



## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA GENERALE .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLE PORTATE METEORICHE .....</b>	<b>3</b>
2.1	CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICHE UTILIZZATE.....	3
2.2	VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO.....	3
2.3	TRASFORMAZIONE AFFLUSSI / DEFLUSSI .....	4
2.4	STIMA DELLA COSTANTE D'INVASO .....	5
2.5	DESCRIZIONE DEL PROCEDIMENTO ITERATIVO DI CALCOLO.....	5
<b>3</b>	<b>TEORIA E FORMULE UTILIZZATE PER I CALCOLI .....</b>	<b>6</b>
3.1	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI FOGNARIE A PELO LIBERO.....	6
3.2	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI FOGNARIE IN PRESSIONE .....	7
<b>4</b>	<b>VERIFICA DELLA FUNZIONALITÀ IDRUALICA DEL SISTEMA ESISTENTE E INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITÀ.....</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>SOLUZIONI PROGETTUALI CON CALCOLAZIONI IDRAULICHE .....</b>	<b>12</b>
5.1	INTERVENTO 4.1 – NUOVO COLLETTORE/SCARICO DI EMERGENZA TRATTO “01/PB01 – 06” – DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI E CALCOLAZIONI PROGETTUALI .....	12
5.2	INTERVENTO 4.2 – NUOVO COLLETTORE BIANCO “B-C-D” – DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI E CALCOLAZIONI PROGETTUALI .....	14
5.2.1	<i>Premessa .....</i>	14
5.2.2	<i>Dati idraulici dei collettori “AB” e “BE” .....</i>	15
5.2.3	<i>Dati idraulici del collettore “B-C-D” .....</i>	17
5.2.4	<i>Derivazione delle portate di pioggia superiori alle portate di prima pioggia – Dimensionamento e verifica della soglia di stramazzo .....</i>	18
5.3	INTERVENTO 4.3 – RACCOLTA ACQUE C.SO UMBERTO I.....	24
<b>6</b>	<b>VERIFICA IDRUALICA A SEGUITO DEGLI INTERVENTI PROGETTUALI.....</b>	<b>25</b>

## 1 PREMESSA GENERALE

La presente relazione costituisce l'ulteriore specializzazione e la concretizzazione dell'elaborato "ETD.02.03 – Studio di compatibilità idrologica e idraulica", nel quale sono state definite le curve di probabilità pluviometriche da utilizzare per il presente progetto.

Per la completa lettura dei paragrafi successivi e soprattutto dei risultati dei calcoli idraulici, è indispensabile fare riferimento anche agli elaborati grafici allegati "ETD.02.01 – Individuazione dei bacini scolanti – Ante operam e post operam" e "ETD.02.02 – Schemi idraulici – Ante operam e post operam".

Di seguito, quindi, la relazione si sviluppa secondo i seguenti argomenti:

- determinazione delle portate meteoriche a partire dalle curve di probabilità pluviometriche (trasformazione degli afflussi in deflussi)
- teoria e ipotesi di calcolo per le reti a pelo libero
- teoria e ipotesi di calcolo per le reti in pressione
- per le reti a pelo libero: verifica delle reti esistenti, individuazione dei tratti insufficienti idraulicamente e dimensionamento e verifica dei tratti di progetto con le relative calcolazioni
- dimensionamento e verifica delle reti in pressione

## 2 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE METEORICHE

### 2.1 CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICHE UTILIZZATE

Con riferimento all'analisi idrologica, descritta nella relazione specialistica, si riportano di seguito le curve di probabilità pluviometrica utilizzate:

**Dimensionamento:** 
$$i_{5anni} = 1,16 \cdot \frac{89,447}{(1 + 3,5185 \cdot t)^{0,758}} \equiv [mm / ora] \quad \text{Eq. 2-1}$$

**Verifica esistente e di progetto:** 
$$i_{20anni} = 1,64 \cdot \frac{89,447}{(1 + 3,5185 \cdot t)^{0,758}} \equiv [mm / ora] \quad \text{Eq. 2-2}$$

### 2.2 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO

L'individuazione della precipitazione di progetto è stata condotta secondo i criteri illustrati nei paragrafi precedenti in cui si è determinata la curva di probabilità pluviometrica di progetto.

