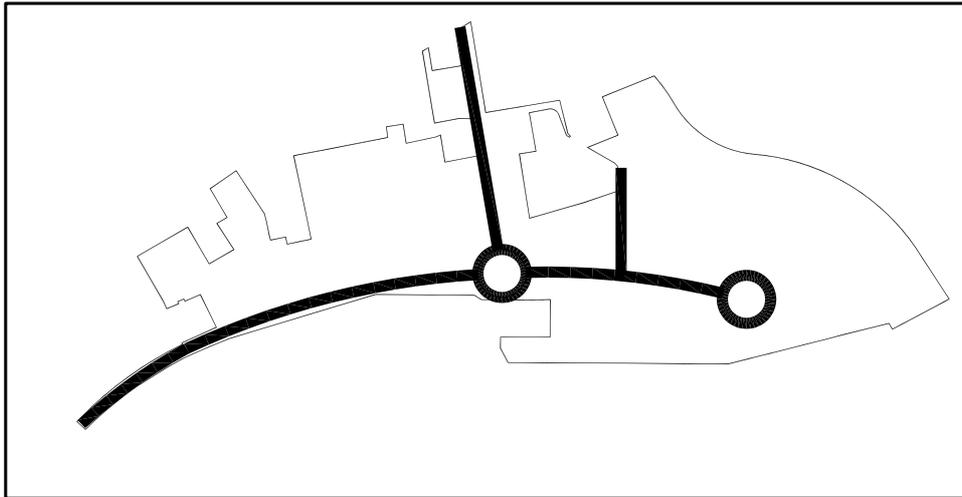


COMUNE DI NICHELINO
PROVINCIA DI TORINO



PIANO PER INSEDIAMENTI PRODUTTIVI
P.I.P.4

Legge 22/10/1971 n. 865 art. 27

Legge Regionale 05/12/1977 n. 56 art. 42 e s.m.i.

VARIANTE 1 - OPERE DI URBANIZZAZIONE

Il Sindaco: Dott. G. Catizone
L'Assessore all'Urbanistica: Rag. F. Fattori
Il Segretario Comunale: Dott. R. Camarda



progetto
con

Ing. Silvano VEDELAGO
Arch. Sara DOMINICI



STUDIO MEDIAPOLIS s.r.l.
Via della Rocca n. 21-10123 TORINO
Tel. 011/812.78.37 - Fax 011/812.79.19
Internet: <http://www.gruppomediapolis.com>
E-Mail: studio@gruppomediapolis.com

documento

FOGNATURA BIANCA E NERA
RELAZIONE TECNICA
RELAZIONE IDRAULICA

tavola

V1.11

sostituisce

scala

commessa 03/0283

note

1	26/02/2007	Variante 1		Si	S.D.	F.F.	S.V.
0	25/01/2006	Emissione		Si	C.C.	F.F.	S.V.
Revisione	data	oggetto di revisione		consegnata	redatto	verificato	approvato
File	0283-Nichelino/0283-PIP/0283-ESE-00UU/0283-PIP-ESE-00UU-VAR1-Relazione tecnica e idraulica			plot			

Il presente disegno è di proprietà esclusiva e non può essere divulgato o riprodotto anche solo parzialmente senza autorizzazione ai sensi della Legge n° 633 del 24/04/1941

RELAZIONE IDRAULICA

1 - PREMESSE

La presente relazione idraulica allegata alla perizia di variante n. 1 riguarda: in seguito al recente intervento (a cura della S.M.A.T. SpA) di posa della tubazione nell'ambito dei lavori di realizzazione della fognatura nera, nella parte terminale del tratto di via Gozzano che collega strada Vernea al rio Grivassola, si è aggravato il problema di interferenza dei sottoservizi presenti in via Gozzano. L'ipotesi progettuale di realizzare una rete di fognatura bianca parallela a quella già esistente non è più consentita nel tratto di strada suddetto, rendendo necessaria l'immissione della nuova rete nella condotta di fognatura bianca esistente. Ciò comporta la sostituzione della condotta attuale, nell'ultimo tratto della rete stessa, per adeguarla alla nuova portata. Tale intervento implica:

- l'adeguamento del diametro interno della condotta, che viene progettato di cm 150;
- lo smantellamento condotta e pozzetti esistenti dell'ultimo tratto della fognatura bianca di via Gozzano (270 m di condotta e n.6 pozzetti);
- la fornitura e posa nuova condotta di diametro pari a 150 cm nell'ultimo tratto della fognatura bianca di via Gozzano (270 m);
- la costruzione in opera di N.1 nuovo pozzetto della fognatura bianca di via Gozzano.

Questa relazione riprende in modo integrale quanto già sviluppato per il PIP4 con l'integrazione dell'ultimo tratto con il nuovo collettore che riprende il collettore esistente del PIP3. Tale relazione fa riferimento a quella a suo tempo formulata per il dimensionamento di tutte le reti bianche e nere del Consorzio industriale Sotti-Vernea posto su un'area di ben 100 ha, a cavallo dei Comuni di Vinovo e Nichelino.

