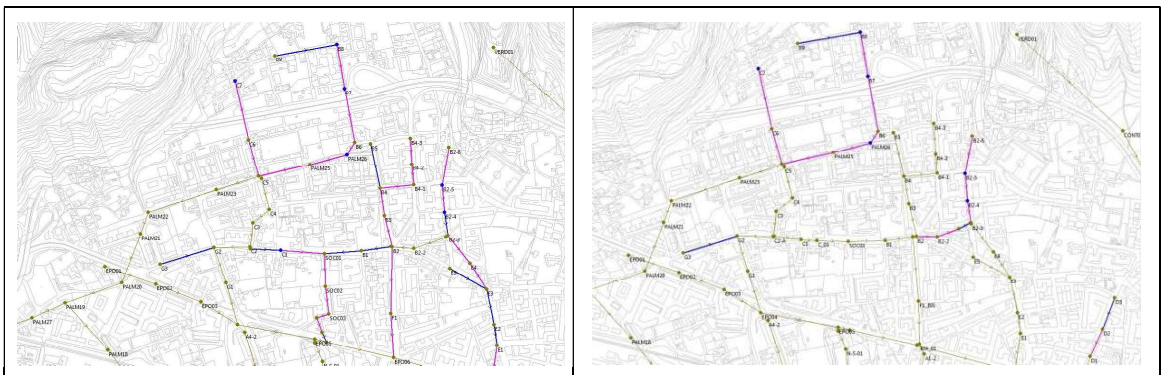
- rifacimento della dorsale di via Bottazzi (picchetto 1-8), in direzione via S. Manna, sostituendo la rete separata con una rete mista con diametro variabile tra 800 e 1000 mm;
- rifacimento della fognatura di via Bottazzi (picchetto 28-38), in direzione via Pia, sostituendo le condotte separate ammalorate con condotte nuove di diametro 500 mm (rete nera) e 800 mm (rete bianca);
- rifacimento della dorsale da via G. Canonico a via Croce di Piperno sostituendo la rete separata con una rete mista con diametro da 800 a 1200 mm;
- disconnessione delle reti dirette in via Stanislao Manna e indirizzamento delle stesse nella nuova dorsale di via Manna;
- realizzazione di una nuova dorsale principale di rete mista, di diametro 1600 mm, in via Manna atta a convogliare le portate della zona di via Bottazzi e Croce Piperno verso l'esistente dorsale Nord-Sud. La rete esistente locale viene mantenuta per il solo drenaggio di via Manna (pertanto alleggerita) e quindi convogliata nella camera di valle della nuova dorsale (alleggerendo la dorsale di via Epomeo);
- prosecuzione della nuova dorsale principale in via S. Tullio, di diametri 1800 mm e 2000 mm (nel tratto di minor pendenza), cui afferiscono le portate della dorsale di via Manna e le portate locali;
- prosecuzione della nuova dorsale principale in via Adriano di diametro 2000 mm fino alla confluenza nella dorsale Nord-sud cui afferiscono le portate delle fognature di via Adriano e locali;

Al fine di permettere l'utilizzo delle dorsali in progetto anche per futuri interventi di drenaggio di ulteriori aree scolanti, sono stati inserti nel modello numerico anche opere non oggetto della presente progettazione esecutiva.

In particolare sono state considerate le opere (quindi i relativi apporti idrici):

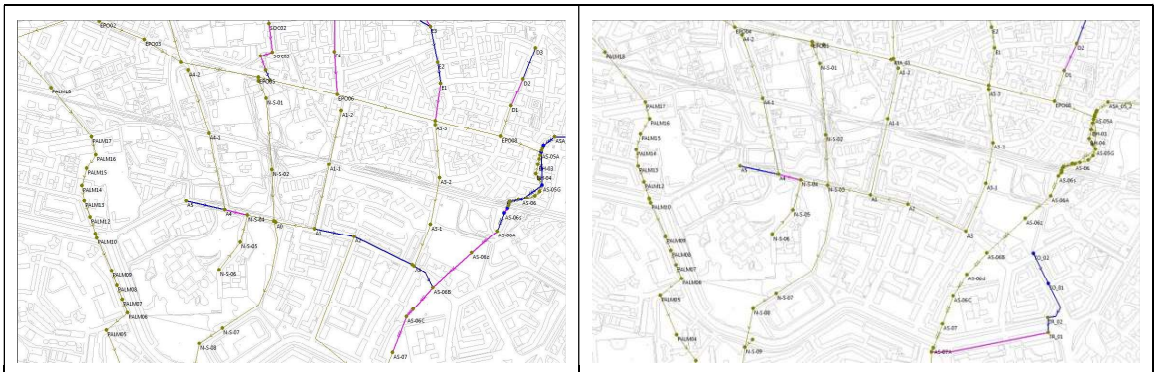
- intercettazione della fognatura di via Vicinale Paradiso e indirizzamento della stessa, tramite la fognatura esistente, verso la camera di testa della nuova dorsale di via Manna. La fognatura esistente risulta dai calcoli insufficiente ma non presentando sovraccarichi fino a quota terreno, non è stata inserita tra le opere in progetto;
- rifacimento della fognatura di via Antonino Pio e convogliamento delle portate, tramite un futuro potenziamento del collettore di via Adriano, verso il collettore Nord-sud;
- potenziamento dell'Arena S. Antonio nell'area del PRU di Soccavo, in linea con quanto previsto dal corrispondente progetto del Comune di Napoli ancora da realizzare.

Nelle seguenti Figura , Figura , **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**sono rappresentati planimetricamente i risultati ottenuti, per tempo di ritorno T = 10 anni, con la medesima convenzione prima utilizzata per la verifica dello stato di fatto: colore neutro per le condotte sufficienti e funzionanti a pelo libero, colore rosa per le condotte funzionanti in sovraccarico per propria insufficienza dimensionale e colore blu per le condotte funzionanti in sovraccarico ma per effetto di rigurgito da valle e non per propria insufficienza dimensionale; inoltre sono indicati con il colore blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna inducendo allagamenti.



Stato di fatto	Progetto

Figura 22 – Confronto tra le criticità ottenute nella configurazione di stato di fatto e di progetto per T=10 anni nella zona di via Bottazzi, via Manna, via Croce di Piperno. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

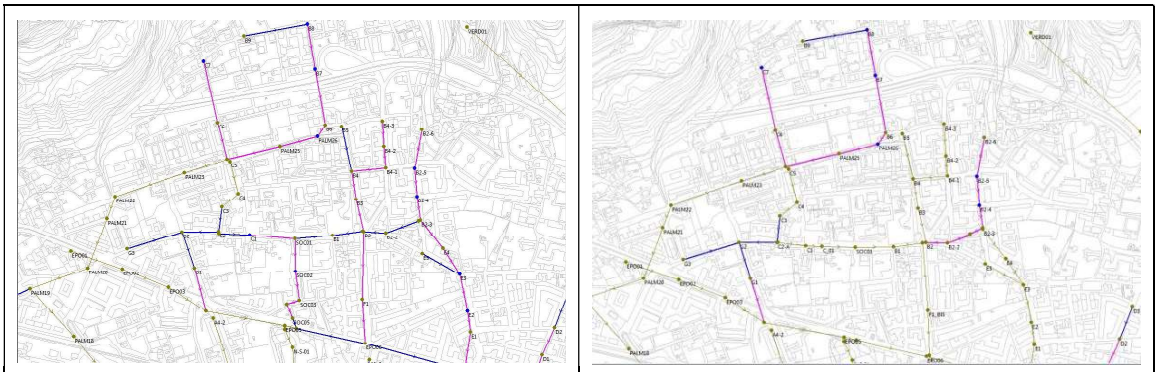


Stato di fatto	Progetto

Figura 23 – Confronto tra le criticità ottenute nella configurazione di stato di fatto e di progetto per T=10 anni nella zona di via S. Tullio, via Adriano, via Antonino Pio. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

