



UNIONE EUROPEA



REGIONE CAMPANIA



COMUNE DI NAPOLI



## COMUNE DI NAPOLI

### - Direzione centrale Infrastrutture, lavori pubblici e mobilità

*Servizio Sistema delle infrastrutture di trasporto, delle opere pubbliche a rete e dei parcheggi*

### - Direzione centrale Ambiente, tutela del territorio e del mare

*Servizio Ciclo integrato delle acque*



## Grande progetto Riqualficazione urbana Napoli est

Riqualficazione urbanistica e ambientale asse costiero: corso San Giovanni

Rifunzionalizzazione sistema fognario San Giovanni

## PROGETTO DEFINITIVO

### Gruppo di progettazione

**progettazione urbana e infrastrutturale:** arch. Anna Rita Affortunato, arch. Luca d'Angelo, ing. Marzia Di Caprio, arch. Giovanni Lanzuise, arch. Ignazio Leone, ing. Roberta Catapano, ing. Stefano Napolitano, ing. Maria Teresa Giugliano, dott. Vincenzo Campolo, geom. Luciano Marino, geom. Italo Ricci

**sicurezza:** arch. Francesca Spera

**progettazione impianti fognari:** prof. ing. Giovanni de Marinis

### Responsabile del procedimento

arch. Giuseppe Pulli

## Relazione idrologica e idraulica

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO .....</b>	<b>5</b>
2.1. Generalità .....	5
2.2. Metodologia .....	5
2.3. Calcolo delle portate di piena .....	6
2.3.1. <i>Stima del periodo di ritorno.....</i>	<i>6</i>
2.3.2. <i>Analisi dei dati pluviometrici.....</i>	<i>8</i>
2.3.3. <i>Valutazione delle portate meteoriche.....</i>	<i>12</i>
2.4. Stima delle portate medie nere .....	15
2.5. Dimensionamento idraulico dei collettori .....	17
2.5.1. <i>Caratteristiche geometriche dei canali a sezione circolare.....</i>	<i>19</i>
2.5.2. <i>Caratteristiche geometriche dei canali a sezione rettangolare.....</i>	<i>21</i>
2.6. Materiali per tubazioni .....	21
2.6.1. <i>Generalità.....</i>	<i>21</i>
2.6.2. <i>Sicurezza statica .....</i>	<i>22</i>
2.6.3. <i>Resistenza all'aggressività delle acque reflue.....</i>	<i>23</i>
2.6.4. <i>Resistenza all'abrasione.....</i>	<i>25</i>
2.6.5. <i>Conservazione nel tempo delle caratteristiche idrauliche .....</i>	<i>25</i>
2.6.6. <i>Tenuta idraulica.....</i>	<i>27</i>
2.6.7. <i>Aspetti costruttivi .....</i>	<i>28</i>
2.6.8. <i>Aspetti economici .....</i>	<i>29</i>
2.6.9. <i>Considerazioni finali .....</i>	<i>30</i>
2.7. Tipo di Speco e Sezioni di Posa in opera .....	30
2.7.1. <i>Speco circolare in ghisa sferoidale .....</i>	<i>30</i>
2.7.2. <i>Speco circolare in PVC serie SN8.....</i>	<i>31</i>
2.7.3. <i>Sezioni di posa Speco Circolare.....</i>	<i>31</i>
2.7.4. <i>Speco Rettangolare.....</i>	<i>32</i>
2.7.5. <i>Tubazioni in acciaio.....</i>	<i>32</i>
2.8. OPERE D'ARTE .....	33
2.8.1. <i>Caditoie stradali.....</i>	<i>33</i>
2.8.2. <i>Pozzetti di ispezione.....</i>	<i>33</i>
2.9. Dimensionamento della stazione di sollevamento .....	34
<b>3. SINTESI INTERVENTO FOGNARIO.....</b>	<b>38</b>
<b>4. CONCLUSIONI.....</b>	<b>39</b>
<b>ALLEGATI.....</b>	<b>40</b>

## 1. **PREMESSA**

La presente relazione illustra i criteri di calcolo utilizzati per la stima delle portate di progetto necessarie per il dimensionamento idraulico delle opere e dei manufatti previsti nell'ambito degli interventi necessari alla sistemazione idraulica ed ambientale di una importante porzione di territorio nella circoscrizione di S. Giovanni a Teduccio (Comune di Napoli).

In particolare, si è proceduto alla stima delle portate pluviali e delle portate medie nere che specificamente interessano l'area oggetto dell'intervento. A tale scopo, sono state opportunamente portate in conto le informazioni scaturite dalle attività di rilievo e sopralluogo appositamente effettuate.

Quindi, ai fini di una corretta stima dei deflussi meteorici e di tempo asciutto, si sono tenuti in debito conto i contributi provenienti dalla programmata urbanizzazione del comparto (insediamento universitario, porto turistico, ecc.) nonché ovviamente di tutta la porzione del territorio comunale di Napoli che incombe idrograficamente sul Corso San Giovanni a Teduccio e quindi sulle rispettive infrastrutture fognarie.

Ulteriore aspetto del presente studio, di importanza non inferiore rispetto a quanto già descritto, è rappresentato da un adeguato inquadramento degli interventi previsti nel contesto dell'assetto della rete fognaria a servizio dell'area orientale di Napoli, per la quale il Sindaco di Napoli -nella sua qualità di Commissario Straordinario di Governo Delegato per gli Interventi di Emergenza (ex art. 1 ord. 2509/97 e s.m.i.)- ha avuto modo di giungere ad una approfondita conoscenza nel corso delle attività di mappatura e censimento. Infatti, il presente intervento scaturisce dalla esigenza di provvedere ad un nuovo assetto di alcuni tronchi della rete fognaria esistenti lungo Corso San Giovanni a Teduccio, alla luce della realizzazione di importanti opere di regimazione dei deflussi meteorici nell'area orientale di Napoli, con specifico riferimento ai vari collettori che nella zona trovano recapito a mare (collettore Volla, collettore Sannicandro, collettore di Levante).

La presente relazione attiene il progetto definitivo dell'intervento relativo all'area più a nord di S. Giovanni a Teduccio, nella fascia compresa tra via Ponte dei Granili e vico I Marina, a completamento dell'intervento in corso di esecuzione denominato "Interventi di riduzione del rischio idraulico nelle zone di S.Giovanni a Teduccio", e pertanto denominato S. Giovanni Nord.

## **2. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO**

### **2.1. Generalità**

Si ritiene utile esporre dettagliatamente in prosieguo i criteri, codificati in dottrina, che sono stati adottati in sede di calcolo delle portate e di dimensionamento idraulico dei collettori.

Lo studio dei fenomeni di piena nelle reti fognarie consiste nella ricerca dei valori massimi di portata al colmo associati a prefissati “periodi di ritorno”, nonché alla simulazione dell’intera formazione delle onde di piena durante una assegnata precipitazione.

Il calcolo delle portate al colmo ha interesse per i problemi di dimensionamento e verifica delle canalizzazioni fognarie, mentre la simulazione dell’intera onda di piena è necessaria alla progettazione e alla verifica di funzionamento di sistemi più complessi come, ad esempio, le vasche di laminazione.

Le portate meteoriche di calcolo della rete fognaria sono state valutate mediante l’adozione di una procedura di trasformazione afflussi-deflussi basata sul classico modello dell’invaso lineare, con una taratura del suo parametro caratteristico.

Per i processi di perdita idrologica (infiltrazione, detenzione superficiale ecc.), le esperienze hanno mostrato la possibilità di adottare, con buoni risultati, la più semplice procedura di calcolo, che consiste nell’assumere un coefficiente di afflusso costante nel tempo, stimato su base empirica in funzione delle percentuali di aree impermeabili presenti nei bacini.

### **2.2. Metodologia**

La metodologia adottata per la progettazione preliminare degli interventi di adeguamento della rete fognaria prevede le seguenti fasi:

- esame dello schema fognario esistente;
- proposta di razionalizzazione e completamento della rete esistente ed eventuale rifazione di alcuni tratti;

- analisi delle piogge e valutazione delle curve di probabilità pluviometriche;
- calcolo delle portate in tempo di pioggia;
- verifiche idrauliche dei condotti fognari principali e definizione delle opere accessorie necessarie quali sfioratori, eventuali stazioni di sollevamento, ecc.;
- individuazione degli interventi di adeguamento della rete esistente;
- valutazioni economiche e piano finanziario.

### 2.3. Calcolo delle portate di piena

La stima delle portate di piena, drenate da un generico bacino scolante, è stata effettuata a mezzo di un modello semplificato di trasformazione afflussi - deflussi. L'utilizzazione di tale modello richiede lo svolgimento di uno studio sul comportamento pluviometrico del territorio in modo da individuare un indice di precipitazione medio sul bacino durante il manifestarsi del fenomeno di piena che si intende simulare, da introdurre nel modello.

#### 2.3.1. Stima del periodo di ritorno

La stima della portata di progetto delle opere deve basarsi su un'attenta analisi del cosiddetto rischio d'insufficienza, cioè, che occasionalmente si possano manifestare eventi estremi più intensi di quelli compatibili con le caratteristiche idrauliche della rete, e quindi con portate maggiori di quelle previste, accompagnate da esondazioni, ristagni d'acqua, danni a cose e persone, di entità talora elevata.

Il legame probabilistico tra la massima altezza di pioggia ed il periodo di ritorno  $T_r$ , o la probabilità  $P(Q)$  di non superamento, legame caratteristico di tutte le variabili casuali "estreme", è di tipo logaritmico; ciò implica una ridotta influenza di  $T_r$  sulla portata al colmo.

Significativo appare di conseguenza il concetto di "rischio RN d'insufficienza in N anni", definito come il rischio che durante l'arco di vita tecnica dell'opera di N anni si verifichi almeno un evento che produca

l'insufficienza dell'opera. Senza entrare nei dettagli della teoria statistica si può dimostrare che l'espressione che lega  $R_N$  a  $T_r$  vale:

$$R_N = 1 - P(Q_T)^N = 1 - (1 - 1/T_r)^N$$

che mostra come  $R_N$  cresca rapidamente, a parità di  $T_r$ , all'aumentare di  $N$ .

Fissando ad esempio una vita utile dell'opera  $N=50$  anni, se si adottasse  $T_r=2 \div 10$  anni sussisterebbe la "certezza" probabilistica ( $R_N$  prossimo ad 1) che l'opera entri in crisi almeno una volta nei suoi 50 anni di vita; se si adottasse invece  $T_r=50$  anni il rischio d'insufficienza  $R_{50}$  scenderebbe a 0.63 (2 probabilità d'insufficienza su 3); per ridurre tale rischio a 0.20 (1 probabilità d'insufficienza su 5) il tempo di progetto dovrebbe salire a 225 anni, mentre per avere  $R$  a meno del 5% occorrerebbe salire con  $T_r$  a circa 1000 anni.

Emblematico è quindi il caso delle fognature urbane in cui generalmente si fissa  $T_r = 5 \div 10$  anni: in tali casi, essendo  $T_r$  ben minore della durata dell'opera ( $T_r \ll N$ ), sussiste in pratica la certezza probabilistica che l'opera sarà in qualche occasione insufficiente. D'altra parte per evitare ciò occorrerebbe incrementare in misura inaccettabile il tempo di ritorno e quindi la dimensione ed il costo dell'opera. In definitiva, nelle fognature non conviene scegliere valori di  $T_r$  elevati per ridurre il rischio di esondazioni, quanto piuttosto ridurre gli effetti delle insufficienze, affiancando alle fognature altre strutture di controllo delle portate eccedenti, anche perché a spechi di dimensioni maggiori corrispondono, altresì, condizioni di funzionamento caratterizzate da minore affidabilità per gli eventi più frequenti.

Discende da quanto esposto che un'opera destinata a permanere in vita per molti decenni si troverà soggetta, con probabilità abbastanza elevata, a sopportare eventi ben maggiori di quelli di progetto. Rientra pertanto nei contenuti di un buon progetto la ricerca dei criteri d'impostazione e delle strutture delle opere, atti a fornire le più efficaci riserve di sicurezza e garanzie di affidabilità, anche nel corso delle suddette evenienze.

Ciò premesso, ai fini dei calcoli di verifica o di dimensionamento dei collettori, occorre preliminarmente stabilire quale rischio di insufficienza si voglia

accettare. In altri termini occorre fissare il valore del tempo di ritorno  $T_r$  di progetto, come il numero di anni che mediamente intercorre tra due eventi produttori portate superiori a quella di progetto. La scelta di  $T_r$  discende da un compromesso tra l'esigenza di contenere la frequenza delle esondazioni e l'esigenza di contenere le dimensioni dei collettori e comunque delle strutture di controllo delle piene, entro limiti accettabili economicamente e compatibili con i vincoli esistenti nel territorio interessato. Detto compromesso, che dovrebbe discendere da analisi tipo costi-benefici, conduce, in base alla lunga esperienza maturata in tale campo, all'adozione di valori normali del tempo di ritorno  $T_r$  dell'ordine di 10 anni.

### **2.3.2.    *Analisi dei dati pluviometrici***

Come è generalmente accettato, la determinazione della precipitazione di progetto avviene attraverso la preliminare ricostruzione di uno ietogramma sintetico, derivante dall'elaborazione delle piogge intense registrate all'interno e nelle aree contermini del bacino che occorre modellare. Questa fase conduce alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica da associare a tale territorio ossia delle curve che legano, per assegnati tempi di ritorno, le altezze di precipitazione  $h$  alle corrispondenti durate  $T$  della pioggia.

Il legame funzionale tra altezza di pioggia  $h(t)$  e durata  $T$  viene di solito espresso da una relazione monomia del tipo:

$$h = a * T^n$$

dove

- $h$       altezza di precipitazione (mm)
- $T$       durata della precipitazione (ore)
- $a$  e  $n$     parametri ottenuti da interpolazione

Il parametro 'a' rappresenta l'altezza di precipitazione relativa alla durata di 1 ora ed 'n' la pendenza della retta che rappresenta la formulazione in un piano logaritmico:

$$\log(h)=\log(a)+n.\log(T)$$

La stima dei parametri ‘a’ ed ‘n’ viene usualmente effettuata riportando su tale piano le coppie di punti (T, h) e regolarizzandoli con la retta in scala logaritmica. Tali punti devono ovviamente essere tra loro omogenei, nel senso che devono avere un medesima durata T.

Per poter eseguire la costruzione di tali curve occorre innanzitutto fare riferimento ai dati osservati dei massimi annuali delle precipitazioni di breve durata e forte intensità, registrati per un periodo di almeno 10 anni nelle stazioni pluviografiche operanti all’interno dell’area di studio e nelle area contermini.