La nuova area da urbanizzare è infatti a questa interconnessa per quanto riguarda gli sbocchi sia delle acque bianche (rio Grivassola) che di quelle nere (collettore APS di via Vernea)

Quest'area è inoltre interconnessa con il collettore di Strada Buffa – via Monterosa realizzato negli anni 90 per la limitrofa area residenziale.

Le nuove reti si configurano quindi come un'estensione/modifica di quelle esistenti, con la realizzazione del nuovo tratto su Via Gozzano che riprende il collettore esistente insistente sulla stessa via.

Valgono pertanto tutti i parametri, le analisi delle piogge, le considerazioni idrauliche, i consumi, ecc. che sono stati adottati nel progetto dell'area Sotti-Vernea, nonché nei progetti fognari elaborati in questi anni su tutto il territorio di Nichelino.

RETE BIANCA

2 - ANALISI DELLE PIOGGE

Il calcolo delle portate di pioggia, portate che servono per il dimensionamento delle canalizzazioni, si basa sulla conoscenza delle caratteristiche pluviometriche del Comprensorio interessato.

Queste caratteristiche sono state ricavate dalla stazione pluviometrica di Torino UIPO nonché dalla stazione di Moncalieri, entrambe vicine a Beinasco ed interessano un periodo di osservazione che va dal 1940 al 1970 e riguardano le piogge di massima intensità per le durate di 1/4, 1, 3, 6, 12, 24 ore.

Scopo principale dei calcoli è di ricavare la curva di possibilità climatica, cioè di individuare l'altezza h di pioggia caduta in un intervallo di tempo t , che ha la probabilità di essere eguagliata o superata in media una volta ogni t_r anni (dove t_r è il tempo di ritorno).

A tal fine si sono disposti i valori delle precipitazioni in ordine decrescente anziché cronologico in modo da poter determinare quante volte una certa altezza di pioggia è stata superata nel periodo di osservazione.

L'analisi probabilistica di tali dati può essere fatta con il metodo di Galton tracciando per ciascun intervallo di tempo t la retta regolarizzatrice data dall'equazione:

$$\log h = \langle \log h \rangle + (\sigma * z) \quad (1)$$

dove :

$\langle \log h \rangle$ = media dei valori logaritmici delle precipitazioni.

σ = scarto quadratico medio dei valori logaritmici delle altezze di pioggia

N = numero delle osservazioni

Z = funzione dalla distribuzione probabilistica

Le equazioni della (1) sono riportate, insieme ai valori delle precipitazioni per i vari tempi di ritorno ($t_r = 5, 6, 7$ anni), nelle tabelle allegate.

La scelta dei valori di t_r è determinante nei progetti di opere di difesa dalle piene, scaricatori, fognature, ecc., giacché all'aumentare di t_r e conseguentemente di h , cresce il costo dei manufatti ma diminuisce il rischio di danni.

Bassi t_r sono ammissibili solo quando l'eventuale insufficienza delle opere non metta a repentaglio vite umane e/o non provochi ingenti danni; in caso contrario si scelgono valori tanto più alti quanto più l'opera è sensibile alle piene e quanto più popolata è la zona che da essa dipende.

Per le fognature si assumono normalmente, come tempo di ritorno, valori dai 3 ai 10 anni, a seconda delle zone interessate (più o meno abitate) e della nazione. Nel presente progetto è stato assunto un tempo di ritorno di 7 anni.

I valori di h così ricavati possono essere bene rappresentati da una espressione esponenziale del tipo:

$$h = a * t^n \quad (2)$$

dove:

a = altezza di pioggia per durata di un'ora

t = durata della pioggia espressa in ore

n = parametro adimensionale minore di 1

Ai fini della determinazione dei valori di a e di n si trasforma la (2) nella

$$\log h = \log a + n * \log t$$

che rappresenta in un diagramma logaritmico l'equazione di una retta che può essere determinata agevolmente col metodo dei minimi scarti quadratici medi.

Nel nostro caso, per migliorare ulteriormente la previsione, sono stati interpolati contemporaneamente i valori di h (per durate di 1/4, 1, 3, 6, 12, 24 ore) sia per la stazione di Torino che per quella di Moncalieri.

La retta interpolatrice è risultata

$$\log h = 1,550 + 0,296 * \log t$$

od anche

$$h = 35,5 * t^{0,296} \text{ (mm)}$$

che è la curva di possibilità climatica cercata, curva che tra l'altro è proprio quella adottata nei calcoli delle fognature sul territorio di Nichelino da circa 30 anni.

3 - CALCOLO DELLE PORTATE DI PIOGGIA

Per il calcolo delle tubazioni si è adottato il metodo dell'invaso (Paladini-Fantoni) semplificato dal Puppini che permette di calcolare la portata defluente nella sezione considerata. Questa è:

$$Q = A * u$$

dove:

A (ha) è l'area di influenza del tronco

$$u = \frac{2168 * n^{\circ} * (\varphi * a')^{1/n^{\circ}}}{W^{1/n^{\circ}-1}} \quad (\text{l/sec/ha}) \text{ è il coefficiente udometrico}$$

I due coefficienti n° e a' sono funzione dei corrispondenti valori n e a della curva di possibilità climatica e tengono conto dell'effetto riduttore che una grande superficie e il coefficiente di deflusso φ , che tra l'altro varia col perdurare dell'evento, hanno sulla portata meteorica di afflusso in fognatura.