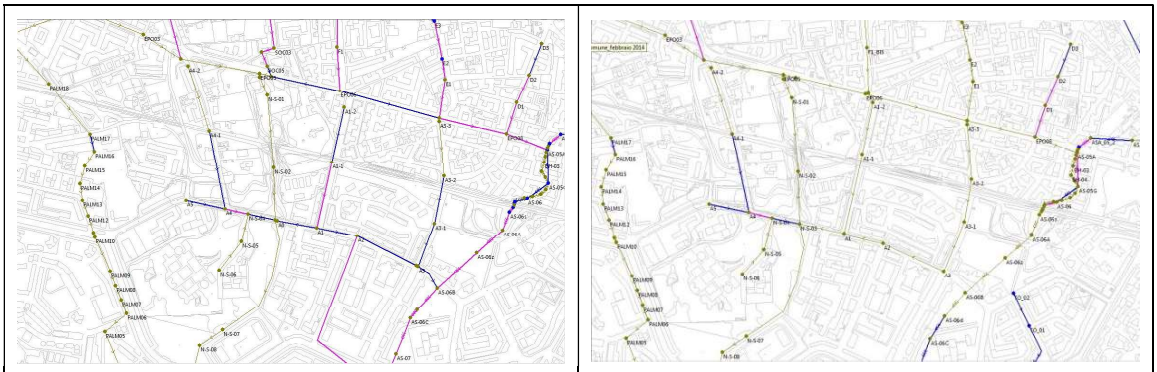
Come si vede dal confronto, per tempo di ritorno 10 anni, tra stato di fatto e di progetto, le criticità osservate in quest'ultimo sono tutte risolte relativamente ai collettori in progetto, mentre restano talune insufficienze in altri condotti non oggetto del progetto, nei quali peraltro tali insufficienze sono notevolmente attenuate rispetto allo stato attuale per effetto della aumentata ricettività dei collettori in progetto.

Nei riguardi del tempo di ritorno T = 30 anni, che come detto, è particolarmente indirizzato alle verifiche idrauliche del dimensionamento della dorsale principale di Soccavo via Bottazzi – via Manna – via S. Tullio, via Adriano – collettore Nord – Sud, nelle seguenti Figura , Figura , **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**sono rappresentati planimetricamente i risultati ottenuti.



Stato di fatto	Progetto

Figura 24 – Confronto tra le criticità ottenute nelle configurazioni di stato di fatto e di progetto per T=30 anni nella zona di via Bottazzi, via Manna, via Croce di Piperno. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.



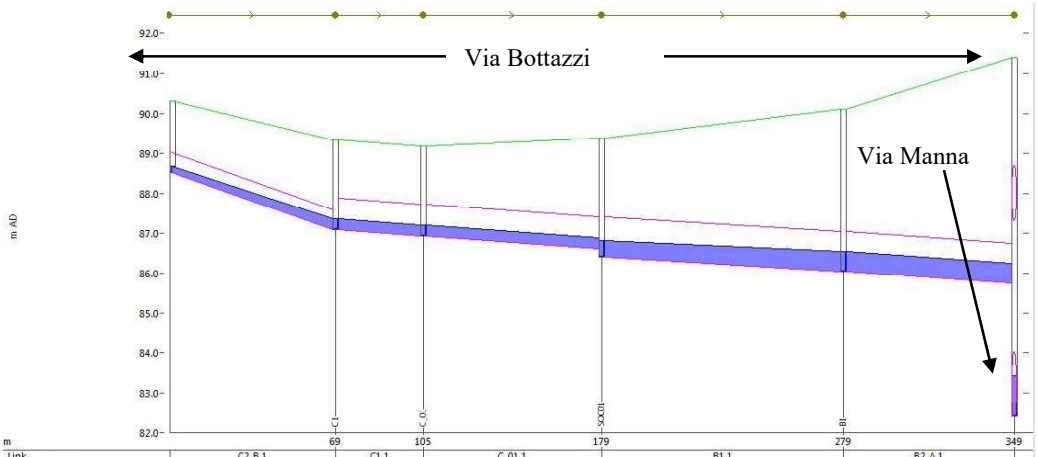
Stato di fatto	Progetto

Figura 25 – Confronto tra le criticità ottenute nelle configurazioni di stato di fatto e di progetto per T=30 anni nella zona di via S. Tullio, via Adriano, via Antonino Pio. In rosa le condotte insufficienti, in blu le condotte rigurgitate e in blu i nodi ove la piezometrica raggiunge il piano campagna.

Per ulteriore documentazione di seguito vengono riportati in dettaglio i principali profili idraulici longitudinali ottenuti dal calcolo, per i tempi di ritorno 10 e 30 anni, (profili che rappresentano il pelo libero se le dimensioni e caratteristiche del condotto sono sufficienti, ovvero rappresentano la linea piezometrica qualora i condotti siano in sovraccarico). I profili rappresentano i valori massimi ottenuti per ogni collettore (luogo dei massimi), indipendentemente dall'istante del moto vario in cui sono stati raggiunti.

3.5.2.1 Dorsale di via Bottazzi

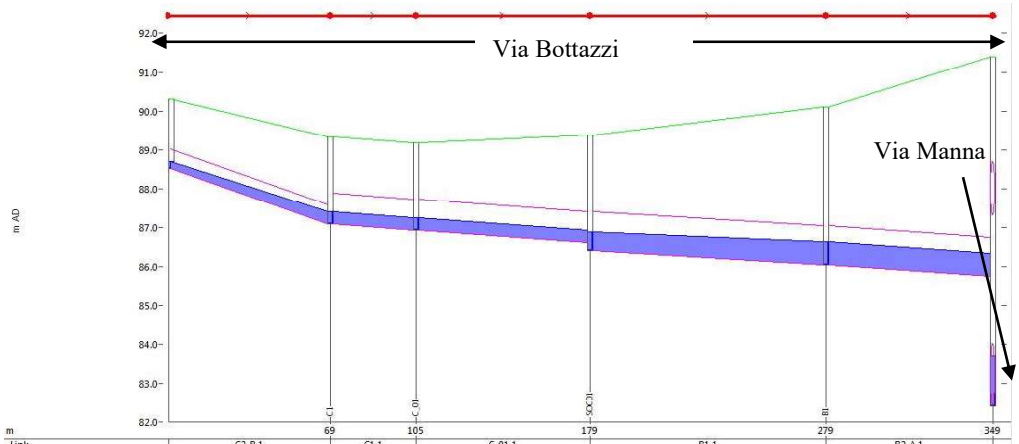
L'intervento, per quanto riguarda le acque meteoriche, ha previsto la sostituzione della fognatura esistente con una avente diametro di 800 mm e 1000 mm. La pendenza risulta essere pari a 0.4%. Pur essendo una dorsale secondaria la configurazione proposta in via Bottazzi risulta verificata per entrambi i tempi di ritorno.