Ai fini delle progettazioni di dettaglio, le curve di possibilità climatica sono state desunte dallo studio “Valutazione delle piene in Campania” sviluppato a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche, Gruppo Nazionale per la Difesa dalla Catastrofi Idrogeologiche (dicembre 1994).

In tale studio, utilizzando un criterio di tipo probabilistico sui dati rilevati da oltre 200 pluviometri nel periodo 1920÷1988, sono state identificate nella regione Campania 6 distinte aree pluviometriche omogenee.

Le aree di piovosità omogenee sono identificate nella figura che segue.

Per valutare la posizione dei punti delle curve di possibilità climatica nell’area A1, è possibile utilizzare la seguente formulazione:

$$h = \frac{K_{Tr} \cdot a_o \cdot T}{\left(1 + \frac{T}{dc}\right)^{(C+D \cdot Z)}}$$

dove:

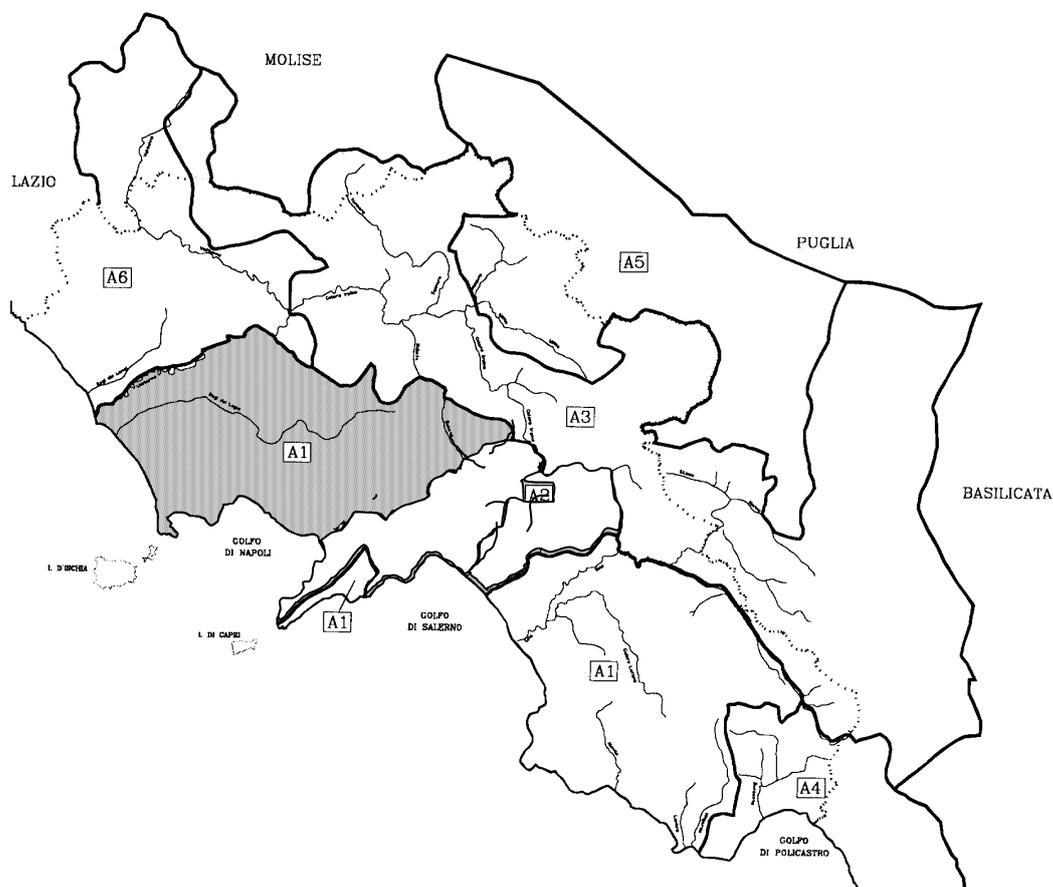
$a_o$ , C, D, dc sono costanti caratteristiche per ogni area omogenea

$h$  altezza di precipitazione (mm)

$Z$  quota sul livello del mare (m)

$T$  durata della precipitazione (ore)

$K_{Tr}$  coefficiente di crescita probabilistico



I parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali per l'area pluviometrica omogenea della zona di interesse, trascurando l'effetto della quota, sono i seguenti:

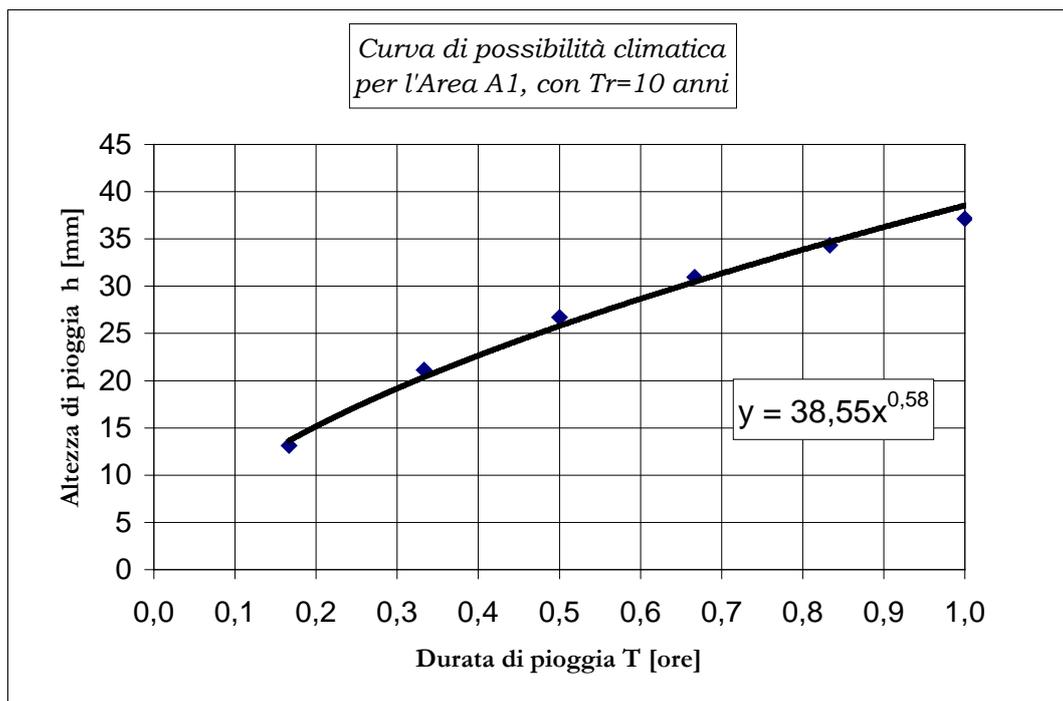
$$a_0 = 77.1; dc = 0.3661; C = 0.7995$$

Il coefficiente di crescita probabilistico, funzione del periodo di ritorno è costante all'interno di una area pluviometrica omogenea. Il valore da adottare per il coefficiente  $K_{Tr}$  è:

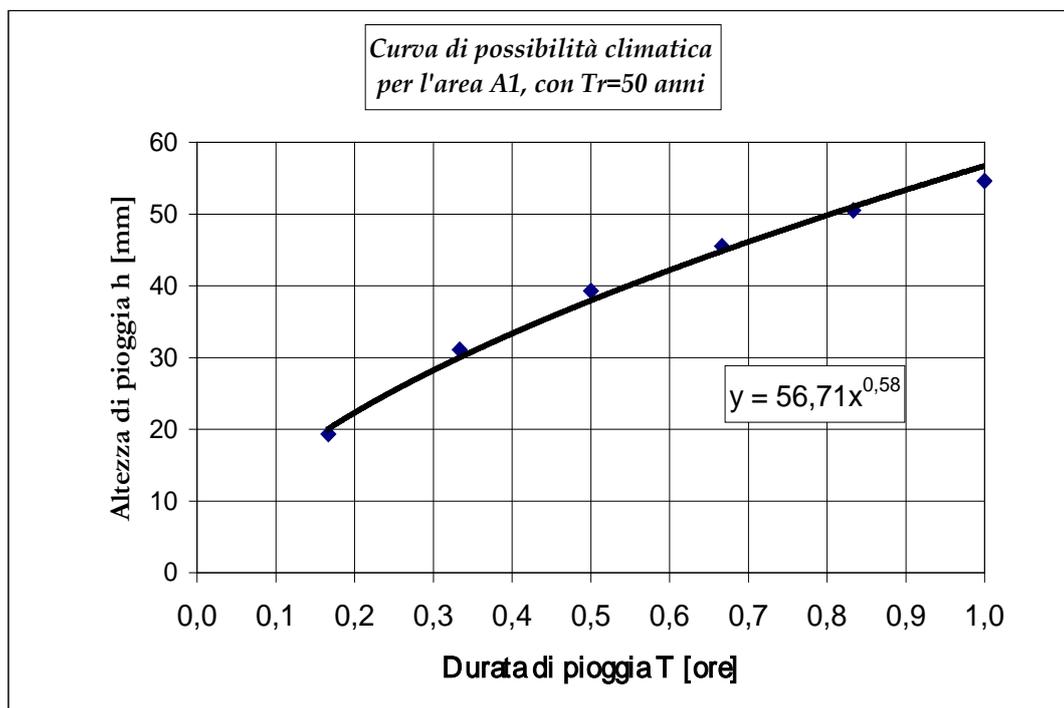
- $K_{Tr} = 1.38$  per  $Tr = 10$  anni di tempo di ritorno

Applicando le formulazioni precedenti, è possibile determinare le altezze di pioggia per le varie durate  $T$  e quindi le curve di possibilità climatica per 10 anni – periodo di ritorno suggerito - , valide per durate fino a 1 ora.

È così possibile determinare i parametri 'a' ed 'n' mediante regressione. Tali parametri risultano rispettivamente  $a=38.55$  ed  $n=0.58$ , per l'area omogenea A1.



Analogamente, per  $T_r=50$  anni, la curva di possibilità climatica è individuata, per l'area omogenea A1, dai parametri  $a=56.71$  ed  $n=0.58$ .



### 2.3.3. Valutazione delle portate meteoriche

Per la valutazione delle portate meteoriche in base ai dati pluviometrici, per quanto già precisato, è opportuno utilizzare piogge aventi tempo di ritorno  $T_r=10$  anni.

La stima delle portate meteoriche è stata effettuata per i collettori costituenti le direttrici principali delle reti, sia per le aree già attualmente dotate di sistema fognario, sia per le aree di espansione attualmente non servite.

La stima delle portate meteoriche addotte dalle superfici urbane ai collettori fognari è stata effettuata facendo riferimento alla formula razionale. Come è noto tale formula si scrive:

$$Q = u A \varphi$$

dove:

- $\varphi$  coefficiente di afflusso medio ponderale
- $A$  area del bacino sotteso dalla sezione di calcolo (ha)
- $Q$  portata massima di dimensionamento (l/s)
- $u$  coefficiente udometrico [l/s/ha]

Il metodo dell'invaso esalta il fenomeno della laminazione degli afflussi meteorici, svolto dal volume d'acqua  $Q(t)$  che si deve immagazzinare sulla superficie  $A$  del bacino sotteso e della rete a monte, perché attraverso una sezione di collettore si abbia il deflusso della portata  $Q(t)$ .

Nella pratica progettuale detto legame viene assunto essere lineare ed espresso dalla relazione:

$$Q(t) = \frac{W(t)}{K}$$

dove  $K$ , denominata costante d'invaso lineare, ha le dimensione di un tempo.

Per le aree sottese di maggiori dimensioni, caratterizzate da valori di  $A > 10$  ha, i coefficienti 'a' e 'n' della curva di possibilità climatica vengono corretti tenendo conto del fattore area:

$$a' = a \left[ 1 - 0.052 \frac{A}{100} + 0.002 \left( \frac{A}{100} \right)^2 \right] \quad \text{per } A > 10 \text{ ha}$$

$$n' = n + 0.0175 \frac{A}{100}$$

La costante temporale  $K$  del bacino va assunta in funzione del tempo di corrivazione  $T_0$  del bacino, il quale a sua volta è valutabile attraverso la seguente relazione:

$$T_0 = T_{\text{rete}} + T_e$$

dove:

$$T_{\text{rete}} = L / (1.5V) \text{ tempo di corrivazione della rete di drenaggio (s)}$$

$L$  percorso idraulicamente più lungo della rete (m)

V            velocità di riferimento della corrente (m/s)  
Te            tempo di accesso, da assumere pari a 5-10 min (i valori più bassi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza)

La lunghezza L si ottiene direttamente dalla cartografia ed è un parametro associato ad ogni bacino scolante.

La velocità V si ottiene come la media delle velocità dell'acqua nei condotti fognari e si assume in linea di massima compresa tra 1 e 2 m/s.

Per la valutazione del coefficiente di afflusso medio ponderale si procede come segue.

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1,nb} A_i \cdot IMP_i}{\sum_{i=1,nb} A_i}$$

Dove

$\varphi$         coefficiente di afflusso medio ponderale  
nb        numero di bacini a monte della sezione di controllo  
 $A_i$         area di ogni bacino a monte della sezione di controllo  
 $IMP_i$     coefficiente di impermeabilità di ogni singolo bacino a monte

I valori del coefficiente di impermeabilità vengono stimati sulla base della locale situazione urbanistica adottando valori compresi tra un minimo di 0.05, per le aree verdi ad edilizia estensiva, ed un massimo di 0.6 per le aree più densamente urbanizzate.

E' inoltre necessario precisare che le indagini conoscitive, sul territorio e sull'esistente rete di drenaggio urbana, hanno consentito di acquisire gli elementi di base indispensabili per una corretta valutazione della "risposta idraulica" del sistema in corrispondenza del verificarsi degli eventi meteorici. In particolare l'interpretazione della cartografia esistente, le informazioni fornite dai tecnici del Servizio Fognatura Comunale nonché le ispezioni all'uopo effettuate, hanno reso

possibile individuare – con buona approssimazione – i vari bacini scolanti sottesi alle sezioni di calcolo relative ai collettori principali.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nelle tabelle riepilogative incluse al paragrafo seguente.

## 2.4. Stima delle portate medie nere

La determinazione delle portate nere è stata effettuata sulla base di una stima della popolazione servita e della rispettiva dotazione idrica giornaliera  $d_{ab}$ .

Per quanto riguarda la quantificazione della popolazione servita, sulla base dei dati demografici disponibili, tenuto conto del particolare contesto, è stata stimata una densità abitativa media pari a circa 250 abitanti per ettaro.