E' stato proposto:

$$\begin{aligned} a' &= a * (1 - 0,052A + 0,002A^2) \quad \text{Area interessata (kmq)} \\ n^{\circ} &= 4/3 * (n + 0,0175A) \end{aligned}$$

L'invaso specifico W (volume di pioggia invasato alla sezione di verifica riferito all'area scolante), è stato calcolato sommando, ai volumi $V1$ invasati nei tratti di rete già calcolati (e quindi noti) gli invasi superficiali $V2$ (allacciamenti, pluviali, cunette, velo d'acqua sul terreno, ecc.).

La stima di questi ultimi presenta incertezze e difficoltà, poiché dipende da molti fattori quali le caratteristiche del suolo, la sua pendenza, e le dimensioni della rete secondaria.

Normalmente si adottano valori compresi tra 40 e 100 mc/ha; nel presente progetto si è assunto $W = 80$ mc/ha.

Il valore del coefficiente di deflusso è funzione del grado di permeabilità dell'area interessata.

I valori adottati nel progetto Sotti-Vernea erano:

- area industriale (IV classe secondo Wenten) $\varphi = 0,52$
- area residenziale (II classe secondo Wenten) $\varphi = 0,25$

Per maggior scrupolo si sono stimati i coefficienti di deflusso facendo riferimento ai dati planimetrici dell'intervento di superficie di circa 24 ha:

- superficie fondiaria circa 15,5 ha pari al 64%
- superficie a servizi circa 5,5 ha pari al 23%
- superficie a strade circa 3,0 ha pari al 13%

Con valori di $\varphi = 0,60$ per i lotti industriali, di $\varphi = 0,25$ per le aree a servizi, di $\varphi = 0,65$ per le strade, risulta nel nostro caso mediamente per l'area del PIP 4

$$\varphi_m = (0,60*0,64)+(0,25*0,23)+(0,65*0,13) = 0,526$$

Ovvero un valore praticamente uguale a quello a suo tempo stimato per il Sotti-Vernea il che conferma la bontà della previsione.

Per le altre aree non industriali analogamente si è adottato il valore $\varphi = 0,25$.

L'incidenza di queste due superfici su ogni area scolante ha permesso di determinare il valore medio del coefficiente di deflusso e quindi la portata critica di pioggia.

4 - CALCOLO E VERIFICA DELLA RETE BIANCA

Le portate di pioggia ($Q = u * A$) così determinate hanno permesso il dimensionamento e la verifica dello specchio interessato tramite la classica formula di Chezy :

$$Q = \Omega * \chi * (R * i)^{1/2}$$

dove :

- Q = portata defluente;
- $\chi = K * R^{1/6}$ (Formula di Strickler con $K = 75$)
- Ω = area della sezione dello specchio;
- i = pendenza del tratto;
- R = raggio idraulico.

Si sono inoltre calcolati, per mezzo delle caratteristiche idrauliche degli specchi, nelle sezioni di verifica, oltre alla portata massima defluibile anche la sezione bagnata, l'altezza di riempimento e la velocità massima del deflusso.

I dati di calcolo e verifica della rete sono riportati nelle pagine seguenti insieme alle aree scolanti dell'intervento.

RETE NERA

Le aree interessate dalle nuove fognature nere sono aree classificabili come industriali e residenziali per cui il dimensionamento delle loro condotte è stato fatto sulla base delle portate reflue di entrambi i tipi come già avvenuto per il progetto Sotti-Vernea.

5 - PORTATE REFLUE

PORTATE REFLUE CIVILI

Si è assunto come consumo di acqua potabile per uso civile quello medio su base annua relativo ai comuni della cintura Torinese che è di circa 300 l/ab/g.

Per tenere conto delle variazioni che tale portata subisce nel tempo si sono adottati i coefficienti di punta normalmente riportati in letteratura:

variazione dei consumi mensili. 1,4
variazione dei consumi giornalieri. 1,2
variazione dei consumi orari. 1,5

a cui corrisponde una variazione totale di

$$1,4 * 1,2 * 1,5 = 2,5$$

Il consumo idrico, nell'ora di punta, nel giorno di massimo consumo, riferito ad un elevato numero di abitanti risulta perciò di:

$$300 * 2,5 / 24 = 31,2 \text{ l/ab/h}$$

Ne consegue che la portata reflua massima per abitante, tenendo conto che non tutta l'acqua consumata è immessa in fognatura ma solo l'75% circa, è di:

$$31,2 * 0,75 = 23,4 \text{ l/ab/h}$$

ovvero circa:

$$q^{\circ}_{\max} = 23,4 / 3600 = 0,0065 \text{ l/ab/sec}$$

PORTATE REFLUE INDUSTRIALI

Per i consumi di acqua per usi industriali si è adottato il valore medio relativo alle aree metropolitane torinesi che può essere stimato in circa 2 l/sec/ha contro i circa 5,61 l/sec/ha dell'area industriale di Mirafiori Sud.