Link	C2-B.1	C1.1	C_01.1	B1.1	B2-A.1
Lunghezza (m)	68.5	36.5	73.5	100.0	70.6
ID Forma	CIRC	CIRC	CIRC	CIRC	CIRC
Larghezza (mm)	500	800	800	1000	1000
Altezza (mm)	500	800	800	1000	1000
Livello Scorrimento Monte (m AD)	88.520	87.090	86.930	86.050	85.760
Livello Scorrimento Valle (m AD)	87.090	86.930	86.610	86.410	86.050
Pendenza (m/m)	0.02086	0.00438	0.00435	-0.00360	-0.00411
Capacità Tubo Pieno (m3/s)	0.496	1.025	1.021	-1.683	-1.798
US Tirante (m)	0.155	0.277	0.277	0.487	0.486
US Portata (m3/s)	0.09418	0.25672	0.25542	-0.54152	-0.83687
DS Tirante (m)	0.277	0.277	0.277	0.405	0.487
DS Portata (m3/s)	0.09358	0.25551	0.25424	-0.54639	-0.84034

Node	C2-B	C1	C_01	SOC01	B1	B2-A
ID Nodo	C2-B	C1	C_01	SOC01	B1	B2-A
Livello (m AD)	88.675	87.367	87.207	86.816	86.537	83.443
Volume Perso (m3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 26 – Profilo di progetto per T=10 anni lungo via Bottazzi.



Link	C2-B.1	C1.1	C_01.1	B1.1	B2-A.1
Lunghezza (m)	68.5	36.5	73.5	100.0	70.6
ID Forma	CIRC	CIRC	CIRC	CIRC	CIRC
Larghezza (mm)	500	800	800	1000	1000
Altezza (mm)	500	800	800	1000	1000
Livello Scorrimento Monte (m AD)	88.520	87.090	86.930	86.050	85.760
Livello Scorrimento Valle (m AD)	87.090	86.930	86.610	86.410	86.050
Pendenza (m/m)	0.02086	0.00438	0.00435	-0.00360	-0.00411
Capacità Tubo Pieno (m3/s)	0.496	1.025	1.021	-1.683	-1.798
US Tirante (m)	0.179	0.325	0.325	0.584	0.578
US Portata (m3/s)	0.12676	0.34713	0.34555	-0.73755	-1.14262
DS Tirante (m)	0.326	0.325	0.324	0.487	0.578
DS Portata (m3/s)	0.12622	0.34567	0.34332	-0.74190	-1.14512

Node	C2-B	C1	C_01	SOC01	B1	B2-A
ID Nodo	C2-B	C1	C_01	SOC01	B1	B2-A
Livello (m AD)	88.699	87.416	87.255	86.897	86.633	83.711
Volume Perso (m3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 27 – Profilo di progetto per T=30 anni lungo via Bottazzi.

Tabella 6 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via Bottazzi nelle condizioni di progetto.

Via	Q max	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
Bottazzi	0.50	0.18	Pelo libero	0.13	Pelo libero
	1.02	0.25	Pelo libero	0.35	Pelo libero
	1.80	0.84	Pelo libero	1.15	Pelo libero

3.5.2.2 Dorsale di via Canonico, Traversa Croce di Piperno e via Croce di Piperno

È previsto il rifacimento della dorsale da via G. Canonico a via Croce di Piperno sostituendo la rete separata con una rete mista con diametro 800 mm, in via G. Canonico e Traversa Croce di Piperno, e 1200 mm in via Croce di Piperno.

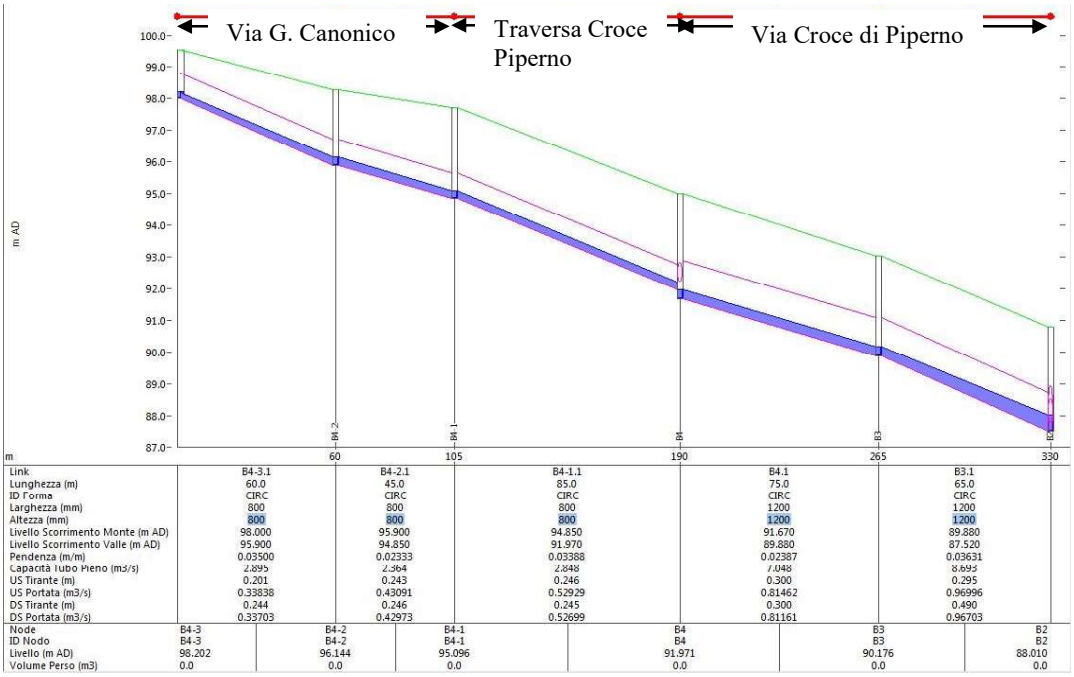


Figura 28 – Profilo di progetto per T=10 anni lungo via G. Canonico fino all'incrocio tra via Croce di Piperno e via Bottazzi.

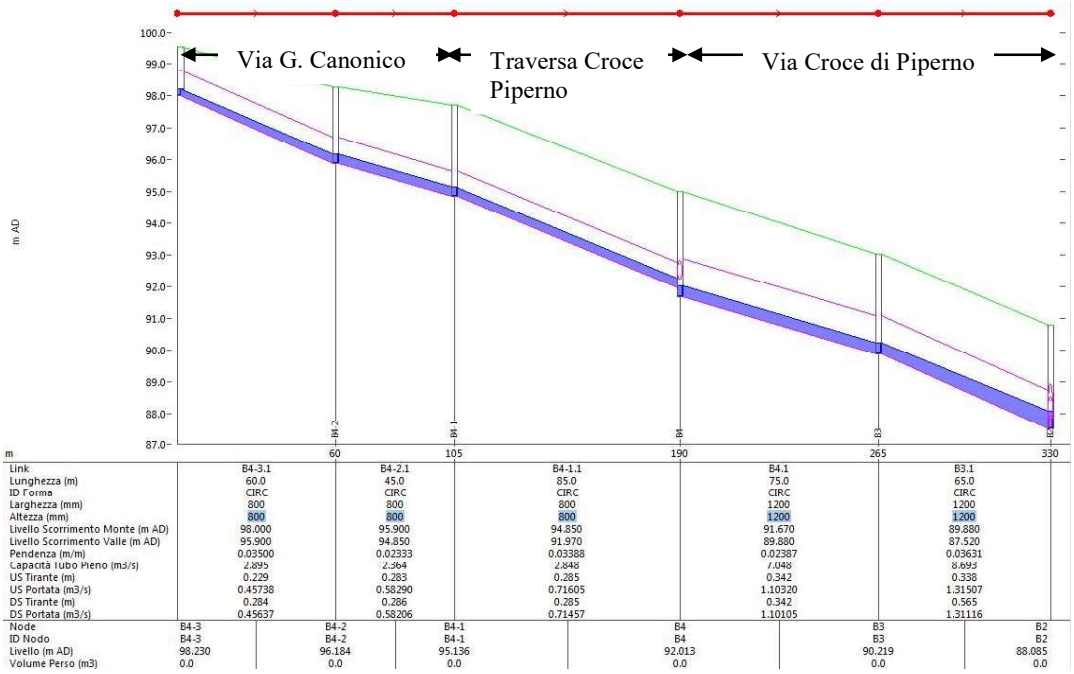


Figura 29 – Profilo di progetto per T=30 anni lungo via G. Canonico fino all'incrocio tra via Croce di Piperno e via Bottazzi.