La dotazione idrica giornaliera  $d_{ab}$  è stata posta pari a 450 litri per abitante al giorno, nel rispetto di quanto previsto dal Piano d'Ambito dell'A.T.O. (Ambito Territoriale Ottimale) n° 2 (Napoli-Volturno) per la zona oggetto delle valutazioni. La dotazione idrica assunta appare estremamente cautelativa rispetto ai più recenti indirizzi di letteratura (ad esempio, G. de Marinis e al., *Peak Residential Water Demand*, Water Management 2007, vol 160).

È stato così possibile stimare le portate medie nere (espresse in litri al secondo), riferite alle principali sezioni di riferimento, secondo la classica formulazione:

$$Q_{mn} = \frac{C_r \cdot N_{ab,i} \cdot d_{ab}}{86400} \quad (11)$$

essendo:

$C_r$  il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'aliquota di fornitura idropotabile che non trova recapito nel sistema fognario, assunto nel caso specifico pari a 0.80,

$N_{ab,i}$  il numero di abitanti che complessivamente grava sulla sezione i-esima,

$d_{ab}$  la dotazione idrica giornaliera assunta pari a 450 l/ab/d.

È opportuno precisare che le valutazioni effettuate hanno tenuto conto della diversa entità della popolazione servita, che risulta diversa a seconda dello scenario di calcolo a cui viene fatto riferimento, soprattutto per effetto dell'aumento di utenze allacciate, prevedibile nello scenario a medio-lungo termine per effetto della futura realizzazione dell'insediamento universitario immediatamente a monte di corso S.Giovanni per il quale è stato previsto un incremento pari a 18.000 utenti con un coefficiente di contemporaneità stimato pari al 50%.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nelle tabelle riepilogative di seguito riportate.

**TABELLA 1 – Tabella di calcolo delle portate meteoriche di progetto**

<b>SEZIONE</b>	<b>area del bacino</b>	<b>area del tratto</b>	<b>lunghezza asta principale</b>	<b>pendenza media</b>	<b>portata media</b>	<b>coeff. udometrico</b>
	<i>(ha)</i>	<i>(ha)</i>	<i>(m)</i>	<i>(%)</i>	<i>(m<sup>3</sup>/s)</i>	<i>(l/s/ha)</i>
B1	4,45					
B2	34,86					
B3	7,94					
tratto AB		47,25	180	0,29	5,20	120
B4	12,38					
B5	3,01					
B6	7,31					
tratto CB		22,70	345	0,26	2,49	108
B7	18,81					
B8	17,55					

tratto CD		36,36	385	0,48	4,03	111
B9	16,26					
tratto ML		16,26	200	1,11	1,79	113
B10	27,50					
tratto ML		27,50	285	0,20	3,05	110
B11	6,63					
Tratto A2-A1			233	0,43	0,65	99
B12	2,29					
Tratto A3-A1			100	0,51	0,23	101

**TABELLA 2 – PORTATE MEDIE NERE**

<b>SEZIONE</b>	<b>AREA SERVITA</b>	<b>DOT. IDRICA</b>	<b><math>N_{AB}</math> STIMATI</b>	<b><math>Q_{MN}</math></b>
	<b>(ha)</b>	<b>(l/ab/g)</b>	<b>(-)</b>	<b>(l/s)</b>
<b>AL SOLLEVAMENTO</b>	70	450	20.000	83,3
<b>AL COLLETTORE VOLLA</b>	37	450	9300	38,5
<b>ALLO SCATOLARE ESISTENTE DA NORD</b>	17	450	4250	17,7
<b>ALLO SCATOLARE ESISTENTE DA SUD</b>	28	450	7000	29,2

## 2.5. Dimensionamento idraulico dei collettori

Per il dimensionamento delle sezioni delle condotte in progetto e per la verifica di quelle esistenti, partendo dai valori di portata calcolati, si è ipotizzato, a

vantaggio di sicurezza, l'instaurarsi di condizioni di moto uniforme. Sotto tali condizioni si è utilizzata la formula di Chèzy:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{Ri} \quad (1)$$

dove:

- Q portata media nel condotto (m<sup>3</sup>/s)
- A sezione liquida della corrente (m<sup>2</sup>)
- R raggio idraulico (m)
- i pendenza media del tratto

la resistenza al moto C può venire espressa, ad esempio, secondo la seguente relazione di Manning:

$$C = \frac{\sqrt[6]{R}}{n}$$

sostituendo nella (1) la precedente, si ottiene la relazione monomia:

$$Q = \frac{\sqrt[3]{R^2}}{n} A \cdot \sqrt{i}$$

Il coefficiente che esprime la scabrezza secondo Manning viene assunto  $n = 0.017 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ . Tale valore esprime la resistenza al moto dei liquami in tubazioni in calcestruzzo e tiene in conto che, durante possibili periodi di siccità, gli impianti fognari di tipo misto possano dare luogo al determinarsi di incrostazioni di materiali sul fondo delle condotte. Tale condizione di esercizio può essere motivo inoltre dell'aumento nel tempo della scabrezza. Il valore assunto che tiene conto anche di tale eventualità è da ritenere prudenziale considerato inoltre che per tubazioni in materiale "idraulicamente liscio"  $n$  può essere assunto pari a  $0.0125 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ .

Per procedere al dimensionamento delle condotte si è assunto un "grado di riempimento" non superiore a 0.80.

Si è inoltre assunta quale massima velocità dei liquami nelle condotte in progetto, durante eventi meteorici, e quindi con le portate di massima diluizione da convogliare all'impianto di depurazione, il valore di  $V = 1.5 \div 2 \text{ m/s}$ , per i collettori situati in terreni con pendenze contenute (0.1÷0.6%).

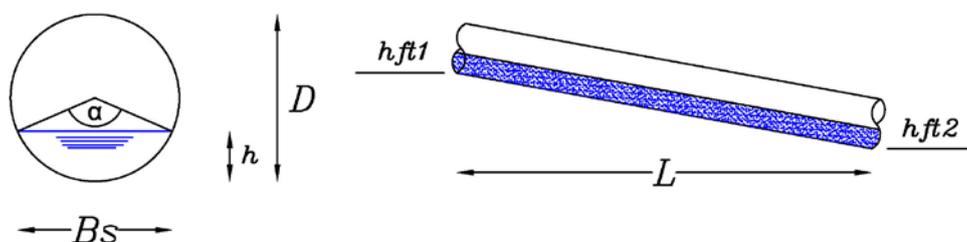
Risultando definite le caratteristiche geometriche del condotto, si sono quindi verificati i valori delle velocità dei liquami durante il tempo asciutto, assumendo in generale valori minimi della velocità di circa 0.4 m/s, ritenuti sufficienti ad evitare indesiderate sedimentazioni. Nei casi in cui le pendenze della fogna siano tanto contenute (per problemi di scavo, di recapiti e di orografia) da dare luogo a velocità inferiori al suddetto valore, si dovranno prevedere cacciate automatiche ad intervalli brevi.

Le canalizzazioni utilizzate sono state in prevalenza a sezione circolare e, in taluni casi, a sezione rettangolare.

Le risultanze di calcolo per tutti gli specchi sono evidenziate nelle scale di deflusso riportate in allegato.

### 2.5.1. Caratteristiche geometriche dei canali a sezione circolare

Per la determinazione delle dimensioni e delle grandezze idrauliche dei condotti a sezione circolare, sono state utilizzate le seguenti relazioni:



$$h = \frac{D}{2} [1 - \cos(\alpha / 2)]$$

altezza idrica

$$Bs = D \cdot \sin(\alpha / 2)$$

larghezza idrica in superficie

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot [\alpha - \sin \alpha]$$

sezione idrica

$$P = \frac{D}{2} \cdot \alpha$$

perimetro bagnato

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \cdot \left[ 1 - \frac{\text{Sen} \alpha}{\alpha} \right]$$

raggio idraulico

$$h_{ft2} = h_{ft1} - L \cdot i$$

quote di fondo tubo

$$i$$

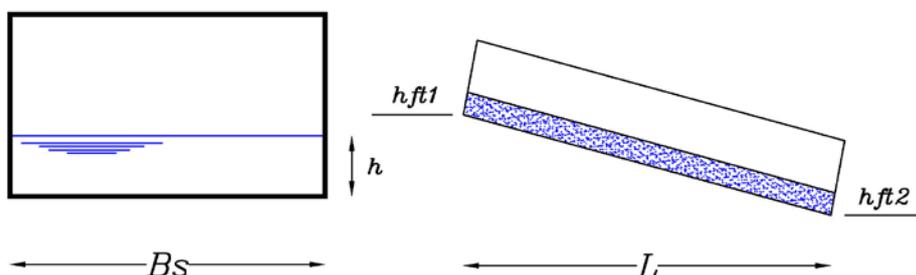
pendenza media

Per calcolare i valori relativamente a condizioni di parziale riempimento della condotta, per i diversi valori di altezza  $h$  è immediato utilizzare la seguente tabella, nella quale si è indicato con  $r$  il raggio della sezione circolare e con  $V$  e  $Q$  rispettivamente la velocità media di portata e la portata.

<i>SPECO CIRCOLARE</i>		
<i>h/r</i>	<i>V/Vr</i>	<i>Q/QR</i>
0,10	0,257	0,005
0,20	0,401	0,021
0,40	0,615	0,088
0,60	0,776	0,196
0,80	0,902	0,337
1,00	1,000	0,500
1,20	1,072	0,672
1,30	1,099	0,756
1,40	1,119	0,837
1,50	1,133	0,912
1,60	1,140	0,978
1,70	1,137	1,031
1,80	1,124	1,066
1,90	1,095	1,075
2,00	1,000	1,000

## 2.5.2. Caratteristiche geometriche dei canali a sezione rettangolare

Per la determinazione delle dimensioni e delle grandezze idrauliche dei condotti a sezione rettangolare, sono state utilizzate le seguenti relazioni di applicazione in forma chiusa:



$h$	altezza idrica
$Bs = costante$	larghezza idrica in superficie
$A = Bs.h$	sezione idrica
$P = Bs + 2.h$	perimetro bagnato
$R = \frac{A}{P} = \frac{Bs.h}{Bs + 2.h}$	raggio idraulico
$hft2 = hft1 - L.i$	quote di fondo tubo
$i$	pendenza media

## 2.6. Materiali per tubazioni

### 2.6.1. Generalità

La scelta dei materiali e delle modalità costruttive si deve basare su una attenta analisi tecnico-economica che miri a una totale affidabilità dell'opera che va perseguita senza sopportare inutili costi.

L'affidabilità dell'opera, da cui dipendono la sua durata, i costi per il suo esercizio e la continuità del servizio, riguarda numerosi aspetti quali la:

- sicurezza statica;
- resistenza all'aggressività delle acque reflue convogliate;
- resistenza all'abrasione;
- conservazione nel tempo delle caratteristiche idrauliche;
- tenuta idraulica nei confronti di eventuali infiltrazioni dall'esterno e di eventuali perdite dall'interno.

Tutto il sistema fognario (dalle canalizzazioni secondarie ai collettori principali, ai manufatti ordinari e speciali) deve risultare ugualmente affidabile; nella scelta dei materiali è quindi opportuno perseguire l'obiettivo di un'omogeneità prestazionale evitando di realizzare un sistema che risulti costituito, in parte con materiali con caratteristiche prestazionali ridondanti rispetto alle reali esigenze, in parte con materiali inadatti a sopportare le sollecitazioni alle quali sono sottoposti.

L'adozione di questo criterio implica un'attenta analisi delle sollecitazioni e delle prestazioni che, caso per caso, sono richieste, nonché una approfondita conoscenza merceologica dei materiali disponibili.

### **2.6.2. Sicurezza statica**

Qualsiasi sia il materiale scelto, la sicurezza statica deve essere comunque garantita; previo calcolo di verifica, si deve pertanto scegliere opportunamente, nell'ambito della gamma commerciale disponibile, la classe di resistenza e si devono definire le modalità di posa in opera.

In particolare, occorre tenere in debito conto che, se la sicurezza statica è assicurata solo grazie a particolari modalità di posa, è indispensabile accertare, in fase costruttiva, che queste siano effettivamente adottate; occorre inoltre una ragionevole certezza che gli accorgimenti adottati in fase di posa non siano alterati da successivi interventi antropici connessi, ad esempio, con l'installazione di altri servizi.

Le tubazioni molto flessibili (PVC, PEad, PRFV), che affidano in grande parte la loro sicurezza statica alla reazione del mezzo in cui sono posate, richiedono quindi, più delle tubazioni rigide o semirigide, un accurato controllo delle modalità di posa e la garanzia che queste non vengano successivamente alterate.

### **2.6.3. Resistenza all'aggressività delle acque reflue**

L'aggressività delle acque reflue convogliate riguarda non solo le fognature industriali, ma anche le fognature urbane, sia perché nella maggior parte delle reti fognarie non è possibile escludere, soprattutto all'atto della progettazione, la possibilità che vi vengano immesse sostanze aggressive di origine artigianale o industriale, sia perché anche i liquami domestici, in determinate circostanze, a causa di particolari processi che in essi si sviluppano, possono diventare aggressivi.

E' noto, infatti, che nelle fognature, per effetto di particolari fenomeni biologici che avvengono in condizioni anaerobiche, può svilupparsi idrogeno solforato ( $H_2S$ ) che, oltre a costituire un pericoloso gas velenoso per gli addetti alla manutenzione, può trasformarsi, per effetto di microrganismi aerobici presenti sulle pareti emergenti dal liquame, in acido solforico ( $H_2SO_4$ ) che è corrosivo per molti materiali e, in particolare, per il calcestruzzo.

Sembra dimostrato che lo sviluppo di idrogeno solforato è favorito dalle alte temperature ambientali, da un'elevata concentrazione di BOD nel liquame, dalla permanenza dei depositi organici sul fondo e di pellicole biologiche sulle pareti della tubazione, da una bassa velocità della corrente, da un'insufficiente ventilazione della fognatura, da un elevato rapporto fra il contorno bagnato e la larghezza superficiale della corrente.

Per quanto riguarda gli aspetti prettamente idraulici, è stato evidenziato che, a parità di altre condizioni, la probabilità di aggressione da acido solforico aumenta al diminuire del diametro. La maggiore vulnerabilità delle tubazioni di piccolo diametro è inoltre accentuata dal fatto che la probabilità di aggressione

aumenta all'aumentare del BOD e che le più elevate concentrazioni di BOD si riscontrano con maggiore frequenza nelle tubazioni di testata delle fognature.