Il calcolo della portata reflua industriale è stato fatto quindi assumendo per il consumo (2 l/sec/ha) i coefficienti di punta:

valore dei consumi mensili = 1,25
valore dei consumi giornalieri = 1,20
valore dei consumi orari = 1,30

a cui corrisponde un valore totale di 1,95.

Risulta che la portata reflua massima per ettaro (75% del consumo) è:

$$2 * 1,95 * 0,75 = 2,93 \text{ l/sec/ha}$$

Tale valore di portata è corrispondente anche a quella di circa

$$\frac{2,93}{0,0065} = 450 \text{ abitanti equivalenti}$$

praticamente uguale all'ipotesi di calcolo dei collettori consortili del Consorzio Po-Sangone ora SMAT che prevede, per le aree industriali della cintura torinese, 460 abitanti equivalenti per ettaro.

Il calcolo della portata reflua è stata quindi equiparata a quello di una equivalente area residenziale con densità 460 ab/ha.

6 – PORTATE REFLUE DI CALCOLO

A - Portate massime

Nel presente progetto si è cercata una soluzione analitica per il calcolo dei condotti.

Nel nostro caso infatti gli spechi dei collettori periferici, anche se dimensionati con le portate massime precedentemente trovate, risultano con diametri irrisori che in ogni caso bisogna empiricamente aumentare per evitare pericoli di occlusione e per poter far fronte a particolari situazioni di sovraccarico.

Il valore precedentemente trovato di:

$$q^{\circ}_{\max} = 0,0065 \text{ l/sec (portata massima reflua pro capite)}$$

infatti è valido solo nel caso di molti abitanti equivalenti serviti (circa 10.000), in quanto in questo caso vengono compensati, per l'invaso nelle condotte e per la non contemporaneità degli scarichi, i sovraccarichi che invece si verificano nei rami periferici.

Si è quindi cercata una correlazione tra la portata reflua istantanea pro capite e il numero di abitanti equivalenti; questa è infatti funzione degli abitanti serviti e precisamente aumenta con il diminuire di questi ultimi.

A questo scopo si sono presi in considerazione due casi limite: quello con più di 10.000 abitanti (in cui $q^{\circ}_{\max} = q'_{\max}$) e quello di una sola persona.

In questo ultimo caso, ipotizzando uno scarico intenso (water, vasca, ecc.) di circa 0,6 l/sec

risulta che q'_{\max} è circa 100 volte q°_{\max} .

Il coefficiente di maggiorazione

$$m = q'_{\max} / q^{\circ}_{\max}$$

per tutti gli altri casi può quindi essere ricavato ipotizzando una variazione esponenziale del tipo

$$m = a * N^b$$

dove:

- N = numero degli abitanti serviti;
- a e b = coefficienti numerici ricavati dall'espressione della retta che sul diagramma con scale logaritmiche unisce i punti casi limite: A ($m=100$; $N=1$) e B ($m=1$; $N=10.000$)

Risulta:

$$m = 100 * N^{-1/2}$$

La portata reflua istantanea di calcolo diventa quindi, per un numero N di abitanti:

$$Q_{\max} = N * q'_{\max} = N * m * q^{\circ}_{\max} = N * 100 * N^{-1/2} * 0,0065$$

ovvero :

$$Q_i = 0,65 * N^{1/2} \text{ l/sec}$$

B - Portate minime

Come portata minima, al fine di valutare se è garantita la velocità di autoespurgo ($V = 0,4$ m/sec), si è assunta quella media oraria nel giorno di minor consumo ovvero:

$$Q_{\min} = 300/24 * 3600 = 0,0035 \text{ l/sec/ab}$$

Il valore di questa portata è molto prudentiale e garantirà sicuramente un buon funzionamento della rete anche in considerazione che le portate di punta in ogni caso sono più che sufficienti a rimuovere eventuali depositi.

7 - CALCOLO E VERIFICA DELLA RETE NERA

Il dimensionamento della rete nera è stato fatto sulla base delle portate massime che passano per la sezione dello speco interessato.

La portata reflua massima che defluisce in ogni tronco, è frazione, per le precedenti considerazioni, del numero degli abitanti equivalenti serviti e vale

$$Q_{\max} = 0,65 * N^{1/2} \text{ l/ sec}$$

Tali abitanti equivalenti sono stati calcolati tenendo conto delle densità e destinazione delle aree scolanti assumendo

per le aree industriali = 460 ab/ha
per le aree residenziali/servizi = 100 ab/ha

e valori medi ponderati per le aree miste.

Per il PIP 4, ai fini idraulici, gli abitanti equivalenti serviti risultano per la già citate aree di 15,5 e 5,5 ha:
 $(460 * 15,5) + (100 * 5,5) = 7.650$

Aggiungendo gli stimati 350 abitanti già serviti con la rete di via Buffa – Monterosa risulta che la nuova rete servirà complessivamente circa 8.000 abitanti equivalenti, valore questo sostanzialmente confermato dai calcoli progettuali.