Tabella 7 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via G. Canonico, traversa Croce di Piperno, via Croce di Piperno nelle condizioni di progetto.

Via	Q max	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
G. Canonico	2.36	0.43	Pelo libero	0.58	Pelo libero
Traversa Croce Piperno	2.85	0.53	Pelo libero	0.72	Pelo libero
Croce di Piperno	7,05	0.97	Pelo libero	1.31	Pelo libero

La sostituzione della rete con le nuove condotte elimina sovraccarichi e scorrimenti superficiali in strada in quanto presenta un funzionamento interamente a pelo libero per entrambi i tempi di ritorno.

3.5.2.3 Dorsale di via Stanislao Manna

Si prevede la realizzazione con minitunnel di una nuova dorsale di rete mista, di diametro 1600 mm, in via Manna atta a convogliare le portate della zona di via Bottazzi e Croce Piperno verso la dorsale Nord-Sud. La rete esistente viene mantenuta per il solo drenaggio di via Manna (pertanto alleggerita) e quindi convogliata nella camera di valle della nuova dorsale. Con questa configurazione viene alleggerita la dorsale di via Epomeo (quindi l'Arena S. Antonio) di tutto il bacino relativo a via Bottazzi, via G. Canonico e Croce di Piperno. È stato inoltre considerato di alleggerire la dorsale di via Epomeo anche dalle portate afferenti a via Vicinale Paradiso indirizzando le stesse alla nuova dorsale di via Manna.

Questa nuova dorsale risulta verificata sia per eventi con tempo di ritorno 10 anni che con tempi di ritorno 30 anni.

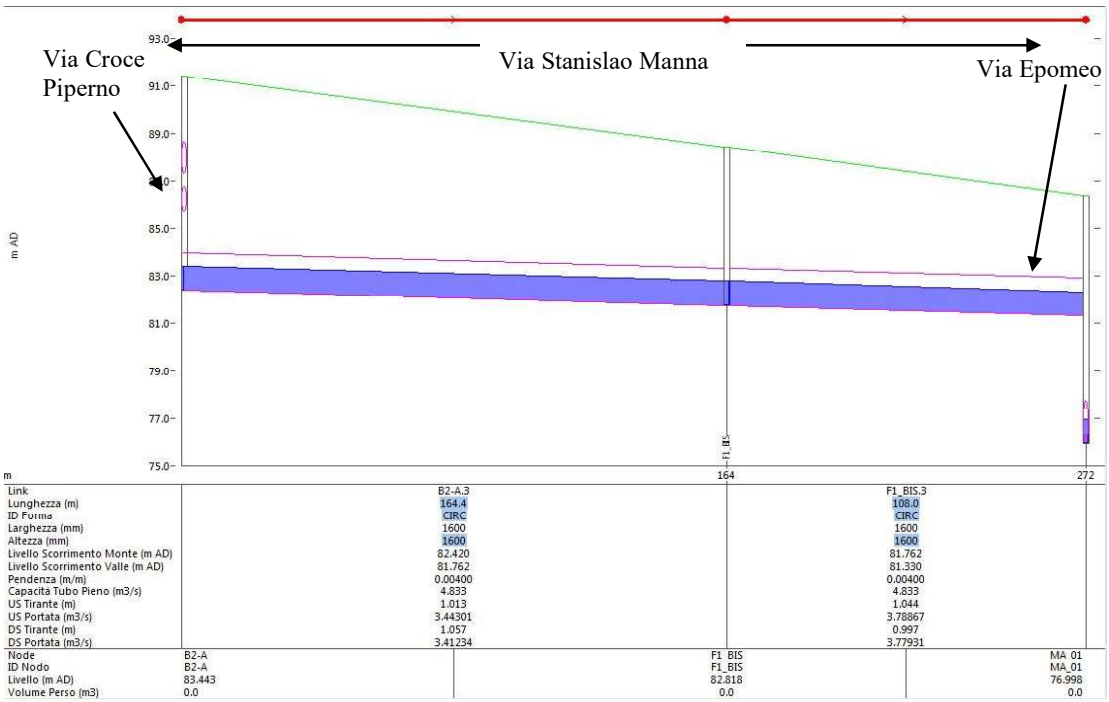


Figura 30 – Profilo di progetto per T=10 anni lungo via Stanislao Manna.

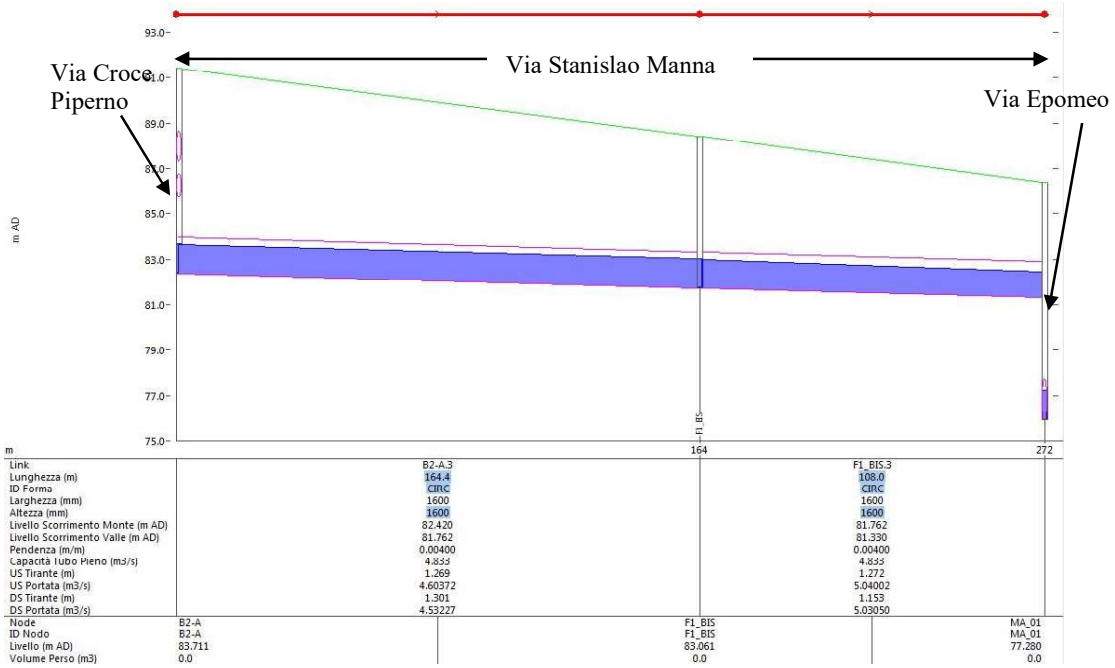


Figura 31 – Profilo di progetto per T=30 anni lungo via Stanislao Manna.