Per la determinazione della pioggia efficace (pioggia netta) ai fini del ruscellamento per bacini naturali bisogna sottrarre tutte le aliquote (perdite idrologiche) quali intercettazione, evapotraspirazione, ritenzione nelle depressioni superficiali, infiltrazione nei suoli permeabili, ecc.

Nel caso specifico di bacini urbani, come nella presente progettazione, il modello di pioggia netta più utilizzato è quello del coefficiente di afflusso  $\varphi$  costante e dipendente dalle caratteristiche di permeabilità del suolo della zona di interesse.

Recentemente il gruppo "Deflussi Urbani" del Politecnico di Milano, elaborando molti dati sperimentali disponibili in bibliografia, è pervenuto a suggerire la seguente espressione per il calcolo del coefficiente di afflusso in fogna:

$$\varphi = I_{imp} \cdot \varphi_{imp} + (1 - I_{imp}) \cdot \varphi_{perm} \quad \text{Eq. 2-3}$$

dove:

**$I_{imp}$**  è il rapporto tra l'area impermeabile ( **$A_{imp}$** ) e l'area totale ( **$A_{tot}$** ) del bacino;

**$A_{imp}$**  è l'area scolante impermeabile [area occupata dalle pavimentazioni impermeabili, area coperta di edifici o manufatti] effettivamente afferente alle fogne di progetto e, quindi, non l'area impermeabile totale;

**$\varphi_{imp}$**  è il coefficiente di afflusso delle sole aree impermeabili  **$A_{imp}$**  posto pari a **0,9**

**$\varphi_{perm}$**  è il coefficiente di afflusso delle sole aree permeabili ( **$A_{tot} - A_{imp}$** ) posto pari a **0,2**

L'espressione della **Eq. 2-3**, diviene:

$$\varphi = I_{imp} * 0,9 + (1 - I_{imp}) * 0,2$$

che rappresenta, in sintesi, la formula di Wisner e P'ng [1983] valida per aree con elevate superfici impermeabili.

### 2.3 TRASFORMAZIONE AFFLUSSI / DEFLUSSI

Nel presente paragrafo verrà presentato un modello di calcolo atto a determinare da un punto di vista quantitativo il deflusso superficiale che si genera da un determinato afflusso meteorico.

In particolare, il valore della portata al colmo di piena che maggiormente interessa, sia nei problemi di progetto che in quelli di verifica, è quello massimo corrispondente ad una particolare durata di pioggia che si definisce durata critica  $t_p$ .

Il metodo di trasformazione afflussi-deflussi scelto nell'ambito della presente progettazione è quello dell'invaso lineare nel quale si esalta il fenomeno della laminazione delle portate di piena degli invasi offerti dalla rete artificiale e dal bacino drenato.

Ciò comporta che il legame tra la portata  $Q(t)$  defluente in un'assegnata sezione ed il volume d'acqua  $W(t)$  che si deve immagazzinare sulla superficie del bacino e nella rete, affinché nella sezione di chiusura del bacino stesso possa defluire la portata  $Q_T$ , sia lineare ed espresso dalla relazione:

$$Q_T(t_p, T) = \frac{W(t_p, T)}{K} \quad \text{Eq. 2-4}$$

dove  $K$ , denominata costante d'invaso lineare, ha le dimensioni di un tempo ed è funzione delle diverse grandezze fisiche che caratterizzano la morfologia del bacino sotteso.

Con semplici passaggi matematici, è possibile determinare l'espressione:

$$Q_{T(t_p, T)} = \varphi \cdot i_{(t_p, T)} \cdot A \cdot \left( 1 - e^{-\frac{t_p}{K}} \right) \quad \text{Eq. 2-5}$$

A questo punto, l'ultima incognita del problema è il parametro  $t_p$ , quindi, ponendo:

$$r = t_p / K$$

la portata al colmo di piena sarà data dall'espressione:

$$Q_{T(t_p, T)} = \varphi \cdot i_{(t_p, T)} \cdot A \cdot (1 - e^{-r}) \quad \text{Eq. 2-6}$$

Il massimo della portata al colmo si avrà allorché:

$$\beta = \left( \frac{c}{K} + r \right) \cdot \frac{e^{-r}}{1 - e^{-r}} \quad \text{Eq. 2-7}$$

dove:

$$\beta = 0,758$$

$$c = 1/B = 1,319$$

La **Eq. 2-7**, infine, consente di ricavare il valore di **r** per tentativi una volta stimata la costante d'invaso **K**, come descritto nel successivo paragrafo.