Inoltre, poiché la diluizione esercita un benefico effetto ai fini della neutralizzazione di scarichi localizzati particolarmente corrosivi, l'aggressività del liquame tende, generalmente, a ridursi lungo il percorso delle canalizzazioni di raccolta e quindi il materiale costituente la canalizzazione deve essere particolarmente resistente all'aggressione chimica soprattutto per i tronchi secondari caratterizzati da bassi valori delle portate nere e delle sezioni.

I materiali con più elevata resistenza media all'aggressione chimica sono il grès e i materiali plastici; per questi ultimi occorre tuttavia rilevare, a fronte di un'ottima resistenza agli acidi, un'intrinseca debolezza nei confronti di solventi organici o di azioni termiche, peraltro generalmente non particolarmente influenti nel caso di fognature urbane.

Per tutti gli altri materiali la resistenza all'aggressione chimica è affidata al rivestimento interno.

In particolare, i rivestimenti, interno in cemento alluminoso applicato per centrifugazione e esterno composto da zincatura e verniciatura con resine epossidiche, conferiscono alle tubazioni in ghisa sferoidale ottime caratteristiche di resistenza all'aggressione chimica anche in rapporto ai terreni di posa.

Caratteristiche di resistenza altrettanto buone sono possedute dalle tubazioni in materiale metallico con giunto a bicchiere e anello di tenuta in elastomero purché dotate di opportuni rivestimenti interni realizzati a base di resine epossidiche o a base di polveri poliammidiche applicate per proiezione elettrostatica e polimerizzate in forno.

Per quanto riguarda le tubazioni cementizie (fibrocemento e calcestruzzo semplice o armato), la resistenza è affidata a rivestimenti impermeabili (pece di catrame, epossicatrame, resina epossidica, ecc.) che devono aderire perfettamente e il cui spessore deve essere commisurato all'altezza delle asperità della superficie su cui viene applicato, nonché alle azioni meccaniche abrasive esercitate dalla corrente. Un rivestimento protettivo su pareti lisce (come ad esempio nel caso del

fibrocemento) deve avere uno spessore di almeno 200  $\mu\text{m}$  in assenza di sollecitazioni abrasive; se applicato su pareti più scabre (calcestruzzo prefabbricato) deve avere uno spessore di almeno 400  $\mu\text{m}$ . In presenza di sollecitazioni abrasive deboli o medie, lo spessore del rivestimento non dovrebbe essere minore di 1÷3 mm; per azioni abrasive forti lo spessore del rivestimento non dovrebbe essere minore di 3 mm.

#### **2.6.4. Resistenza all'abrasione**

L'abrasione del fondo e delle pareti della canalizzazione è causata dall'azione meccanica esercitata dal materiale solido (in particolare dalla sabbia) trasportato dalla corrente.

L'intensità dell'azione abrasiva dipende soprattutto dalla velocità della corrente e dalla concentrazione e durezza degli elementi solidi trasportati.

Sono pertanto soggette ad abrasione soprattutto le canalizzazioni, con pendenze medio-alte, destinate al trasporto di acque pluviali che trascinano in fognatura materiali provenienti dalla disgregazione del manto stradale, dalle pavimentazioni e, più in generale, dal bacino tributario.

Prove effettuate hanno evidenziato che i materiali che meglio resistono all'abrasione, con indici di resistenza pressoché simili, sono: PEad, ghisa con rivestimento interno di cemento alluminoso o d'altoforno, grès, PVC. Il peggior comportamento è stato misurato per le tubazioni di fibrocemento senza rivestimento interno che presentano resistenza all'abrasione inferiore rispetto a quella del calcestruzzo. In particolare, per le canalizzazioni in calcestruzzo, la resistenza all'abrasione dipende molto dalla composizione granulometrica degli inerti, dal dosaggio di cemento, dal rapporto acqua/cemento e dalle modalità di stagionatura. Per queste canalizzazioni i rivestimenti protettivi sono efficaci solo se il loro spessore è dell'ordine di qualche millimetro.

#### **2.6.5. Conservazione nel tempo delle caratteristiche idrauliche**

Per quanto riguarda le condizioni di deflusso, il regime delle portate, soprattutto nelle fognature miste, è molto variabile così che, se da un lato occorre

verificare che con le portate massime non si raggiungano velocità tali da creare rischi di abrasione delle strutture, dall'altro occorre che, in regime di tempo asciutto, non si formino depositi e sedimenti che, se non allontanati, provocano una diminuzione delle sezioni libere con il rischio di dannosi intasamenti.

Ad una minore scabrezza idraulica del materiale costituente la canalizzazione corrispondono valori più elevati delle velocità connesse con le portate più basse e quindi una più efficace azione di autopulitura.

Occorre tuttavia osservare che le caratteristiche idrauliche dei materiali, intese come scabrezza (in condizioni di materiale nuovo) della superficie destinata a venire a contatto con il liquido veicolato, non sono del tutto significative. Sul fondo e sulle pareti delle fognature, con l'uso, si forma infatti una pellicola biologica che, insieme ai depositi, determina la scabrezza idraulica dello speco.

L'aumento della scabrezza con l'uso, che caratterizza in modo più o meno marcato tutti i materiali, dipende soprattutto dalla facilità con cui le sostanze organiche aderiscono alla superficie delle canalizzazioni; in generale, il fenomeno di decadimento delle caratteristiche idrauliche è tanto più marcato quanto più elevata è la scabrezza originaria e quanto più porose sono le superfici.

Sotto questo profilo le tubazioni molto lisce (PVC, PEad, PRFV, fibrocemento) presentano un ottimo comportamento; anche il grès, nonostante presenti una superficie idraulicamente più scabra rispetto ai prodotti prima citati, grazie alla parete vetrificata che non favorisce l'adesione delle sostanze organiche, è caratterizzato da un ottimo comportamento idraulico.

Le canalizzazioni in calcestruzzo che, a seconda delle diverse produzioni, presentano caratteristiche di scabrezza e di compattezza strutturale piuttosto varie, hanno, rispetto agli altri prodotti, un comportamento certamente meno buono che, però, può essere notevolmente migliorato attraverso adeguati rivestimenti protettivi.

### **2.6.6. Tenuta idraulica**

La tenuta idraulica di un sistema fognario, nei confronti di infiltrazioni di acque di falda dall'esterno e di perdite di liquame dall'interno, costituisce un requisito indispensabile di una moderna fognatura.

L'infiltrazione di acque di falda comporta infatti la necessità di sollevare, attraverso gli impianti di pompaggio presenti lungo la rete, volumi idrici superiori a quelli strettamente necessari; qualora le portate infiltrate siano rilevanti, possono inoltre sorgere problemi di funzionamento all'impianto finale di trattamento per via di una eccessiva diluizione dei liquami e per un eccesso di portata da trattare rispetto a quella di progetto.

La fuoriuscita di liquami dalle canalizzazioni determina problemi di inquinamento del suolo e del sottosuolo con possibili rischi di contaminazione delle falde acquifere.

I sistemi di giunzione per la quasi totalità delle tubazioni disponibili sul mercato sono, in generale, molto affidabili e garantiscono la tenuta idraulica in condizioni ben più gravose rispetto a quelle che caratterizzano il normale esercizio, in particolare per il giunto rapido della ghisa e per i giunti del tipo "saldato" per alcune materiali plastici. Occorre, piuttosto, che in fase di posa della canalizzazione si verifichi la corretta esecuzione della giunzione da parte delle maestranze addette; per questo aspetto le giunzioni prefabbricate, che non comportano il montaggio in cantiere degli elementi di tenuta, offrono maggiori garanzie nei confronti di eventuali errori di montaggio o di negligenze da parte degli operai addetti.

Qualche riserva va espressa per le canalizzazioni in calcestruzzo semplice o armato (soprattutto per quelle a sezione non circolare) il cui giunto presenta un'incerta tenuta idraulica sia per le eccessive tolleranze dimensionali degli elementi che si devono unire, sia per il fatto che molte produzioni sono caratterizzate dalla mancanza di una sede propria di alloggiamento degli elementi elastomerici di tenuta che risultano pertanto di difficile e incerto montaggio. Occorre peraltro riconoscere che, soprattutto negli anni più recenti, da parte di

molte aziende produttrici è stato profuso un notevole impegno per migliorare la produzione anche con riferimento a una maggiore affidabilità del giunto.

La tenuta idraulica di un sistema fognario non dipende unicamente dalla tenuta delle tubazioni, ma riguarda anche tutti i pezzi speciali e i manufatti che lo compongono; particolare cura deve quindi essere riservata, sia in fase progettuale, sia in fase realizzativa, alle tipologie costruttive dei diversi elementi della rete, con particolare riguardo ai sistemi di giunzione fra le tubazioni ed i manufatti e alla predisposizione (eventualmente con pezzi speciali) degli allacciamenti degli utenti e delle caditoie.

### **2.6.7. Aspetti costruttivi**

La facilità di esecuzione, dalla quale dipendono i costi di posa, è legata al peso degli elementi tubolari, alla loro lunghezza, alla tipologia del giunto e alla disponibilità di una vasta gamma di pezzi speciali.

Il maggior peso degli elementi, oltre a rendere più onerosa la loro movimentazione nell'ambito del cantiere, rende più difficile il loro corretto congiungimento e allineamento all'interno di una trincea; questa operazione, che per i materiali più leggeri e per piccoli diametri può essere effettuata manualmente con precisione quasi millimetrica, per i diametri medio-grandi e per i materiali più pesanti può essere effettuata solo con l'ausilio di mezzi meccanici (in genere con lo stesso escavatore dall'alto della trincea) che, nelle più comuni condizioni operative, possono muovere gli elementi con minore precisione.

La maggior lunghezza degli elementi favorisce, agli effetti dell'allineamento altimetrico delle tubazioni, il rispetto, in fase costruttiva, delle pendenze di progetto e la realizzazione di livellette di scorrimento più uniformi. Ciò risulta particolarmente utile quando le pendenze da assegnare alla fognatura sono molto piccole ( $0.001 \div 0.003$ ); in questi casi, infatti, gli elementi tubolari molto corti dovrebbero essere posati assegnando alle loro estremità differenze di quota dell'ordine di pochissimi millimetri con intuibili difficoltà operative e un rallentamento delle operazioni di posa che, in assenza di rigorosi e continui controlli, potrebbero indurre l'impresa esecutrice a una posa approssimativa.

Per contro, l'eccessiva lunghezza degli elementi tubolari può rendere la posa molto complessa e onerosa quando si opera all'interno di centri urbani in presenza di molti servizi sotterranei da attraversare, soprattutto se le pareti di scavo devono essere armate; i puntelli dei pannelli di armatura dello scavo e le tubazioni relative ad altri servizi da attraversare rendono infatti estremamente problematica l'introduzione del tubo all'interno della trincea e difficili tutte le operazioni di giunzione e di allineamento compiute con l'ausilio di mezzi meccanici che operino dall'alto della trincea.

L'elevata frequenza degli allacciamenti, che si riscontra soprattutto nei tronchi secondari di fognatura a servizio di urbanizzazioni di medio-alta densità abitativa, consiglia l'impiego di tubazioni per le quali siano disponibili pezzi speciali o raccordi d'immissione; questi pezzi devono essere di semplice montaggio, devono garantire la tenuta idraulica e devono consentire un corretto raccordo con gli altri materiali impiegati per le tubazioni di allacciamento.

#### **2.6.8. Aspetti economici**

Per quanto riguarda il costo, occorre rilevare l'impossibilità di una rigorosa analisi comparativa fra i diversi materiali, stante il fatto che, sui prezzi di listino, sono spesso operati sconti che variano sensibilmente da un'azienda all'altra, anche in funzione dell'entità della fornitura e dei mutevoli orientamenti della politica commerciale. D'altra parte, da quanto sopraddetto, appare evidente come, per la scelta del materiale, non si possa certamente ricorrere a un mero confronto di costi, ma si debba tenere conto delle specifiche sollecitazioni alle quali, caso per caso, il materiale verrà sottoposto.

Nel considerare gli aspetti economici, va comunque tenuto presente che sul costo totale di costruzione della fognatura, comprensivo dei costi di scavo, di rinterro, di realizzazione dei manufatti ordinari e speciali, di esecuzione degli allacciamenti e dei ripristini stradali, l'incidenza del costo della tubazione non presenta grandi disomogeneità fra i diversi materiali, soprattutto nel campo dei piccoli diametri per i quali è quindi opportuno ricorrere a materiali pregiati.

## 2.6.9. **Considerazioni finali**

Alla luce di tutto quanto dianzi espresso si è ritenuto di adottare:

- per le fogne pluviali, tubazioni in ghisa sferoidale con adeguato rinfianco per garantire anche adeguata durabilità delle caratteristiche meccaniche e riduzione dei rischi connessi agli effetti delle eventuali sollecitazioni accidentali che, nella vita dell'opera, possano determinarsi, anche in considerazione della eventuale presenza di falda di caratteristiche aggressive;

- per le fogne nere, tubazioni in PVC atto a garantire la massima durabilità ai fini della resistenza agli agenti corrosivi caratteristici per le acque reflue.

Tale scelta viene altresì suffragata dalla considerazione che l'incidenza del costo dei materiali – attese le problematiche dovute alle lavorazioni lungo viabilità di particolare rilevanza per tutta la zona orientale della città – gioca un ruolo secondario e, pertanto, si è ritenuto di privilegiare materiali di notevole pregio, ciascuno per le proprie peculiarità in ragione delle caratteristiche dei fluidi da convogliare.

## 2.7. **Tipo di Speco e Sezioni di Posa in opera**

### 2.7.1. **Speco circolare in ghisa sferoidale**

Lo speco adottato per le canalizzazioni pluviali è quello circolare in ghisa sferoidale prodotto a norme UNI EN 598/95 : “Tubi, raccordi e accessori in ghisa sferoidale e loro assemblaggi per fognatura”.

L'accoppiamento di tubi in ghisa sferoidale può avvenire con la giunzione di tipo Rapido con guarnizione di gomma alloggiata in apposito cavo del bicchiere, oltre ovviamente alle giunzioni a flangia. In particolare, il giunto dovrà permettere deviazioni angolari e spostamenti longitudinali del tubo senza compromettere la tenuta, sarà elastico di tipo automatico, con guarnizione in elastomero a profilo divergente conforme alle norme EN 681-1 e UNI 9163, atta ad assicurare la tenuta attraverso la reazione elastica della gomma e la compressione esercitata dal fluido nel divergente della gomma.