Tabella 8 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via Manna nelle condizioni di progetto.

Via	Q max	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
Stanislao Manna	4.83	3.79	Pelo libero	5.03	Pelo libero

3.5.2.1 Dorsale di via Servio Tullio e via Adriano

Si prevede la realizzazione di una nuova dorsale in via S. Tullio cui afferiscono le portate della dorsale di via Manna. Il primo tratto in minitunnel, comprensivo del sottopasso della pluviale di via Epomeo, ha il diametro pari a 1800 mm, il secondo tratto (da poco a monte della ferrovia circumflegrea) ha un diametro di 2000 mm. Tale dorsale prosegue quindi in via Adriano mantenendo lo stesso diametro (2000 mm) fino alla confluenza nella dorsale Nord-Sud. Sono considerate anche le portate immesse da via Antonino Pio e via Adriano.

Questa nuova dorsale risulta verificata sia per eventi con tempo di ritorno 10 anni che con tempi di ritorno 30 anni, considerando che per quest'ultimo si ottengono condizioni limiti di tubo pieno a pelo libero che si ritengono comunque accettabili data la particolare gravosità dell'evento stesso.

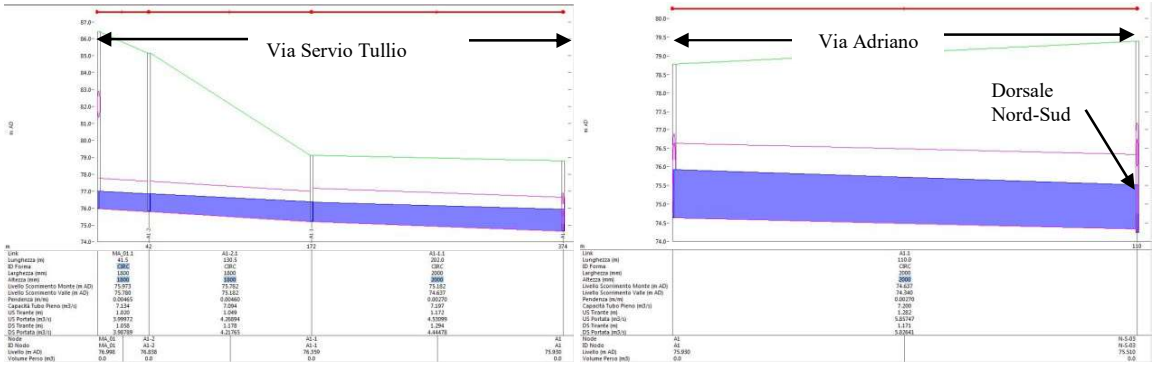


Figura 32 – Profilo di progetto per T=10 anni lungo via S. Tullio e via Adriano.

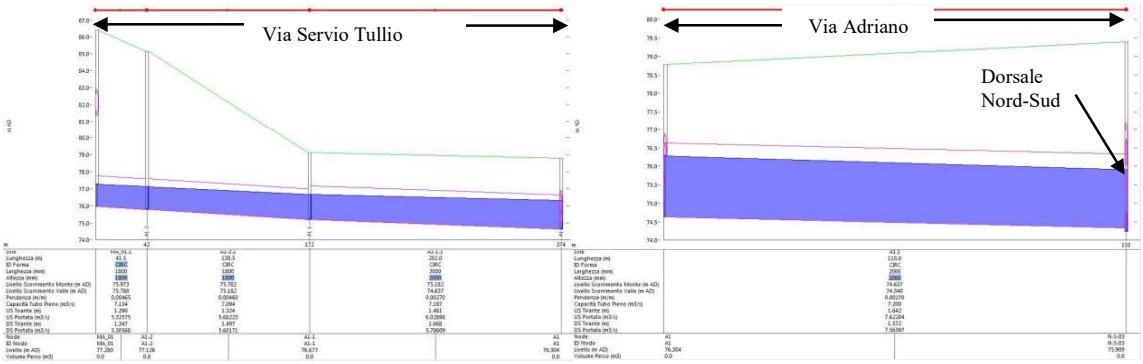


Figura 33 – Profilo di progetto per T=30 anni lungo via Servio Tullio e via Adriano.

Tabella 9 – Confronto delle portate transitanti e smaltibili a diversi tempi di ritorno via S.Tullio via Adriano nelle condizioni di progetto.

Via	Q max	T=10 anni		T=30 anni	
		Q transitante	Condizione condotta	Q transitante	Condizione condotta
	[m3/s]	[m3/s]		[m3/s]	
Servio Tullio	7.09	4.27	Pelo libero	5.68	Pelo libero
	7.20	4.53	Pelo libero	6.03	Pelo libero
Adriano	7.20	5.85	Pelo libero	7.62	Pelo libero a tubo pieno

4. MANUFATTI IDRAULICI PARTICOLARI

4.1 PREMESSA

Nel presente capitolo vengono analizzati in maniera dettagliata i manufatti la cui configurazione differisce dalla casistica classica di camerette e manufatti di più comune applicazione (quali camerette d'ispezione e di curva). Vengono infatti di seguito analizzati i manufatti di salto, ove, a fronte del notevole salto di fondo tra le condotte in arrivo e quelle in partenza, è necessario prevedere la realizzazione di un muro rompi-getto con fini di dissipazione energetica controllata, i manufatti di confluenza tra le dorsali principali (esistenti ed in progetto) ed infine il manufatto di sfioro dell'Arena S. Antonio a valle degli scaricatori di via Cinthia.

4.2 MANUFATTI DI SALTO

4.2.1 Metodo di calcolo

È stato calcolato il profilo di caduta della vena liquida al fine di posizionare e dimensionare il muro rompi-getto. Si è fatto riferimento alle portate con tempo di ritorno trentennali, ossia quelle utilizzate per il dimensionamento delle dorsali principali, nonché a quelle quinquennali in maniera che venga dissipata l'energia del getto sia per eventi con elevato tempo di ritorno che per eventi più frequenti essendo quest'ultimi più critici rispetto a fenomeni erosivi del manufatto.
Il profilo della vena di caduta può essere ricondotto alla casistica dello sbocco libero da condotta circolare.

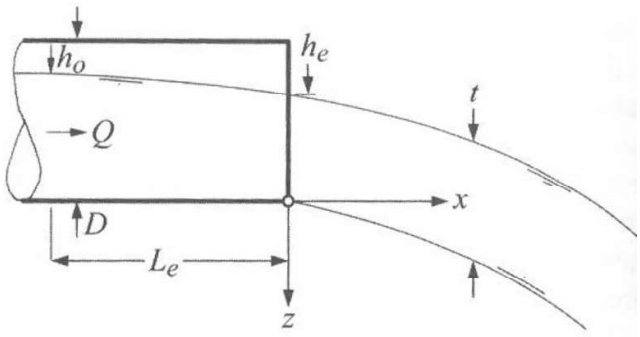


Figura 34 – Rappresentazione schematica del profilo di caduta di una vena liquida da condotta circolare.