Si è quindi determinata la portata reflua massima e minima per ogni tronco di fognatura, la prima per il dimensionamento dello speco, la seconda per verificare se le velocità dei reflui garantiscono il suo autoespurgo.

Con la già citata classica formula del moto uniforme di Chezy:

$$Q = \Omega * \chi * (R * i)^{1/2}$$

(con $K = 75$ per i reflui neri in PVC), sono stati determinati i parametri idraulici più significativi.

I dati di calcolo e di verifica della rete sono stati riportati nella seguente tabella dove compaiono le portate, le caratteristiche dello speco, la sezione di passaggio, l'altezza del riempimento e le velocità dei reflui.

8 – ALLACCIAMENTO AL COLLETTORE CONSORTILE

Con la rete in progetto, confluyente nel pozzetto < n.° 30 > del Collettore Consortile, si è stimato di servire 8.150 abitanti equivalenti corrispondenti (ipotesi APS) a $8.150 * 0,0065 = 53,0$ l/sec

In questo tratto il Collettore Consortile di via Vernea è stato dimensionato per 455 l/sec e 82.248 abitanti equivalenti.

Sono già stati allacciati 30.658 abitanti con le reti del Consorzio Sotti Vernea (di cui 5.000 provenienti dal comune di Vinovo), 11.061 dall'area PIP 2 e Viberti, circa 4.500 dall'area PIP3.

Il Collettore Consortile di via Vernea risulta quindi attualmente utilizzato per circa il 65%; in futuro potranno ancora essere serviti ulteriori 30.000 abitanti con reti a parte.

RELAZIONE TECNICA

1 - RETI FOGNARIE

Il presente progetto prevede la realizzazione di due reti di fognatura separate una per le acque piovane, una per le acque reflue nere a servizio del costruendo PIP 4.

RETE NERA

La realizzazione della rete nera per i reflui civili ed industriali è coerente con la scelta dell'Amministrazione Comunale di aderire, con altri comuni della cintura torinese, al Consorzio Po Sangone (ora SMAT) per la depurazione delle acque reflue.

Una rete di più di 100 Km di collettori consortili convoglia infatti tutte le acque reflue dei comuni consorziati in un unico grande impianto di depurazione posto sulla sponda sinistra del Po, in prossimità del comune di Settimo Torinese.

Il comune di Nichelino è interessato da tre rami di questa rete di collettori:

- -Tratto 21 – 22 – 36 proveniente dalla frazione Borgaretto lungo via XXV Aprile a servizio della zona nord del comune;
- Tratto 35 – 23 che iniziando da via Giusti e proseguendo in Borgata Santa Maria raccoglie le acque reflue a sud della ferrovia;
- Tratto 24 – 23 che iniziando in via Vernea interessa la zona industriale Sud.

A questo ultimo collettore saranno allacciate le fognature nere in progetto.

Ricerche di archivio sui progetti elaborati a più riprese per le varie aree hanno permesso di determinare le portate e gli abitanti equivalenti attualmente allacciati sul Collettore Consortile di via Vernea.

E' risultato:

- Area industriale Sotti-Vernea con 25.658 ab. eq.
- Area industriale di Vinovo con 5.000 ab. eq.
- Area PIP 2 e Viberti con 11.061 ab. eq.
- Area PIP 3 con 4.500 ab. eq.

Il collettore consortile, dimensionato per servire ben 82.248 abitanti equivalenti, è quindi idoneo a recepire gli 8.150 ab. eq. del nuovo insediamento in quanto verrà utilizzato complessivamente solo per il 65%.

La nuova rete nera avrà complessivamente un'area scolante di circa 31 ha in quanto congloberà anche la rete esistente di via Buffa il cui collettore probabilmente verrà utilizzato per l'allacciamento del lotto I prospiciente la via.

Il collettore nero di via Buffa (realizzato negli anni '80), che con una diramazione passante sotto l'autostrada raggiunge via Monterosa ed serve circa 350 abitanti, verrà infatti intercettato nel pozzetto N38 e deviato per non interferire con il lotto IV.

Particolare cura verrà attuata nell'attraversamento dell'area di rispetto dei pozzi dell'acquedotto.

A tal fine si è previsto di realizzare una ulteriore protezione delle condotte nere di per se ermetiche (tubi in PVC con anelli elastomerici) collocandoli in tubi camicia ispezionabili.

L'allacciamento vero e proprio sul Collettore Consortile avverrà in corrispondenza del pozzetto esistente ad una quota di 47 cm dal fondo in modo da non risentire dei rigurgiti dello stesso.

Anche gli allacciamenti dei privati confluiranno nei pozzetti d'ispezione opportunamente predisposti in fase di esecuzione e saranno dotati, per i vari lotti, di pozzetto fiscale all'interno delle proprietà.

Questi allacciamenti saranno agevolati dalla buona profondità dei nuovi collettori (dai 2 ai 3 metri).

Specifici calcoli idraulici hanno verificato la correttezza del dimensionamento degli spechi nonché il raggiungimento della velocità di autoespurgo anche nel caso delle portate minime.

RETE BIANCA

Con la rete bianca in progetto si è previsto di servire non solo l'area del PIP 4 ma anche la limitrofa area residenziale ora sprovvista di specifica fognatura bianca (attualmente vengono usati per gli scolii i fossi interdoperali).