### 2.7.2. **Speco circolare in PVC serie SN8**

Lo speco adottato per gli specchi destinati al convogliamento delle acque reflue è quello circolare in PVC serie SN 8 (con classe di rigidità anulare di 8 kN) secondo le norme UNI EN 1401-1. Le ragioni di tale scelta risiedono principalmente nella competitività economica delle stesse tubazioni nonché nella facilità di trasporto e posa in opera. A ciò va aggiunto la flessibilità della condotta che consente eventuali piccole deformazioni dovute ai cedimenti del terreno di fondazione.

Il giunto è del tipo a bicchiere la cui tenuta è garantita grazie all'ausilio di anelli elastomerici da inserire in apposito alloggiamento realizzato sull'estremità delle canne.

### 2.7.3. **Sezioni di posa Speco Circolare**

La **sezione di posa dello speco circolare**, è costituita da un primo strato di sabbia per la ghisa e di cls magro per il PVC atto alla regolarizzazione del fondo dello scavo. Su questo strato, dello spessore di **20 cm**, poggia la tubazione per evitare che eventuali asperità presenti sul fondo possano danneggiare tubi e rivestimenti.

Regolarizzato il fondo ed effettuata la posa e la giunzione delle tubazioni, la sezione continua con un **rinfianco** dell'intera condotta dello spessore minimo di 20 cm ancora in sabbia per la ghisa e in calcestruzzo confezionato con basso dosaggio di cemento per il PVC, la cui buona esecuzione appare particolarmente importante, attesa l'esigenza che il rinfianco collabori attivamente ad evitare l'ovalizzazione o, al limite, lo schiacciamento della tubazione quando sottoposta a carichi rilevanti. Al di sopra del materiale di rinfianco, si pone il **terreno di ricoprimento** delle condotte e riempiendo lo scavo si completa il ripristino dell'esistente con la sistemazione della sede stradale con interposte caditoie stradali sifonate in corrispondenza dei pozzetti di ispezione del collettore poste alternativamente sui margini della sede stradale, ed infine la realizzazione degli

allacci alle utenze con pozzetti a doppio sifone opportunamente posizionati all'interno di pozzetti ispezionabili.

#### **2.7.4. Speco Rettangolare**

Il progetto prevede il recupero e la rifunzionalizzazione degli specchi rettangolari esistenti:

- via Garibaldi di sezione 320\*140 cm, a servizio delle acque bianche, con sbocco a mare;
- vicoletto Municipio di sezione 160\*120 cm, a servizio delle acque reflue, con recapito all'impianto di depurazione di S.Giovanni.

con interventi preventivi di bonifica ed eliminazione del materiale solido sedimentato, e successivi di pulizia delle superfici a mezzo di idropulitrice e sabbiatura, trattamento delle armature e relativa ricostruzione dei copriferrì con malte reoplastiche.

#### **2.7.5. Tubazioni in acciaio**

Per le due condotte prementi a servizio dell'impianto di sollevamento in largo Ferrovia, sono state previste condotte in acciaio secondo norme UNI EN 10224 (ex UNI 6363/84) con rivestimento bituminoso pesante secondo norme UNI 5256.

La sezione di posa sarà costituita da un primo strato di sabbia atto alla regolarizzazione del fondo dello scavo e successivo rinfilanco e ricoprimento, sempre in sabbia, dello spessore minimo di 20 cm. Sono previsti blocchi di ancoraggio del volume minimo di 3 m<sup>3</sup> in corrispondenza delle eventuali deviazioni planoaltimetriche che dovessero rendersi indispensabili in sede esecutiva.

## 2.8. OPERE D'ARTE

### 2.8.1. *Caditoie stradali*

Le **caditoie stradali** si adottano per raccogliere le acque di pioggia delle zanelle stradali. Sono costituite, da aperture interposte alle zanelle stradali e sono munite di apposita griglia in ghisa sferoidale e di appositi pozzetti sifonati in cui si convogliano le acque meteoriche che passano attraverso le predette griglie.

I pozzetti sono destinati a raccogliere anche il materiale sabbioso pesante che giunge dalla superficie stradale e a impedire che esso raggiunga i collettori fognari. Per tale motivo si palesa l'importanza di rimuovere il materiale che si deposita nei pozzetti mediante interventi manutentivi programmati mirati ad evitare l'interrimento di tali manufatti.

Appare opportuno sottolineare infine, come l'efficienza nel funzionamento di questi piccoli ma indispensabili manufatti, sia assolutamente necessaria per evitare che, durante gli eventi di pioggia, le strade risultino allagate ma al contempo che le fogne risultino scarsamente riempite. Le caditoie stradali vanno poste a distanze di 20 ÷ 50 m, in particolare si dispongono in affianco ai pozzetti di ispezione della fognatura di drenaggio delle acque meteoriche alternativamente sui margini della sede stradale.

### 2.8.2. *Pozzetti di ispezione*

I pozzetti di ispezione oltre a svolgere il compito di consentire la sorveglianza e la pulizia dei tratti rettilinei di fogna tra pozzetto e pozzetto, permettono di realizzare curve, confluenze e salti; sono disposti a distanze non superiori a 25 metri, per i tratti con altezza degli specchi inferiore a 1.05 m (fogne non praticabili), e separati da tratti di fogna rigorosamente rettilinei in modo che sia possibile traguardare lungo la fogna, mediante specchi, onde assicurarsi del suo stato di pulizia e passare speciali apparecchiature, quali telecamere mobili di controllo ovvero tubazioni insufflanti aria compressa, per l'ispezione e la pulizia

dello speco stesso. Invece, per i tratti con altezza degli specchi superiore a 1.05 m (fogne praticabili), la distanza tra i pozzetti non sarà superiore ai 50 m.

Dal punto di vista costruttivo sono costituiti da pareti in elevazione, soletta di copertura e platea di fondazione in conglomerato cementizio armato (classe di resistenza C32/40 – classe di esposizione XA2 – classe di consistenza S4) con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo B 450 C.

Le dimensioni previste in pianta per i pozzetti delle acque reflue sono variabili a seconda della tubazione da posare. Le pareti e le solette di copertura hanno lo spessore di cm 25, mentre la soletta di fondazione è prevista di spessore 30 cm per i pozzetti pluviali e di 25 cm per quelli fecali. Per entrambe le tipologie di pozzetti l'accesso è consentito da un passo d'uomo di forma circolare di diametro pari a m 0.70 provvisto di chiusini del diametro pari a m 0.80.

Inoltre i chiusini saranno in ghisa sferoidale di classe D 400, e quindi con carico di rottura pari a 400 kN, secondo la norma UNI EN 124.

Per tutti i manufatti è inoltre prevista idonea scala di discesa alla marinara secondo la normativa di sicurezza vigente, atta a garantire ispezione e manutenzione.

## **2.9. Dimensionamento della stazione di sollevamento**

La stazione di sollevamento per le acque reflue è prevista in largo Ferrovia. Essa dovrà essere adeguata a convogliare le portate nere nuovamente su corso S.Giovanni garantendo un incremento della quota geodetica di circa 3.50 m onde consentire il recapito direttamente all'esistente impianto di Pollena.

Tale soluzione progettuale si rende necessaria per poter utilizzare come condotta di mandata dell'impianto una delle due tubazioni esistenti in acciaio DN600 – attualmente a servizio di altro esistente impianto di sollevamento –

attesa l'estrema difficoltà tecnica e autorizzativa di posa, lungo un tracciato compatibile con l'orografia del territorio.

La potenza totale delle pompe  $P_{tot}$ , necessaria per il sollevamento della portata media nera  $Q_{max}$  è data dalla seguente formulazione:

$$P_{tot} = \frac{9.81}{\eta} Q_{max} \cdot H_m$$

dove:

**$P_{tot}$**  (kW) potenza necessaria

**$H_m$**  (m) prevalenza monometrica, pari alla somma della prevalenza geodetica (3.50 m) e delle perdite di carico in condotta

**$Q_{max}$**  (m<sup>3</sup>/s) portata media nera

**$\eta$**  rendimento complessivo stimato 0.60 delle pompe (idraulico, meccanico ed elettrico)

Considerata la variabilità temporale della portata in arrivo e l'opportunità di ridurre al minimo i tempi di permanenza del liquame nella vasca, è opportuno prevedere il frazionamento della portata massima da sollevare fra più elettropompe. Ciò consente di ridurre i consumi energetici e migliorare la gestione.

Si prevede pertanto di suddividere la portata  $Q_{max}$  da sollevare su più elettropompe uguali, considerando per ragioni di sicurezza ed affidabilità di sistema, almeno una pompa in più con funzioni di riserva attiva.

La portata per ogni elettropompa è quindi:

$$Q_p = Q_{max} / N$$

dove

**$N$**  numero di pompe definito in funzione delle caratteristiche delle elettropompe presenti sul mercato e della variabilità delle portate

**$Q_{max}$**  portata massima (m<sup>3</sup>/s)

**$Q_p$**  portata massima per ogni pompa (m<sup>3</sup>/s)

La potenza nominale  $P_{np}$  di ciascuna pompa viene determinata considerando la curva caratteristica della pompa ed i valori  $Q_p$  e  $H_m$ . La potenza totale installata vale pertanto:

$$P_{inst} = (N+1) P_{np}$$

Al fine di ridurre le dimensioni e quindi il costo delle opere civili necessarie, si è ipotizzata l'adozione di elettropompe sommergibili con giranti monocanale aperta o arretrata per liquami. In tale caso l'unità elettropompa è appoggiata su un piede di accoppiamento, fissato sul fondo della vasca di aspirazione; la tenuta tra bocca di mandata e piede è realizzata con il solo peso proprio dell'unità, la quale può essere semplicemente sollevata estraendola attraverso un sistema di guide che permette poi la successiva reinstallazione.

Il volume utile della vasca a servizio della rete fognaria, cioè quello compreso fra il livello più alto di avviamento e quello più basso di arresto, dovrà essere tenuto al valore minimo necessario per garantire un soddisfacente lavoro delle elettropompe nelle condizioni più sfavorevoli del regime di afflusso ( $Q_{max}$ ), cioè quelle che generano il massimo numero di avviamenti orari delle elettropompe.

Per le sole portate nere in arrivo entrerà in funzione, in genere, una sola pompa che, previa impostazione di un regime ciclico degli interventi, comporterà una successione di avviamenti e di stacchi.

E' opportuno che le vasche subiscano svuotamenti frequenti, che la portata di pompaggio si adegui il più possibile al regime di afflusso, che tutte le elettropompe installate vengano fatte funzionare in rotazione per evitare lunghi periodi di inattività, pericolosi per la sicurezza di funzionamento.

La definizione delle apparecchiature elettromeccaniche ha suggerito, pertanto, l'adozione di n.3 elettropompe uguali (di cui una atta a garantire una riserva del 50%) delle seguenti caratteristiche: Flygt CP3102 – 180LT, o similari, alimentate a 400V-50Hz, trifase, con diametro della girante pari a 217 mm e

diametri di passaggio, aspirazione e mandata rispettivamente di 100, 150 e 150 mm, con potenza assorbita di 3,5 kW. Il volume utile del pozzo è stato valutato in 3,50 m<sup>3</sup> e il manufatto, per facilitare la gestione, è stato attrezzato con griglia grossolana in arrivo e griglia fine automatizzata e con cestello automatico di estrazione del materiale.

In fase di progetto esecutivo, sarà opportuno verificare anche la possibilità di realizzare uno scarico di emergenza a servizio della stazione di sollevamento, tale da garantirsi da eventuali totali fuori servizio che possono generarsi per interruzione dell'alimentazione elettrica. Tale scarico entrerà in funzione automaticamente al superamento di un prefissato livello ammissibile nella vasca. Inoltre, attesa l'importanza strategica dell'impianto, è stato prevista l'adozione di gruppo elettrogeno autonomo asservito automaticamente al quadro di comando delle apparecchiature elettromeccaniche, alloggiato in apposito manufatto monoblocco.

### 3. SINTESI INTERVENTO FOGNARIO

L'intervento fognario, in sintesi, risulta costituito da:

- *Collettori fognari acque meteoriche in ghisa sferoidale*
  - ✓ DN 600 per m 200
  - ✓ DN 800 per m 233
  - ✓ DN 1600 per m 385
  - ✓ DN 1400 per m 355
  - ✓ DN 1200 per m 1456
- *Collettori fognari acque reflue in PVC*
  - ✓ DN 500 per m 3565
- *Recupero e rifunzionalizzazione specchi rettangolari esistenti*
  - ✓ via Garibaldi sez. 320\*140 cm per m 345
  - ✓ vicoletto Municipio sez. 160\*120 cm per m 337
- *Rifunzionalizzazione collettori esistenti di recapito*
  - ✓ via Comunale Ottaviano sez. 340\*110 cm per m 226
- *Impianto sollevamento acque reflue in Largo Ferrovia, totalmente interrato e completo di opere civili ed elettromeccaniche*
- *Condotta premente in acciaio DN 300 per m 50*
- *Razionalizzazione degli esistenti "nodi fognari" alle intersezioni tra il Corso S. Giovanni e*
  - ✓ via Nuova Villa
  - ✓ via Ferrante Imparato
  - ✓ corso Protopisani
  - ✓ via Ammiraglio Aubry
  - ✓ via Parrocchia
  - ✓ via Bernardo Quaranta
  - ✓ vicoletto Tarallo
  - ✓ via B. Martirano
- *Opere d'arte (pozzetti, caditoie, chiusini ecc.)*