L'altezza di riferimento in condizioni indisturbate h_0 è stata assunta pari al tirante in moto uniforme.
Tale altezza è stata ottenuta imponendo il passaggio della portata di progetto per il tempo di ritorno considerato dalla formula:

$$Q = K_s * R^{\frac{2}{3}} * A * \sqrt{i}$$

Ove:
K_S rappresenta la scabrezza definita con il coefficiente di Strickler [$m^{1/3}/s$];

R è il raggio idraulico [m];
A è l'area bagnata [m^2];
i è la pendenza [-].
Il raggio idraulico è definito secondo la classica formulazione:

$$R = \frac{A}{P}$$

Ove *A* è l'area bagnata e *P* è il perimetro bagnato della sezione calcolati per le sezioni circolari secondo:

$$A = \frac{1}{2} * r^2 * \left\{\frac{\pi}{90} * arccos\left[1 - \frac{h}{r}\right] - sen\left[2 * arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)\right]\right\}$$

Ove *h* è il tirante idrico e *r* è il raggio della sezione.

$$P = r * \left[\frac{\pi}{90} * arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)\right]$$

Il numero di Froude della corrente in arrivo F_0 è stato ottenuto dalla formula:

$$F_0 = r * \left[\frac{\pi}{90} * arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)\right]$$

Secondo studi sperimentali è possibile approssimare il principio della conservazione della quantità di moto con l'espressione:

$$\frac{1}{2}(Dh_0^5)^{0.5} + \frac{Q^2}{g(Dh_0^3)^{0.5}} = \frac{Q^2}{g(Dh_e^3)^{0.5}}$$

Ove:
D è il diametro della condotta,
Q è la portata in arrivo;
h_0 è l'altezza della corrente in arrivo, considerata pari all'altezza di moto uniforme;
h_e è il tirante in corrispondenza dello sbocco.
Esprimendo il numero di Froude come:

$$F_0 = \frac{Q^2}{(gDh_0^4)^{0.5}}$$

Definendo quindi Y_e il rapporto tra il tirante idrico della corrente indisturbata (h_0) e il tirante idrico allo sbocco (h_e) si ottiene:

$$Y_e = \left(\frac{2F_0^2}{1 + 2F_0^2}\right)^{2/3}$$

Per correnti in arrivo aventi numero di Froude maggiore di 2 (F_0>2) la superficie libera si abbassa progressivamente dal valore di h_0 a h_e. La lunghezza del richiamo verso monte L_e dipende dal numero di Froude secondo l'espressione:

$$L_e/h_0 = 5 + 0.9F_0$$

Definendo un sistema di coordinate adimensionali $X_e=x/L_e$ e $Z_e=(h-h_e)/(h_0-h_e)$ è possibile definire il profilo di richiamo allo sbocco secondo la formulazione di Clausniter e Hager (con gradi di riempimento inferiori al 90% e numero di Froude della corrente in arrivo compreso tra 1 e 8):

$$Z_e = 1 - (1 + X_e)^2$$

In profilo della vena inferiore risulta essere:

$$Z = \frac{1}{3}X + \frac{1}{4}X^2$$

E lo spessore della vena superiore, essendo $T=t/h_e$, è descritto dalla relazione:

$$T = 1 + 0.06X$$

4.2.2 Manufatto via Croce di Piperno

La camera di spinta in piazza Croce di Piperno è ubicata in corrispondenza di una corsia stradale laterale e di una aiuola spartitraffico. Come mostrano i disegni di dettaglio di progetto (v. Figura) la camera presenta dimensioni nette in pianta di 6,0 x 8,0 m e il fondo di scorrimento a profondità di circa 8,20 m dal piano stradale.

Per la sua realizzazione è prevista preliminarmente la costruzione di una palificata lungo tutto il perimetro costituita da pali ϕ 800 mm, interasse 900 mm, profondi fino a circa 15 m dal p.c., strutturalmente incorporati con la parete interna di rivestimento in c.a. dello spessore di 20 cm.

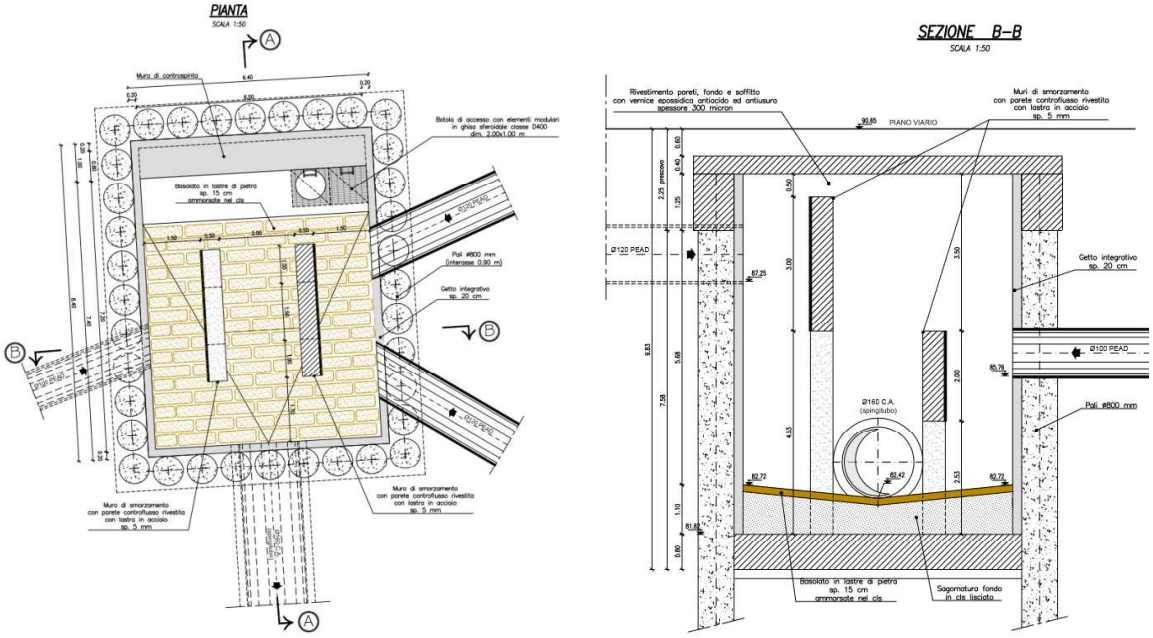


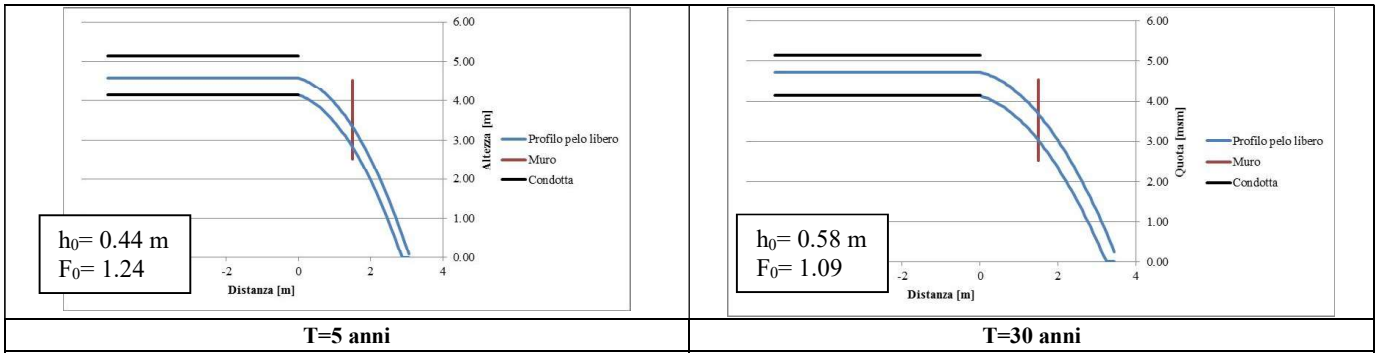
Figura 35 – Rappresentazione in pianta e sezione della camera di salto in via Croce di Piperno

Le fognature laterali, che confluiscono a quota più alta rispetto al fondo di scorrimento della camera, determinano salti liberi che potrebbero risultare dannosi per la stabilità e durata delle strutture e pareti interne. A tal fine sono previsti due setti interni atti a rompere il getto di caduta e a dissiparne così l'energia. Inoltre è previsto il rivestimento del fondo della camera mediante basolato in lastre di pietra vulcanica con spessore 15 cm ammorsate nella base in c.a..