Questa ulteriore rete bianca potrà infatti essere realizzata in seguito e potrà confluire nei predisposti pozzetti <9 e 11> di testata a collettori D 50.

L'eventuale ampliamento del P.I.P. 4, a seguito della Variante 12 di P.R.G.C., per circa 10.000 mq risulta comunque contemplato nella capacità ricettiva dell'attuale rete in progetto del P.I.P. 4, in quanto tale incremento è di modesta entità rispetto alla superficie totale del P.I.P. stesso (circa il 4% della superficie totale).

Nel progetto presentato tutta la rete bianca doveva confluire in un collettore Diam.100 su Via Gozzano, dove già confluisce il collettore diam. 100 proveniente dal PIP3.

Le interferenze tra i due collettori ed i vari sottoservizi presenti hanno evidenziato la necessità di sostituire il collettore esistente con uno nuovo di diametro adeguato (diam. 1500) che raccogliesse sia il collettore esistente del PIP 3 (diam. 100) che quello nuovo in progetto (diam. 100).

Il tutto mantenendo la livelletta del collettore esistente con sbocco nel Rio Grivassola.

Le condotte della rete saranno in C.A. classe 1,3 kN/cm leggermente rinfiancate; opportuni salti di livelletta in corrispondenza dei cambi di diametro eviteranno il funzionamento a rigurgito della rete.

Nella tabella allegata sono riportati i dati dei tratti più significativi della rete del PIP 4, ovvero: la massima velocità del deflusso, l'altezza di riempimento, la sezione bagnata, l'area scolante, la pendenza, ecc.

Dall'analisi dei dati del PIP 3 otteniamo i seguenti dati:

Superficie totale	131.587 mq
Viabilità	15.838 mq
Servizi	26.578 mq
Sup. coperta	43.400 mq
Sup. verde	13.387 mq
Parcheggi	32.213 mq

Coefficiente udometrico del comparto	44,07 l/sec/ha
Portata	580 l/sec

Tubazione	diam. 100 in C.A.
Pendenza	p = 0,20 %
Portata limite	1045 L/sec

Dall'analisi dei dati del PIP 4 otteniamo i seguenti dati:

Coefficiente udometrico del comparto	32.30 l/sec/ha
Portata	896 l/sec

Tubazione	diam. 100 in C.A.
Pendenza	p = 0,20 %
Portata limite	1045 l/sec

Predisponendo la nuova tubazione che raccoglie le tubazioni sia del PIP 3 che del PIP 4 otteniamo:

Portata tubazione PIP 3	580 l/sec
Portata tubazione PIP 4	896 l/sec
Portata totale	1.476 l/sec

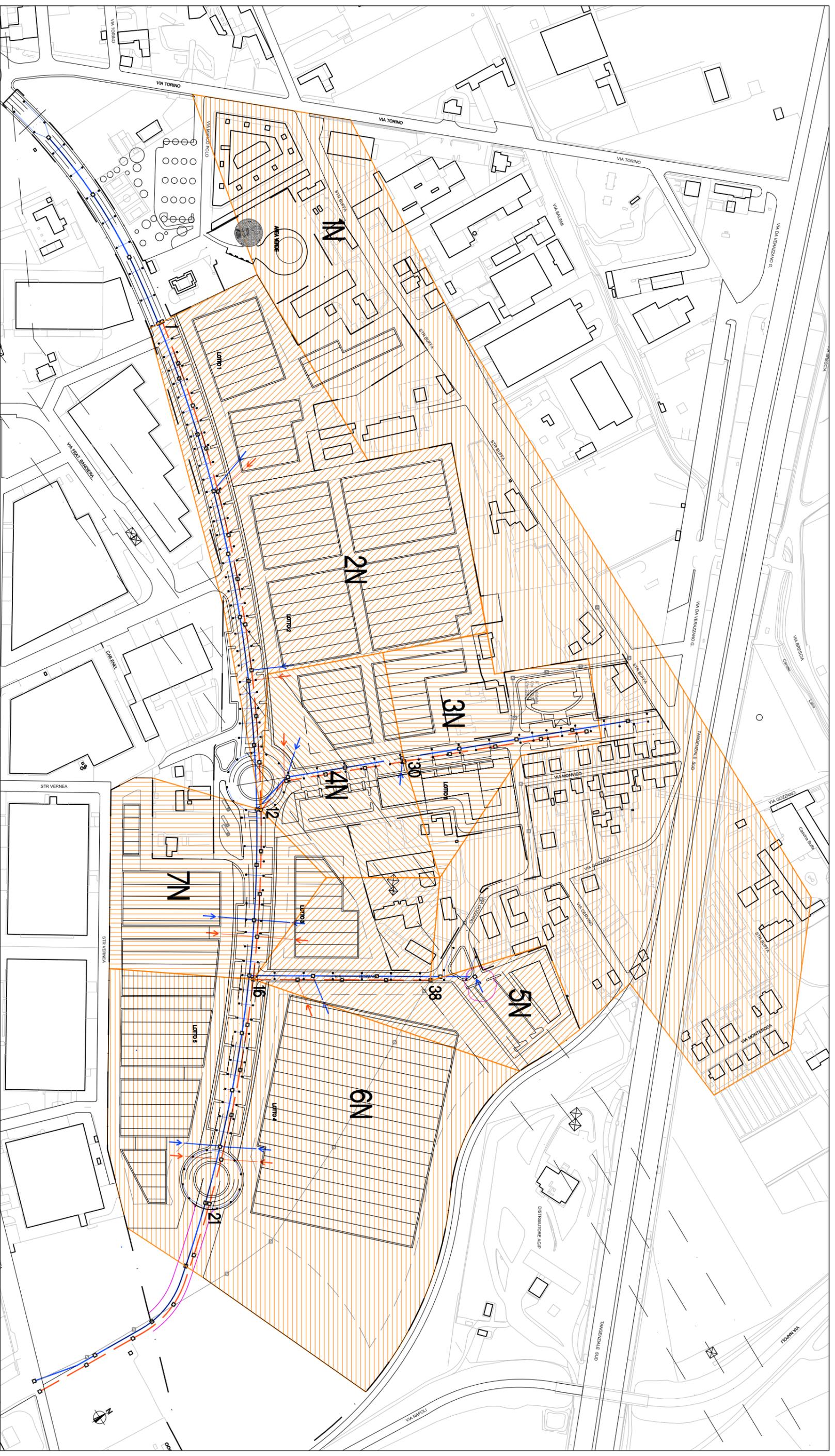
Nuova tubazione	diam. 150 in C.A.
Portata limite	3.300 l/sec