## 2.4 STIMA DELLA COSTANTE D'INVASO

E' stata utilizzata la relazione formulata da Desbordes, per la quale:

$$K = \left( \frac{4,19 \cdot A^{0,30}}{I_{imp}^{0,45} \cdot (100 \cdot s)^{0,38}} \right) - 0,21 \quad \text{espressa in minuti} \quad \text{Eq. 2-8}$$

essendo:

**A** superficie del bacino [ha];

**s** pendenza media del collettore principale [m/m];

**I<sub>imp</sub>** rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino.

## 2.5 DESCRIZIONE DEL PROCEDIMENTO ITERATIVO DI CALCOLO

Applicando il metodo del serbatoio lineare per la determinazione di **Q<sub>T</sub>** si è eseguita la seguente procedura di calcolo:

- per ogni sezione di calcolo sono state determinate le caratteristiche fisiche **A**, **s** e **I<sub>imp</sub>**
- si è calcolata la costante d'invaso **K** con la **Eq. 2-8**
- attraverso la **Eq. 2-7** si ricava, per tentativi, il valore di **r** e quindi di **t<sub>p</sub>**
- noti tutti i parametri è possibile calcolare **Q<sub>T</sub>** con la **Eq. 2-6**

### 3 TEORIA E FORMULE UTILIZZATE PER I CALCOLI

#### 3.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI FOGNARIE A PELO LIBERO

La formula utilizzata, in tutte le ipotesi e calcoli e per tutte le tipologie di fognatura a pelo libero, è quella di **Gauckler – Strickler** in condizioni di moto uniforme:

$$Q_T = K_s * \sigma * (R^{2/3}) * (i^{0,5})$$

Dove:

- **Q<sub>T</sub>** = Portata di progetto
- **K<sub>s</sub>** = Coefficiente di scabrezza
- **σ** = Sezione idrica
- **R** = Raggio idraulico
- **i** = Pendenza del fondo

Il coefficiente di scabrezza è stato posto pari a **K<sub>s</sub> = 80 m<sup>1/3</sup>/s** per tutti i tratti che sono in materiale plastico, mentre è stato posto a **60 m<sup>1/3</sup>/s** per tutti i tratti esistenti.

Nelle correnti a superficie libera la condizione di moto uniforme si verifica e si mantiene indisturbata lungo tutta la tubazione solo se la stessa è infinitamente lunga, quindi, basta una qualsiasi causa presente in una particolare sezione (ostacolo, cambiamento di pendenza o di sezione, etc.) che imponga un tirante idrico diverso da quello di moto uniforme, affinché si stabiliscano, a partire da questa sezione, due tratti di corrente, più o meno estesi, di moto permanente non uniforme.

Per tali motivi, sono stati proposti sia i valori di moto uniforme che quelli di stato critico, utilizzando quelli più cautelativi (grado di riempimento maggiore ovvero il maggiore tra i due valori).

Il dimensionamento è stato condotto secondo le **indicazioni** delle norme vigenti (Circ. Min. LL.PP. del 7 gennaio 1974, n. 11633) secondo le quali la velocità massima non dovrebbe superare i 5 m/s, mentre sulle velocità minime si è ipotizzato che le stesse superino sempre i 0,5 m/s.

Per i calcoli è stata utilizzata la teoria delle scale di deflusso specifiche.

Nell'ambito delle verifiche e nei casi in cui si determinino condizioni in pressione (fogge esistenti in corrispondenza di eventi meteorici anche non eccezionali) per determinare il valore della risalita delle acque in corrispondenza dei chiusini esistenti si è utilizzata la relazione:

$$H_{ris} = DN + (V^2/2 \cdot g)$$

Dove:

**DN** è il diametro esterno della tubazione; **V** è la velocità considerando la tubazione in pressione  
**g** è l'accelerazione di gravità.

Si potrà ritenere il tratto insufficiente solo quando tale valore è maggiore di **H<sub>tot</sub> = DN + H<sub>ric</sub>**, dove **DN** è sempre il diametro esterno e **H<sub>ric</sub>** è l'altezza totale del ricoprimento della tubazione, variabile a seconda del tratto.