Considerando la geometria del muro (in particolare della porzione protetta da fenomeni

erosivi tramite il corazzamento con lastra metallica) sono stati ottenuti i risultati di seguito riportati relativi a ciascuna condotta.
Per quanto concerne le portate in arrivo da via Bottazzi i risultati ottenuti per portate aventi tempo di ritorno di 5 e 30 anni sono riportati in Figura .

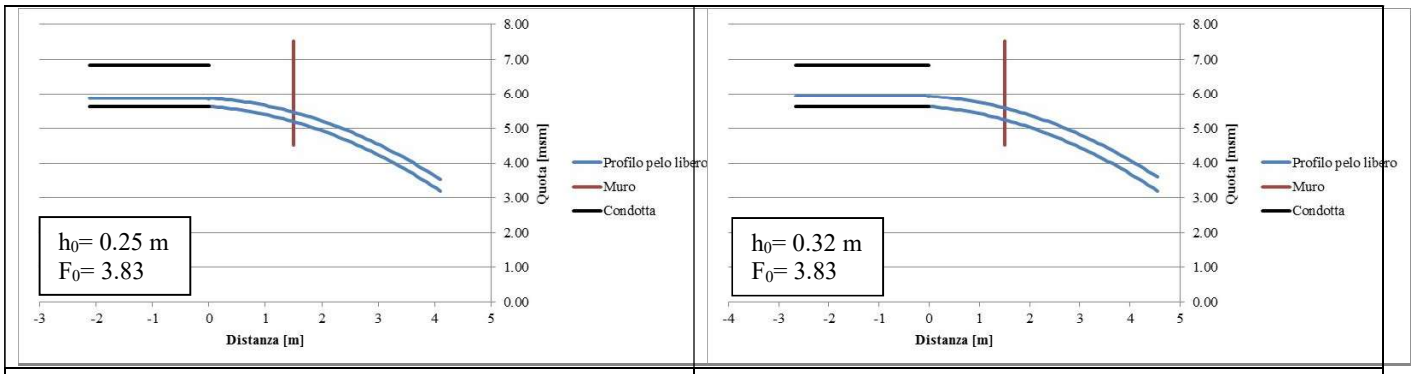
Figura 36 – Profili delle vene di caduta delle portate da via Bottazzi.



T=5 anni	T=30 anni

Si evince come la posizione e la dimensione del muro rompi flusso siano tali da interessare il profilo di caduta per entrambi i tempi di ritorno considerati. Ciò permette una buona efficacia nella dissipazione energetica del manufatto tutelando la condotta di valle ed il manufatto stesso da degradazioni e fenomeni erosivi.
Analoga analisi è stata effettuata per le portate in arrivo da via Croce di Piperno, anche in quest'analisi sono state considerate portate aventi tempi di ritorno di 5 e 30 anni.

Figura 37 – Profili delle vene di caduta delle portate da via Croce di Piperno.



T=5 anni	T=30 anni

Si evince come anche in questo caso la posizione e la dimensione del muro rompi flusso siano tali da interessare il profilo di caduta per entrambi i tempi di ritorno considerati. Ciò permette una buona efficacia nella dissipazione energetica del manufatto tutelando la condotta di valle ed il manufatto stesso da degradazioni e fenomeni erosivi.

4.2.3 Manufatto via S. Manna

La camera di recupero è ubicata in via Stanislao Manna in prossimità dell'incrocio con via dell'Epomeo. Essa presenta una forma geometrica idonea al recupero dei macchinari di spinta di entrambi i tratti in minitunnel (spingitubo) che ivi convergono: quello di monte di via Stanislao Manna e quello di valle di attraversamento di via dell'Epomeo.

Come mostra la Figura la pianta irregolare del manufatto è stata disegnata in modo da contenere in asse ai due minitunnel (spingitubo) la lunghezza minima interna necessaria per il recupero degli scudi di spinta e in modo da consentire di lasciare libera almeno una corsia di traffico. La camera presenta il fondo di scorrimento a profondità di circa 10,20 m dal piano stradale.

Per la sua realizzazione è prevista la preventiva costruzione di una palificata lungo tutto il perimetro costituita da pali ϕ 800 mm, interasse 900 mm, profondi fino a circa 15 m dal p.c., strutturalmente incorporati con la parete interna di rivestimento in c.a. dello spessore di 20 cm.

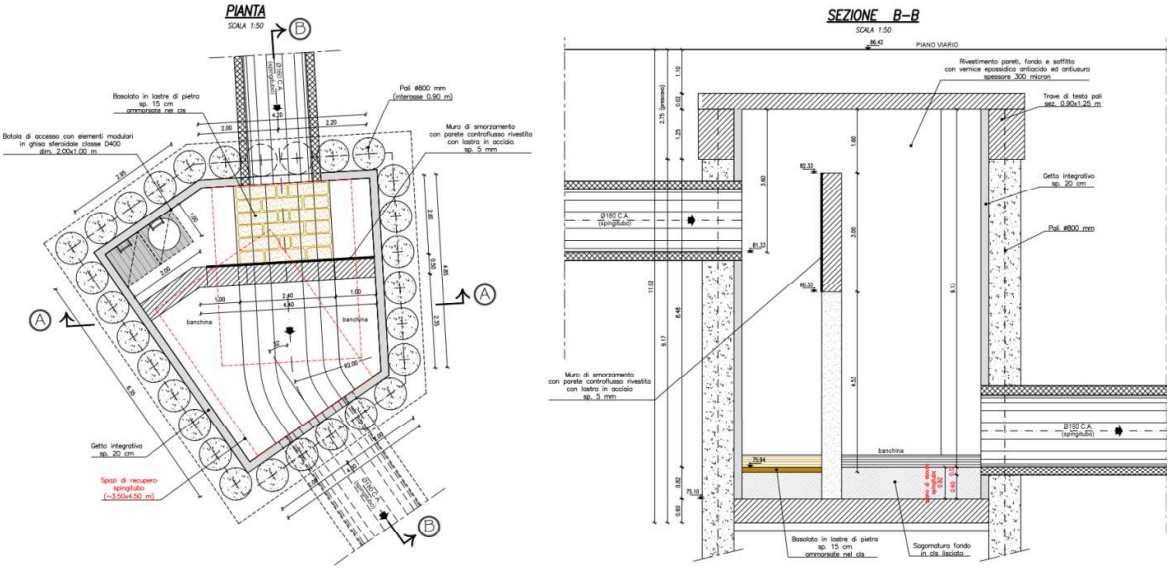
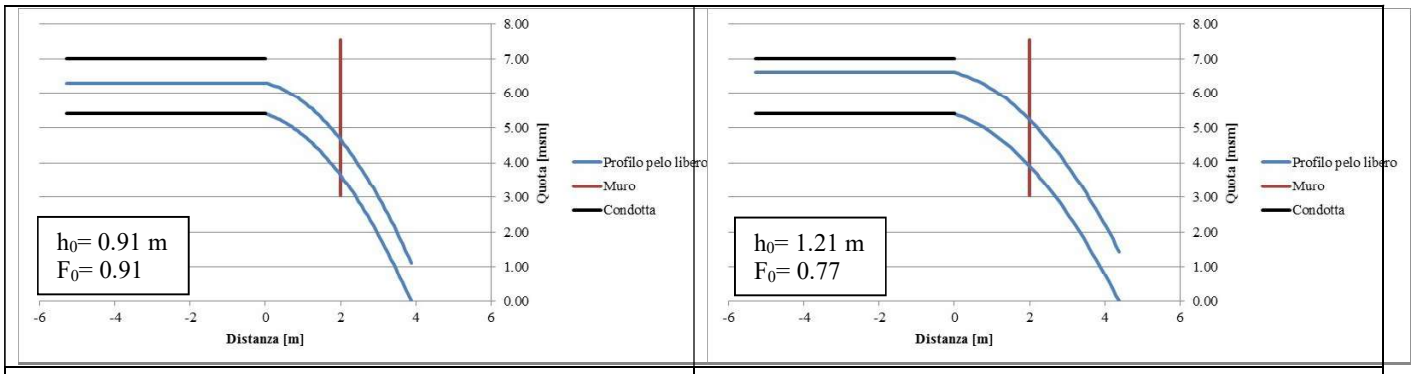