La portata limite della nuova tubazione (diam. 150) risulta superiore alla portata massima prevista per i due collettori del PIP 3 e del PIP 4 ($3.300 \text{ l/sec} > 1.476 \text{ l/sec}$) per cui la tubazione è correttamente dimensionata.

ELEMENTI DEL TRATTO					PORTATE		CARATTERISTICHE DELLO SPECO				ELEMENTI DELLA SEZIONE			
Tratto	Sez	Area	Densità	Abitanti	Q max	Q min	Speco	i	Q lim	V lim	A	h	V max	V min
		ha	Ab/ha	n	l/sec	l/sec	cm	%	l/sec	l/sec	m ²	m	m/sec	m/sec
1 - 12	12'	5,41	430	2.320	31,3	8,1	D30	0,63	74,8	1,06	0,030	0,14	1,02	0,69
34 - 30	30	1,86	250	470	14,1	1,6	D 30	0,72	80,0	1,13	0,016	0,08	0,85	0,45
30 - 12		1,98	200	<u>400</u>										
	12''			870	19,2	3,0	D 30	0,43	61,8	0,87	0,024	0,11	0,77	0,45
12 - 16		2,24	430	<u>960</u>										
	16'			4.150	41,9	14,5	D 40	0,51	145,0	1,15	0,041	0,14	1,01	0,75
0 - 38		12,17	30	350										
38 - 16		2,25	200	<u>450</u>										
	16''			800	18,4	2,8	D 30	0,34	55,0	0,78	0,026	0,12	0,70	0,41
16 - 21		7,44	430	<u>3.200</u>										
	21			8.150	58,7	28,5	D 40	0,32	114,9	0,91	0,064	0,20	0,92	0,76