#### **4. CONCLUSIONI**

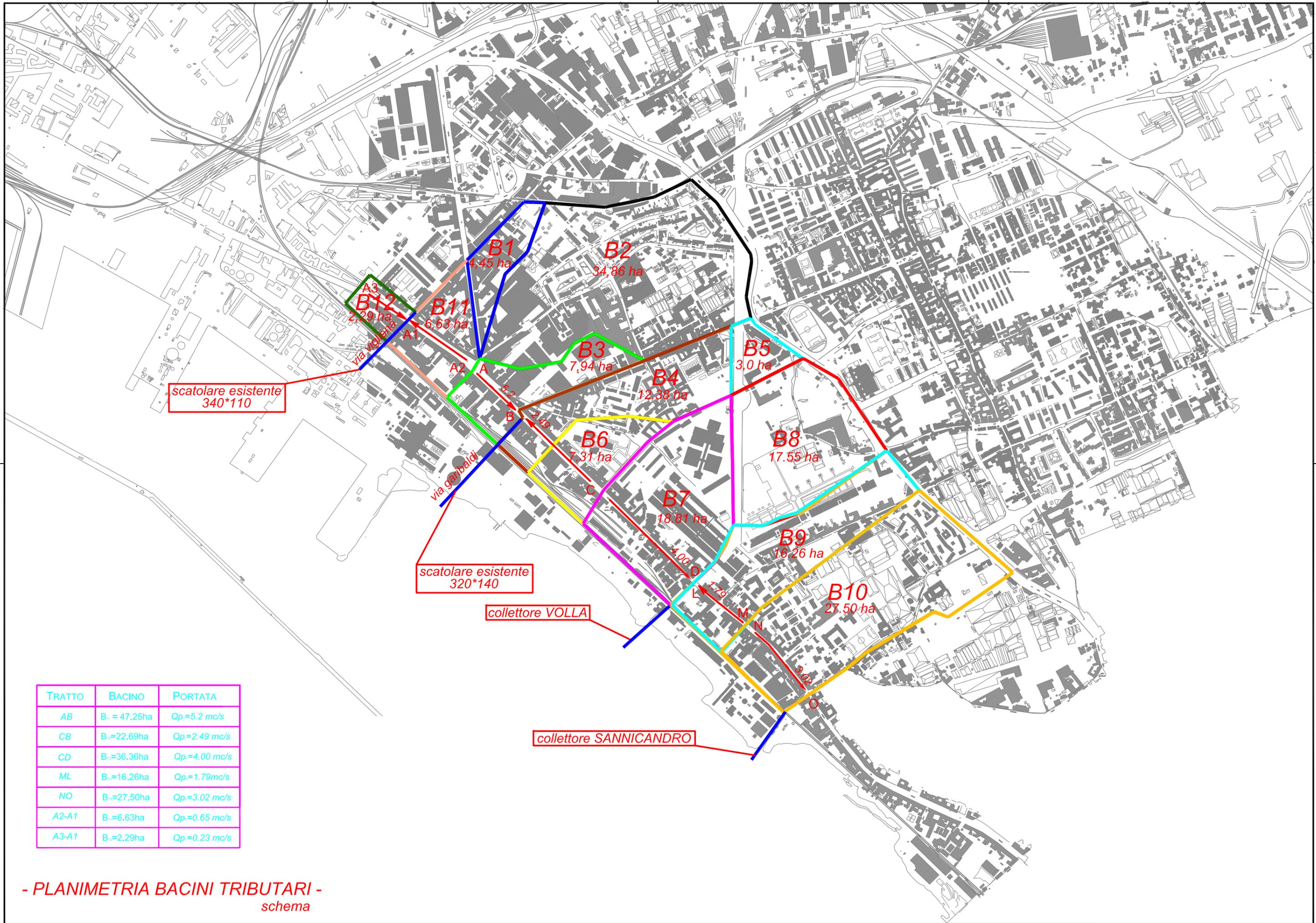
Nella presente relazione sono illustrati i criteri di calcolo ed i rispettivi risultati per la definizione delle portate di progetto necessarie per il dimensionamento idraulico dei manufatti previsti nell'ambito degli interventi necessari alla sistemazione idraulica ed ambientale di una importante porzione di territorio in circoscrizione di S. Giovanni a Teduccio (comune di Napoli).

Pur se una piena mitigazione del rischio idraulico nell'area di intervento potrà essere ottenuta solamente a seguito del totale riassetto fognario dell'intera zona, si può ritenere che gli interventi previsti nel presente progetto consentono di perseguire, già nel breve termine, una sensibile riduzione della frequenza dei fenomeni di allagamento ed una opportuna rifunionalizzazione del sistema di smaltimento delle portate reflue, indispensabile per un miglioramento igienico-sanitario delle acque marino-costiere adiacenti l'area di intervento.

ALLEGATI

INTERVENTI DI RAZIONALIZZAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO URBANA DELLA  
ZONA ORIENTALE DELLA CITTÀ DI NAPOLI - S. GIOVANNI NORD -  
- PROGETTO DEFINITIVO -

*prof. ing. Giovanni de Marinis*



scatolare esistente  
340\*110

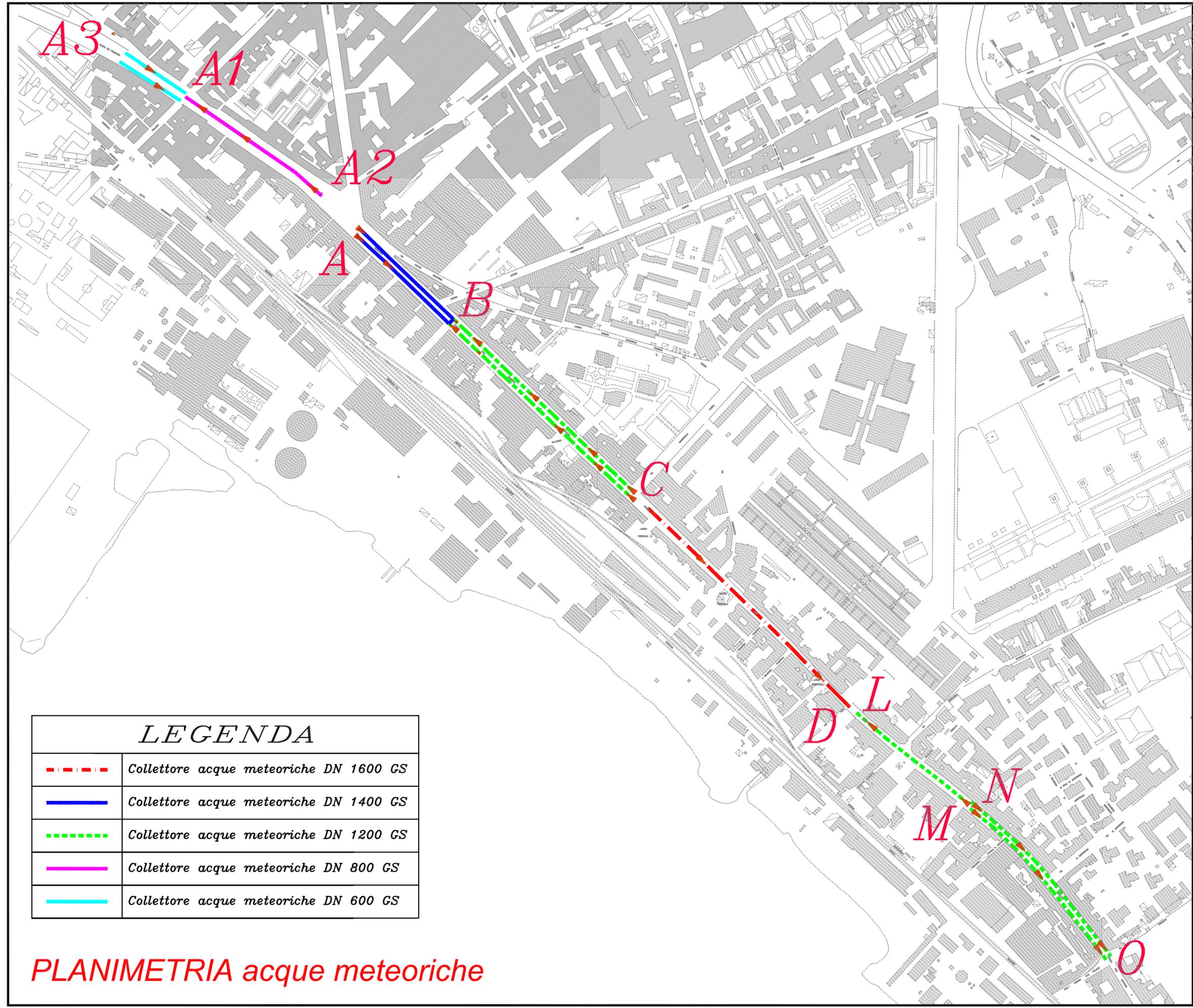
scatolare esistente  
320\*140

collettore Volla

collettore SANNICANDRO

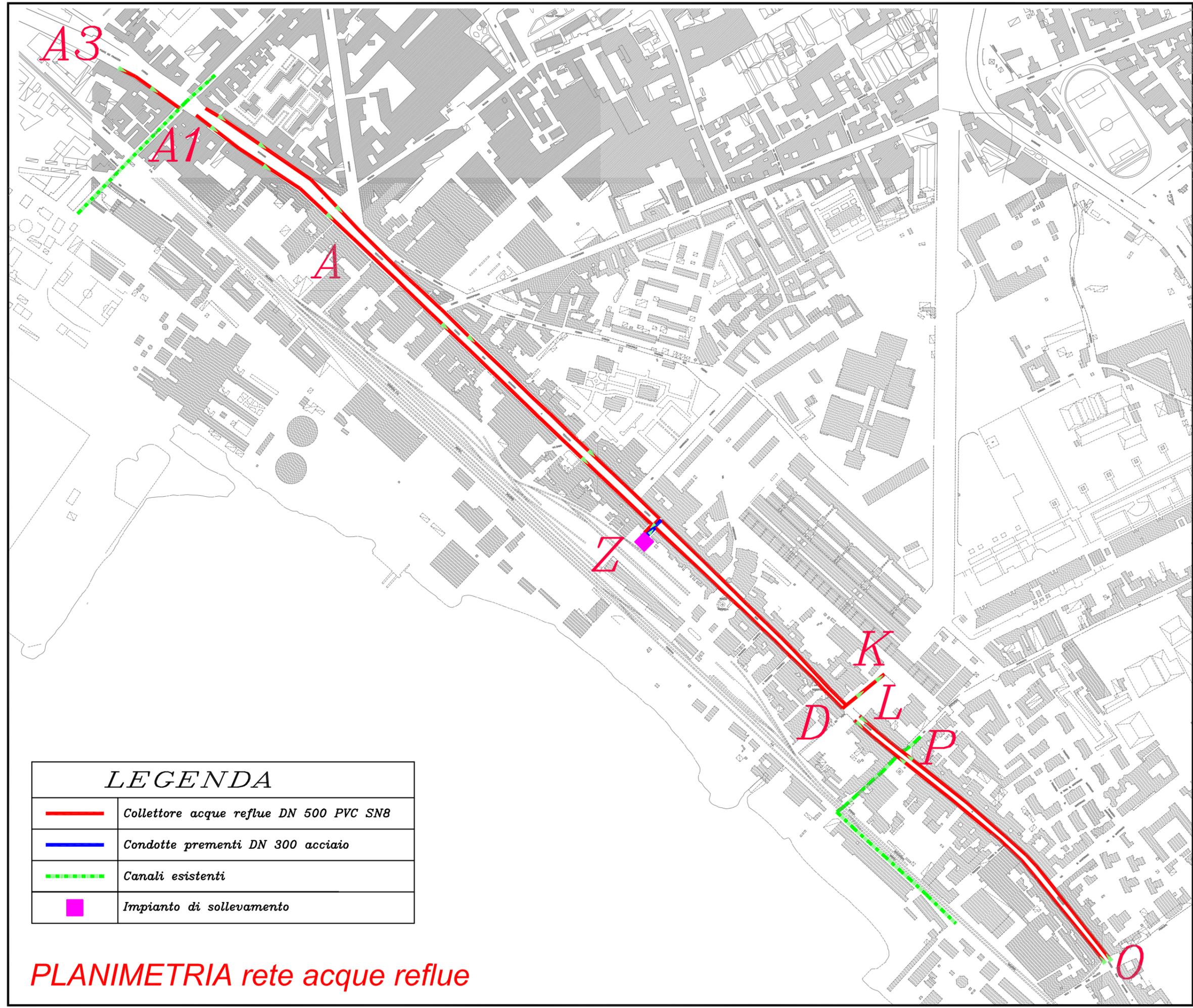
TRATTO	BACINO	PORTATA
AB	B <sub>i</sub> = 47,25ha	Q <sub>p</sub> = 5,2 mc/s
CB	B <sub>i</sub> = 22,69ha	Q <sub>p</sub> = 2,49 mc/s
CD	B <sub>i</sub> = 36,36ha	Q <sub>p</sub> = 4,00 mc/s
ML	B <sub>i</sub> = 16,26ha	Q <sub>p</sub> = 1,79mc/s
NO	B <sub>i</sub> = 27,50ha	Q <sub>p</sub> = 3,02 mc/s
A2-A1	B <sub>i</sub> = 6,63ha	Q <sub>p</sub> = 0,65 mc/s
A3-A1	B <sub>i</sub> = 2,29ha	Q <sub>p</sub> = 0,23 mc/s

- PLANIMETRIA BACINI TRIBUTARI -  
schema



<i>LEGENDA</i>	
	<i>Collettore acque meteoriche DN 1600 GS</i>
	<i>Collettore acque meteoriche DN 1400 GS</i>
	<i>Collettore acque meteoriche DN 1200 GS</i>
	<i>Collettore acque meteoriche DN 800 GS</i>
	<i>Collettore acque meteoriche DN 600 GS</i>