### **3.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI FOGNARIE IN PRESSIONE**

Si è pervenuti alla scelta delle mandate verificando che il valore della velocità fosse compreso tra un valore massimo pari a 2,0 m/sec ed un valore minimo pari a 0,7 m/s, in quanto:

- velocità inferiori a 0,7 m/s comportano un erroneo funzionamento dell'elettropompa, nonché depositi di materiale
- velocità superiori a 2,0 m/s possono comportare problemi di colpo d'ariete in caso di improvviso arresto dell'elettropompa, nonché fenomeni di cavitazione.

Per il calcolo delle perdite distribuite lungo il percorso è stata utilizzata la formula di Gauckler – Strickler in condizioni di moto uniforme:

$$V = K_s \cdot (R^{2/3}) \cdot (J^{0,5})$$

Dove:

- V = Velocità media di moto uniforme
- $K_s$  = Coefficiente di scabrezza = 85 m<sup>1/3</sup> / s
- R = Raggio idraulico = D/4
- D = Diametro interno della condotta
- J = Perdita distribuita

Determinato il valore di J e noto il valore della lunghezza L, è stato, quindi possibile, stimare il valore delle perdite distribuite  $\Delta H_p$  lungo il percorso della mandata secondo la seguente:

$$\Delta H_p = J \cdot L$$



## ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI

Per il calcolo delle perdite concentrate totali è stata utilizzata la seguente:

$$\Delta H_c = \sum_i \Delta H_{c_i}$$

dove la perdita concentrata nell'*i*-esima sezione di disturbo  $\Delta H_{c_i}$  è pari a:

$$\Delta H_{c_i} = \alpha_i \cdot V^2 / 2 \cdot g$$

dove:

$\alpha_i$  = coefficiente dipendente dal tipo di disturbo provocato ed è pari a:

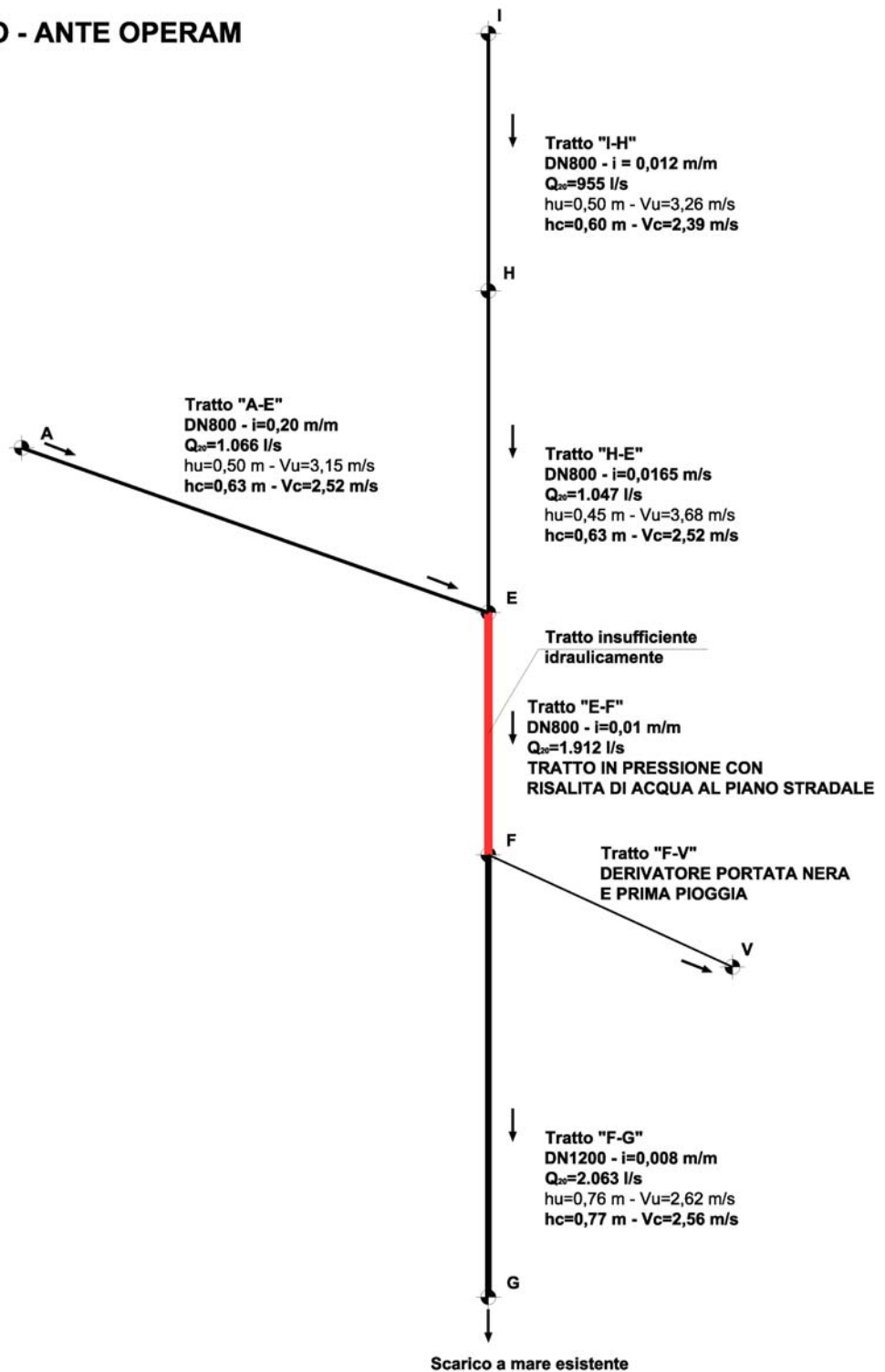
- 0,3 per piede di accoppiamento
- 0,5 per imbocco e per sbocco
- 0,15 per saracinesca
- 0,3 per valvola di ritegno
- 0,24 per curva a 45°
- 0,5 per brusco allargamento
- 0,8 per curva a 90°