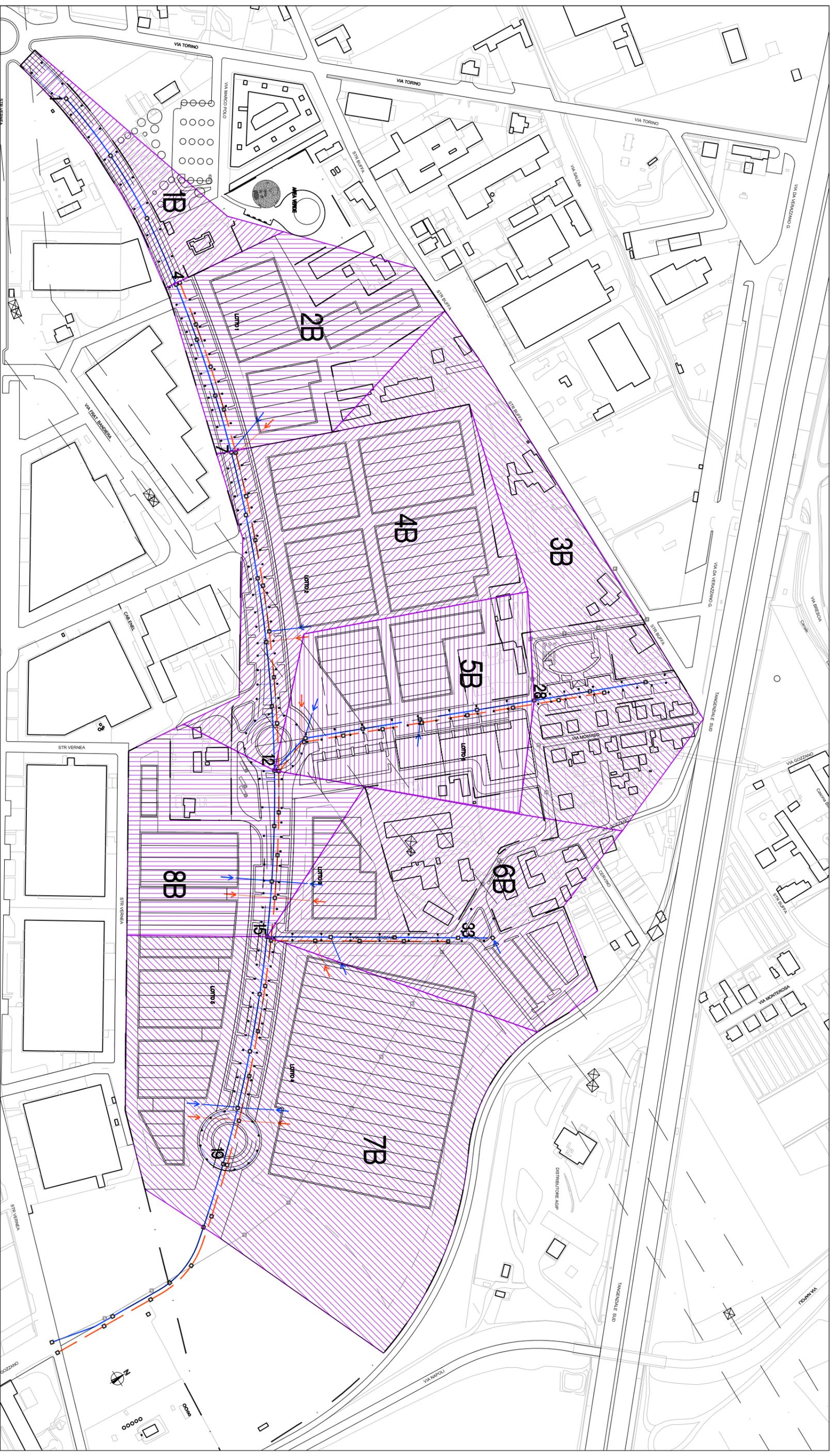
Verifica rete bianca

ELEMENTI DEL TRATTO				COEFFICIENTE DI DEFLUSSO			VOLUMI INVASATI				PORTATE		CARATTERISTICHE SPECO			ELEMENTI DELLA SEZIONE		
Tratto	Sez.	Lungh. m	Area ha	ϕ	$\phi * A$	ϕ med.	V.prop. mc	V.sup. mc	V.tot. mc	V.spec. l/mq	U l/sec/ha	Q l/sec	Speco cm	i %	Q lim l/sec	A mq	H m	V.max m/sec
1 - 4		179	1,00	0,40	0,40		51	80	131									
4 - 7		146	2,71	0,52	1,41		41	217	258									
			-----		-----				-----									
	7		3,71		1,81	0,49			389	10,48	32,2	119	D 60	0,42	388	0,0986	0,23	1,20
7 - 12		266	4,04	0,52	2,10		75	323	398									
			-----		-----				-----									
	12'		7,75		3,91	0,50			787	10,15	35,4	274	D 60	0,37	364	0,194	0,39	1,41
30 - 28		92	3,60	0,30	1,08		26	288	314									
28 - 12		228	2,94	0,50	1,47		64	235	299									
			-----		-----				-----									
	12''		6,54		2,55	0,39			613	9,37	21,4	140	D 60	0,37	364	0,116	0,26	1,21
12 - 15		137	2,39	0,52	1,24		68	191	259									
	12'		7,75		3,91				787									
			-----		-----				-----									
	15'		16,68		7,70	0,46			1.659	9,95	29,2	486	D 80	0,33	741	0,307	0,47	1,58
33 - 15		158	3,63	0,45	1,63		44	290	334									
15 - 19		191	7,45	0,52	3,87		150	596	746									
	15'		16,68		7,70				1.659									
			-----		-----				-----									
	19		27,76		13,20	0,48			2,739	9,87	32,3	897	D 100	0,25	1169	0,540	0,65	1,66
Emissario												897	D 100	0,20	1045	0,596	0,71	1,50



AREE DI SCOLO FOGNATURA NERA:

1N	12,1669 ha	3N	1,8611 ha	5N	2,2448 ha	7N	2,2399 ha
Densità 30 ab/ha		Densità 250 ab/ha		Densità 200 ab/ha		Densità 430 ab/ha	
2N	5,4153 ha	4N	1,9815 ha	6N	7,4414 ha		
Densità 430 ab/ha		Densità 200 ab/ha		Densità 430 ab/ha			



AREE DI SCOLO FOGNATURA BIANCA:

1B	0,9987 ha	3B	3,6063 ha	5B	2,9377 ha	7B	7,4517 ha
$\varphi=0,40$		$\varphi=0,30$		$\varphi=0,50$		$\varphi=0,52$	
2B	2,7104 ha	4B	4,0415 ha	6B	3,6252 ha	8B	2,3945 ha
$\varphi=0,52$		$\varphi=0,52$		$\varphi=0,45$		$\varphi=0,52$	