**PLANIMETRIA acque meteoriche**



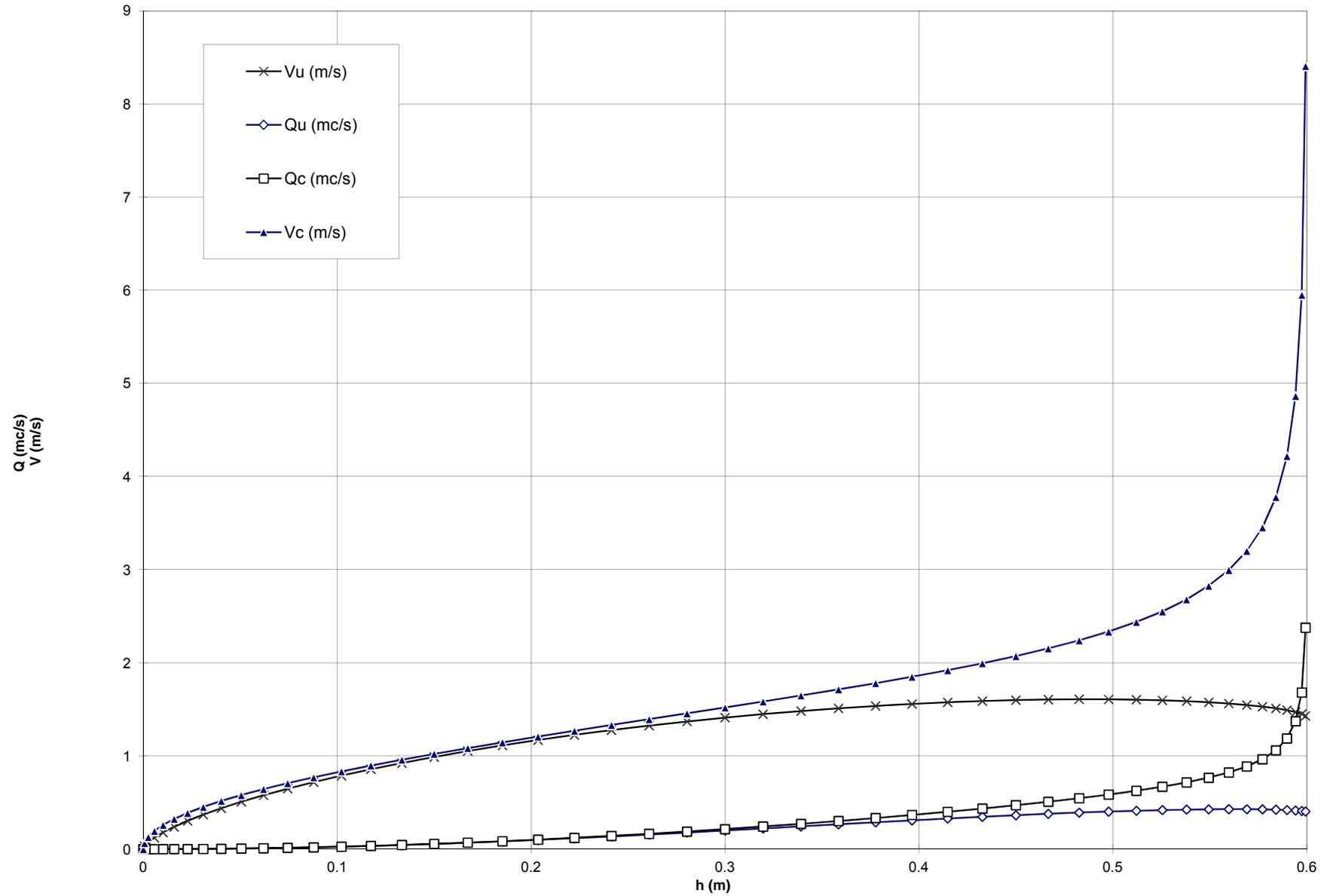
*LEGENDA*

	<i>Collettore acque reflue DN 500 PVC SN8</i>
	<i>Condotte prementi DN 300 acciaio</i>
	<i>Canali esistenti</i>
	<i>Impianto di sollevamento</i>

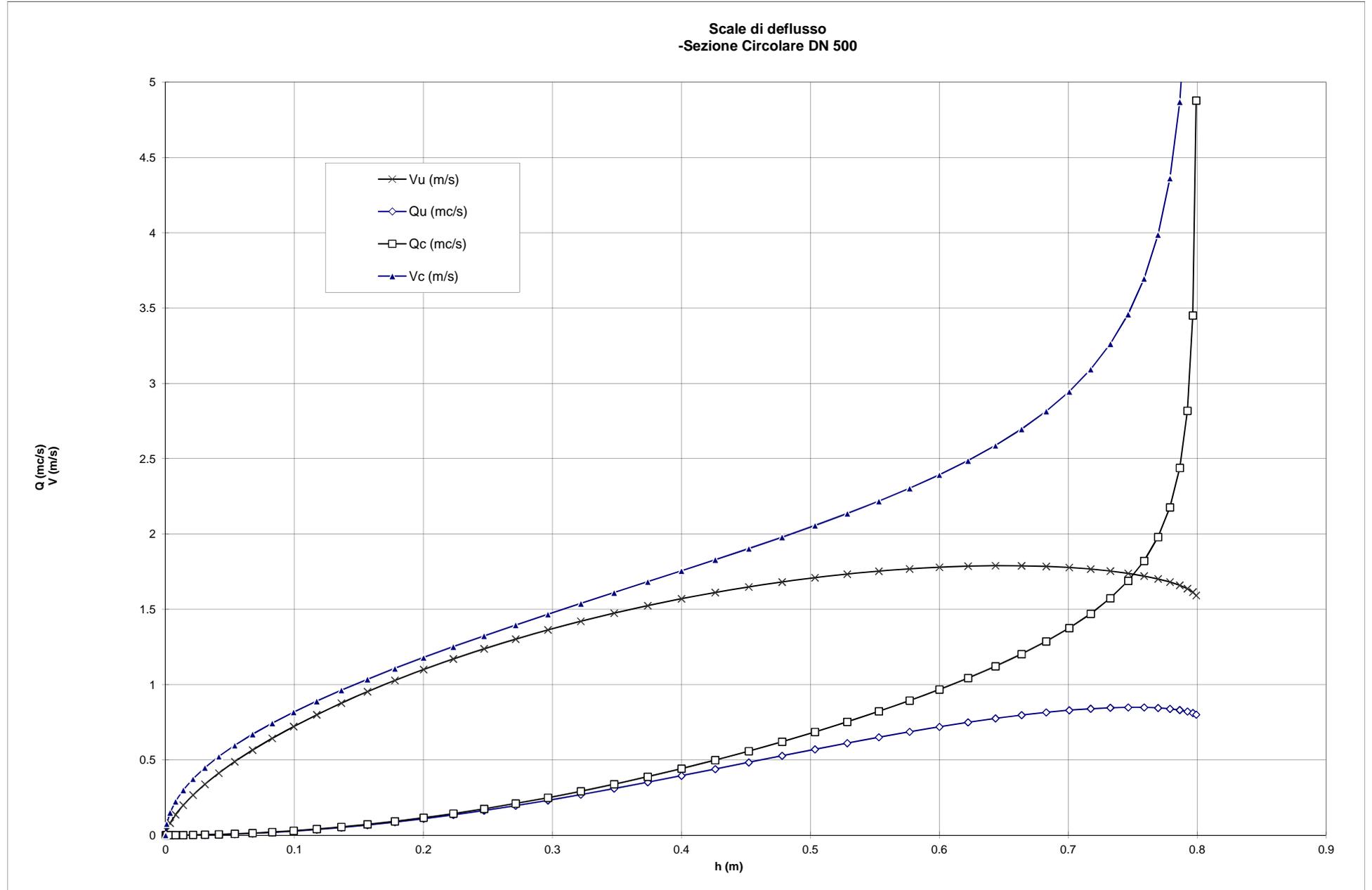
*PLANIMETRIA rete acque reflue*

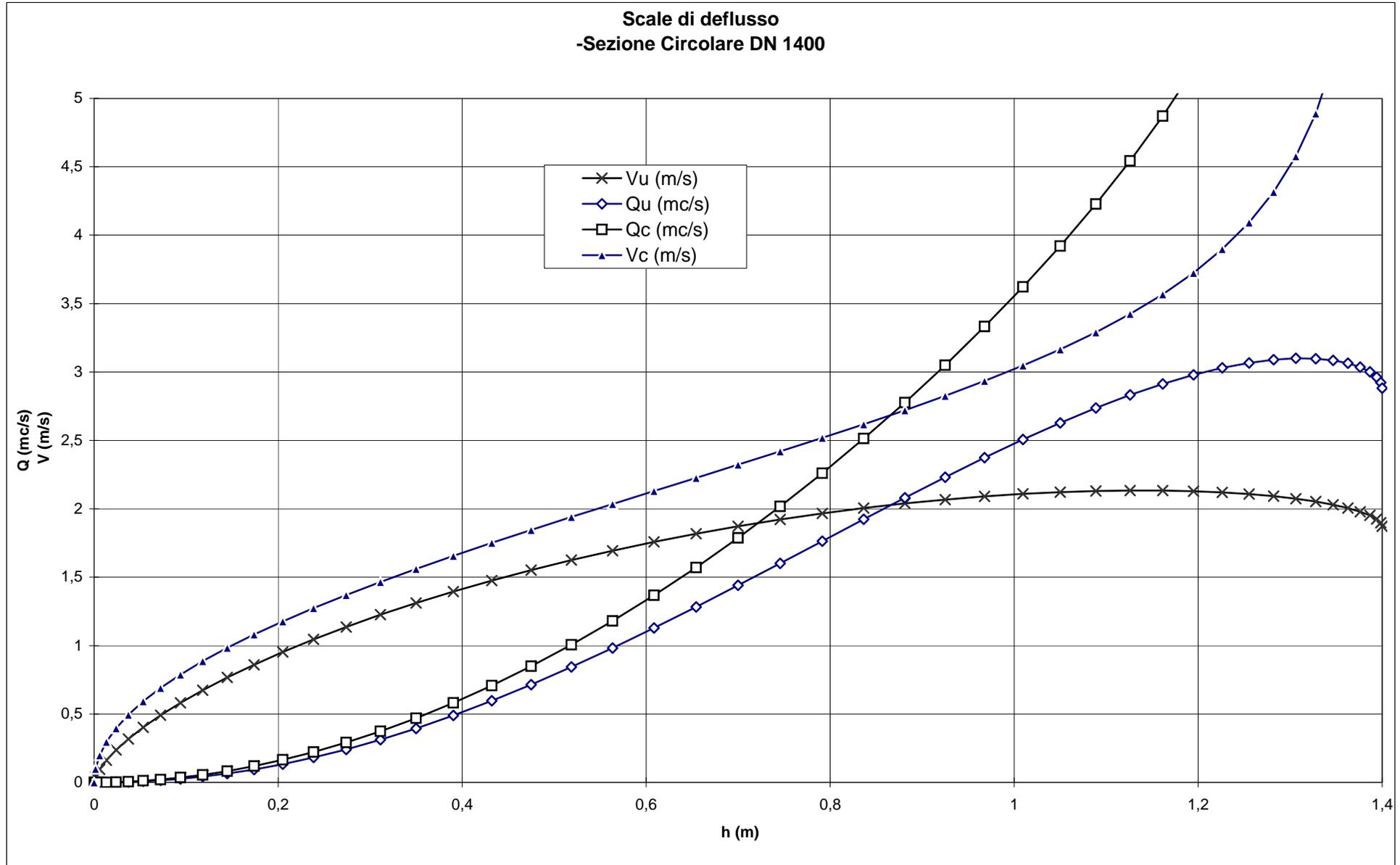
p=0,51% DN 600 (k'=70)

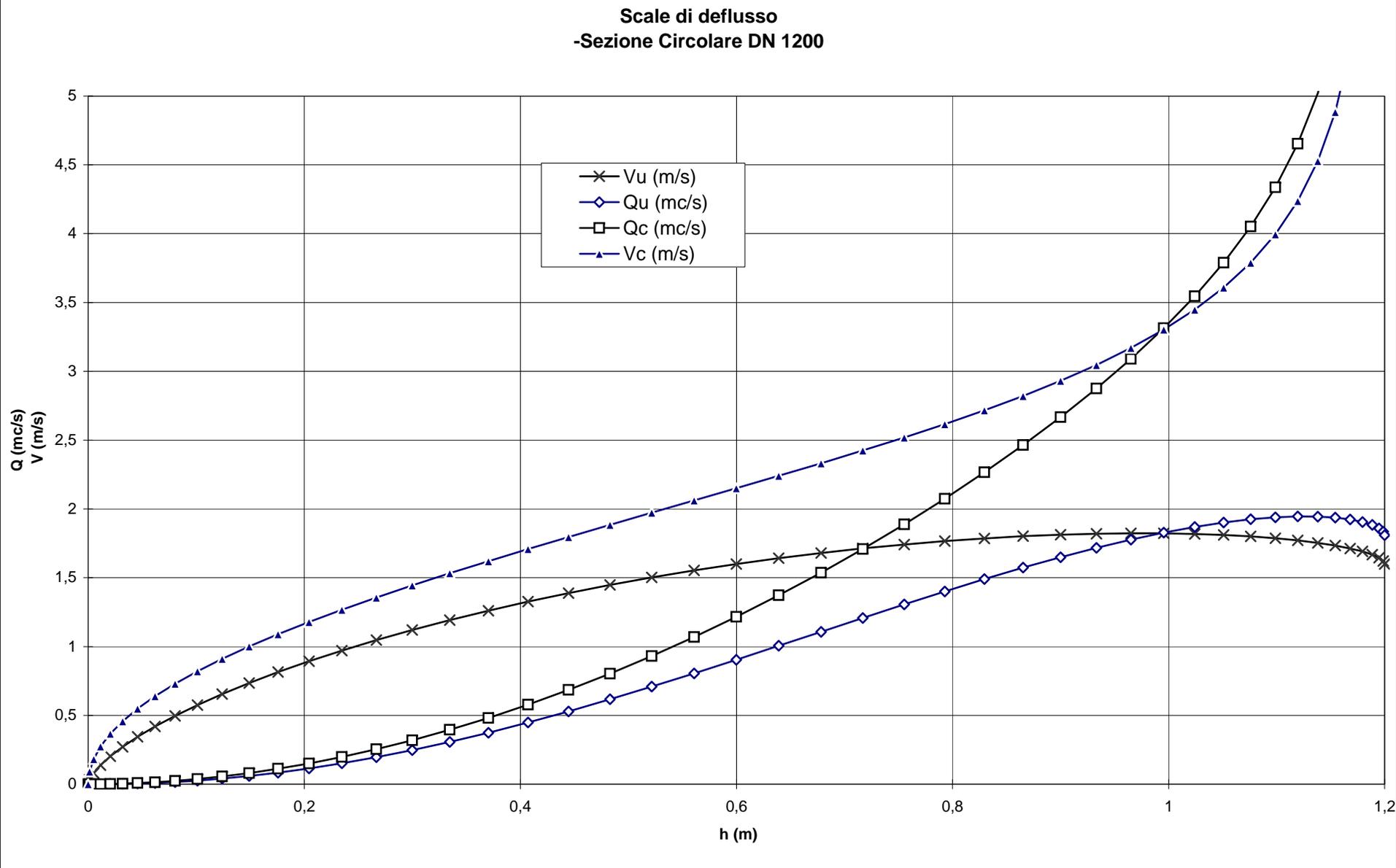
Scale di deflusso  
-Sezione Circolare DN 500