Figura 38 – Rappresentazione in pianta e sezione della camera di salto in via S. Manna.

Anche in questa camera è previsto un setto interno atto a rompere il getto di caduta del collettore di via Manna e a dissiparne così l'energia. Inoltre è previsto il rivestimento del fondo della camera mediante basolato in lastre di pietra vulcanica con spessore 15 cm ammorsate nella base in c.a.

Considerando la geometria del muro (in particolare della porzione protetta da fenomeni erosivi tramite il corazzamento con lastra metallica) sono stati ottenuti i risultati di seguito riportati relativi a ciascuna condotta.
Per quanto concerne le portate in arrivo da via S. Manna i risultati ottenuti per portate aventi tempo di ritorno di 5 e 30 anni sono riportati in Figura .

Figura 39 – Profili delle vene di caduta delle portate da via S. Manna.



T=5 anni	T=30 anni

Si evince come la posizione e la dimensione del muro rompi flusso siano tali da interessare il profilo di caduta per entrambi i tempi di ritorno considerati. Ciò permette una buona efficacia nella dissipazione energetica del manufatto tutelando la condotta di valle ed il manufatto stesso da degradazioni e fenomeni erosivi.

4.3 MANUFATTI DI CONFLUENZA

Il dimensionamento dei manufatti di confluenza può risultare particolarmente complesso.
La condizione di sovraccarico o saturazione incipiente, che risulta critica in quanto instaura fenomeni di rigurgito che possono limitare il deflusso verso valle, corrisponde alla transizione da corrente veloce a corrente lenta. Tale fenomeno può interessare uno o entrambi i tratti confluenti.
Dati sperimentali (Schwalt 1993) relativi alla condizione di saturazione incipiente hanno fornito le seguenti relazioni per il calcolo del numero di Froude limite:

$$F_{Lim\,0} = 2 + (\delta/120°)F_{immissione}Y^{-1}$$

$$F_{Lim\,immissione} = 2 + (1/8)(F_0 + 5)Y$$

Ove:
il pedice *0* indica le caratteristiche della corrente principale in arrivo;
il pedice *immissione* indica le caratteristiche della corrente secondaria che si immette nella principale;
δ indica l'angolo di confluenza (pari a zero per correnti parallele);
Y è il rapporto idrico h_0/h_z.
Si evince che entrambe le correnti presentano numero di Froude limite pari a 2. Pertanto correnti con numero di Froude inferiore a 2 saranno sempre soggette a saturazione in corrispondenza della confluenza.
Dati i vincoli geometrici ed altimetrici delle condotte in esame non è stato possibile intervenire sul numero di Froude della corrente principale. I manufatti di confluenza sono stati pertanto dimensionati ammettendo che intervengano fenomeni di saturazione ma cercando di evitarli il più possibile raccordando, tramite apposite sagomature del fondo, le correnti.

4.3.1 Manufatto di confluenza di via Adriano nella dorsale Nord-Sud

Il manufatto di confluenza di via Adriano nella dorsale Nord-Sud è localizzato in un terreno di proprietà pubblica, ove è stata realizzata anche la suddetta dorsale, a sud di via Adriano.

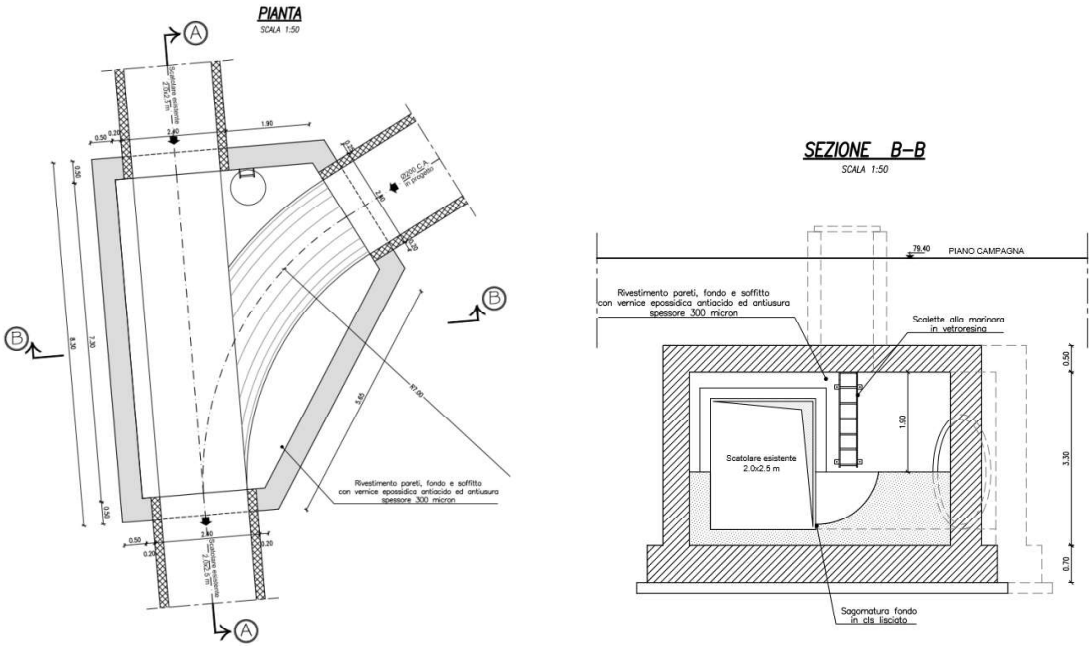


Figura 40 – Rappresentazione in pianta e sezione della camera di confluenza di via Adriano nella dorsale Nord-Sud.

La dorsale Nord-Sud presenta sezione rettangolare di 2 m per 2.5 m, la condotta in arrivo da via Adriano è a sezione circolare di diametro interno 2 m.
Sia l'angolatura della condotta in arrivo da via Adriano che la sagomatura interna della camera di confluenza sono state progettate al fine di ottimizzare il raccordo tra le correnti.

Milano, dicembre 2016

Aggiornamento – Milano, Ottobre 2023

I PROGETTISTI
Prof. Ing. Alessandro Paoletti
Dr. Ing. Vincenzo Ciccarelli
Dr. Ing. Filippo Malingegno