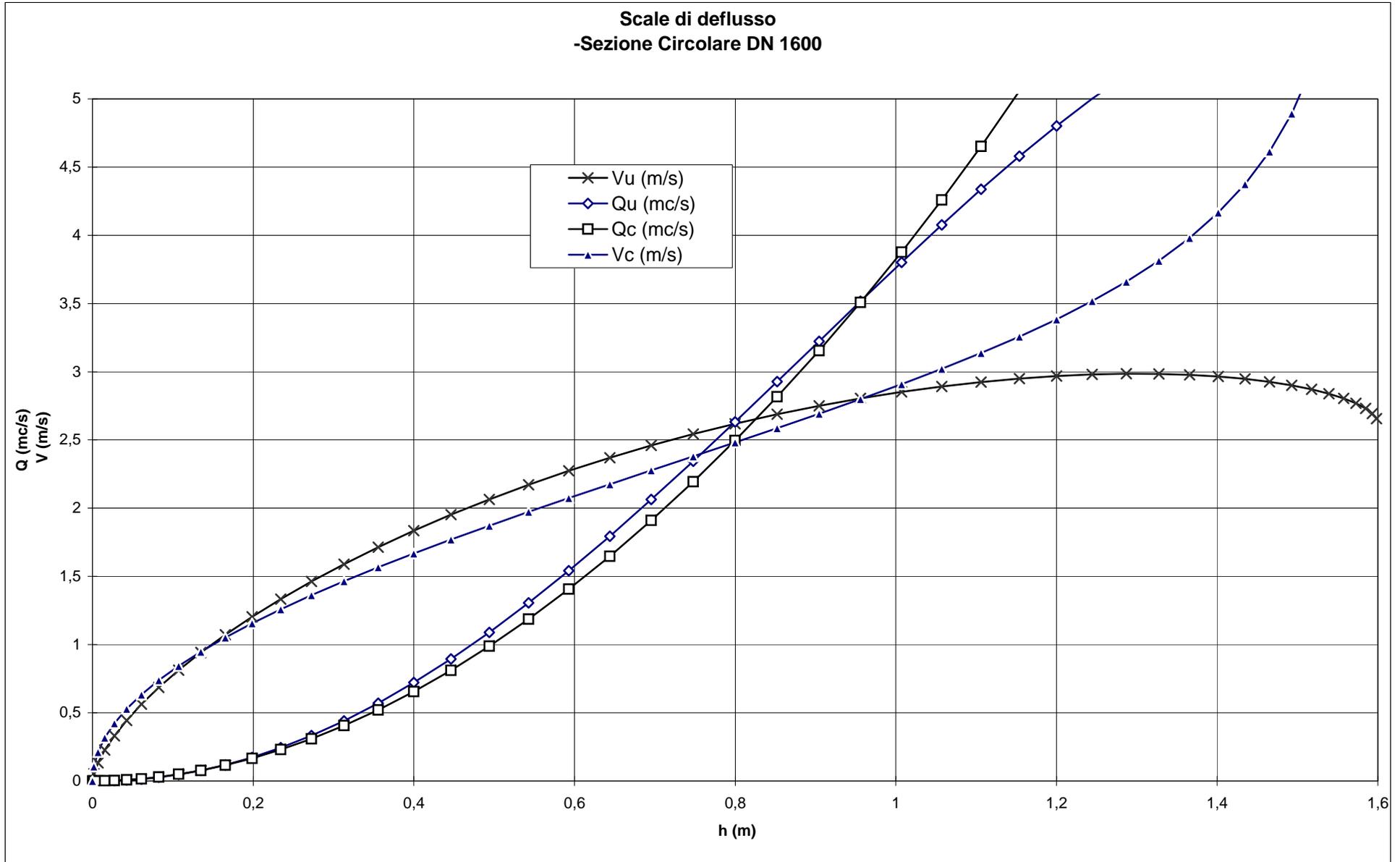


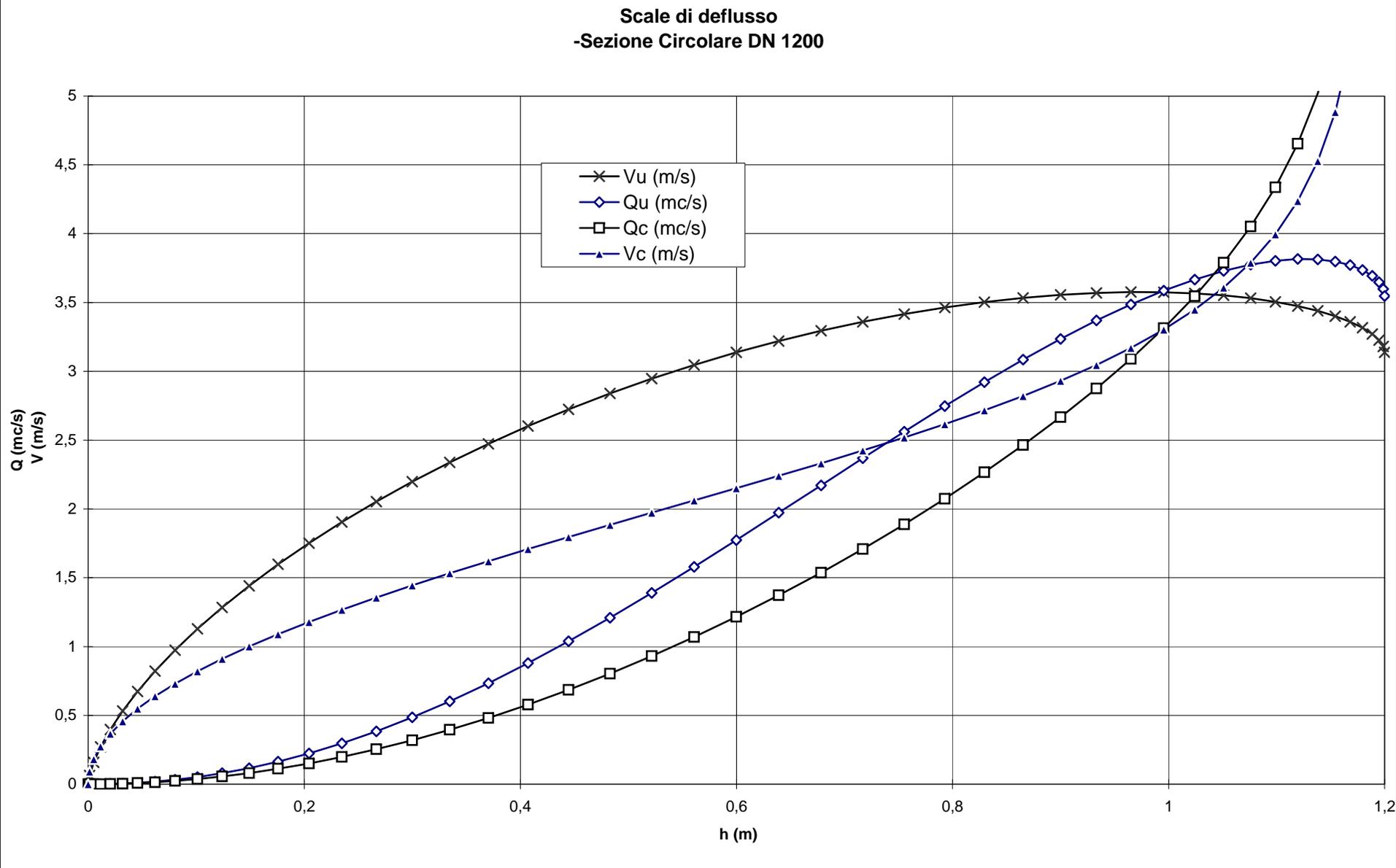
$p=0,43\%$  DN 800 ( $k'=70$ )

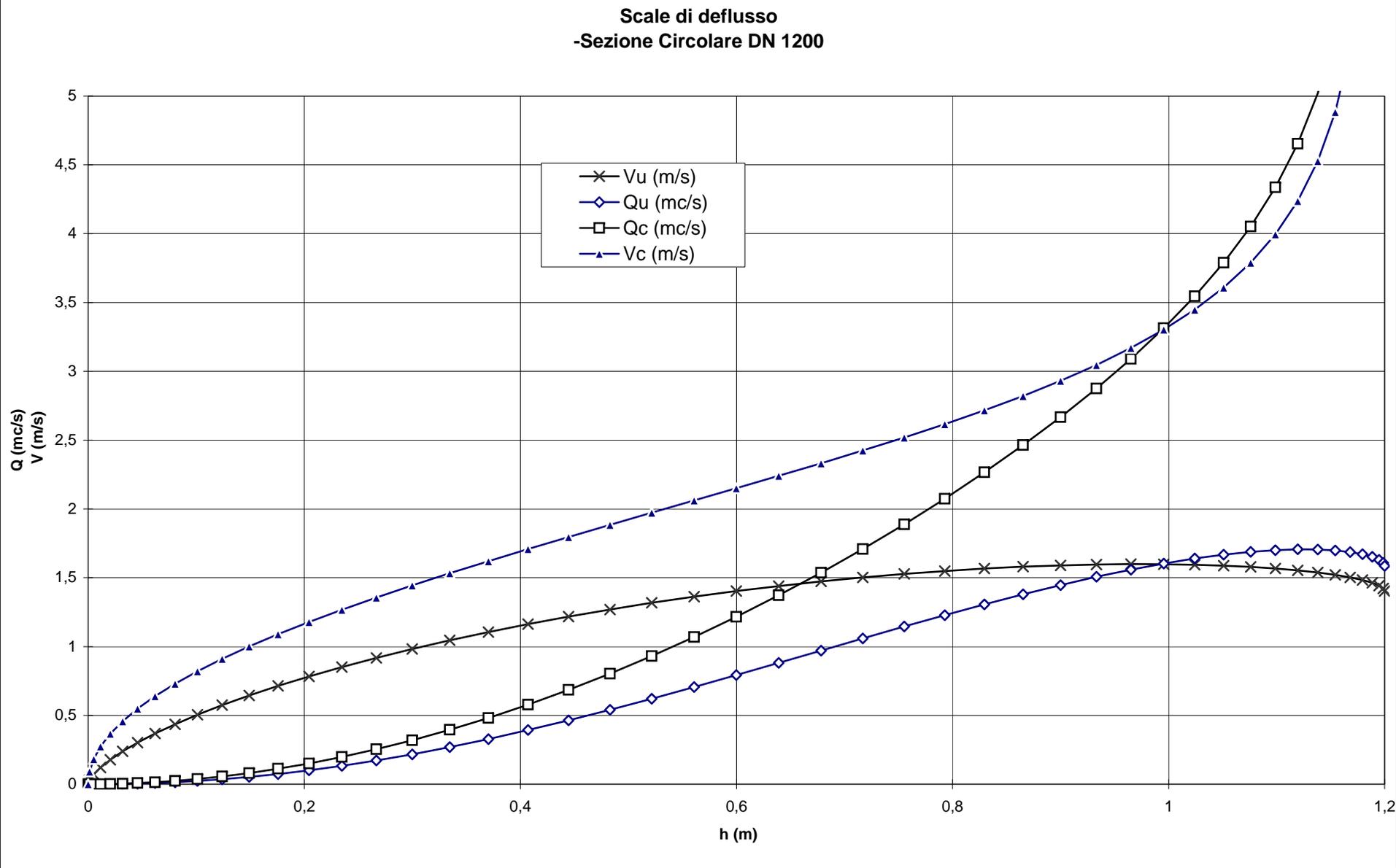






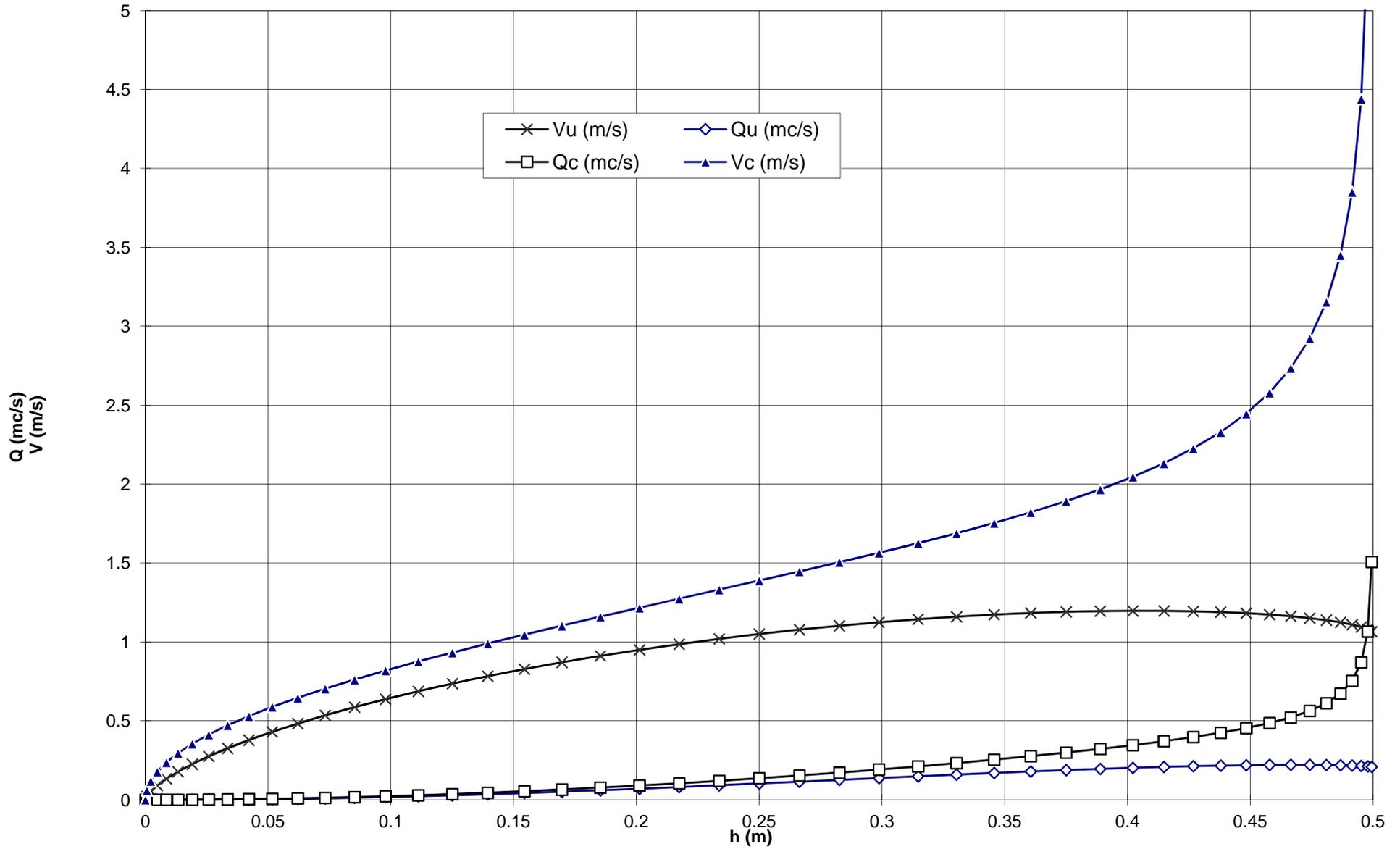






$p=0,36\%$  DN 500 ( $k'=70$ )

### Scale di deflusso -Sezione Circolare DN 500



p=0,15% DN 500 (k'=70)