il cui valore totale, volta per volta, è stato determinato in funzione delle singolarità delle mandate.

## 4 VERIFICA DELLA FUNZIONALITÀ IDRUALICA DEL SISTEMA ESISTENTE E INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITÀ

Nella progettazione in oggetto, è stato necessario preliminarmente verificare le condizioni di funzionalità della rete esistente. Di seguito, lo schema del sistema esistente.

### SCHEMA IDRUALICO - ANTE OPERAM



**ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI**

Di seguito, invece, si riportano in forma tabellare tutti i dati delle calcolazioni idrauliche.

<b>CARATTERISTICHE DEI TRATTI</b>				
<b>TRATTO</b>	<b>NOME STRADA</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>	<b>Pend.</b>	<b>DNe</b>
			<b>[m/m]</b>	<b>[mm]</b>
<b>IH</b>	<b>VIALE COMPAGNONE LARGO TRANVAI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01200	800
<b>HE</b>	<b>LARGO TRANVAI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01650	800
<b>AE</b>	<b>VIA G. MATTEOTTI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,02000	800
<b>EF</b>	<b>GIARDINETTI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01000	800
<b>FG</b>	<b>GIARDINETTI SCARICO A MARE</b>	<b>DN1200 INPIETRA RIVESTITA</b>	0,00800	1200

<b>CARATTERISTICHE DEI TRATTI</b>			<b>Calcolo della portata al colmo di piena</b>									
<b>TRATTO</b>	<b>Pend.</b>	<b>DNe</b>	<b>Sc</b>	<b>S</b>	$\varphi$	<b>K</b>	<b>r</b>	<b>tp</b>	$\mu(tp, T=20)$	$i(tp, T=20)$	<b>Q<sub>20</sub></b>	<b>u<sub>20</sub></b>
	<b>[m/m]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[ha]</b>	<b>[ha]</b>	<b>[-]</b>	<b>[ore]</b>	<b>[-]</b>	<b>[ore]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[m/ora]</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>[l/s*ha]</b>
<b>IH</b>	0,01200	800	5,000	5,000	0,83	0,107	1,950	0,209	20,196	0,097	0,955	212
<b>HE</b>	0,01650	800	0,300	5,300	0,83	0,096	2,000	0,193	19,094	0,099	1,047	220
<b>AE</b>	0,02000	800	5,000	5,000	0,83	0,088	2,000	0,175	17,874	0,102	1,066	237
<b>EF</b>	0,01000	800	0,700	11,200	0,83	0,148	1,950	0,288	24,854	0,086	1,912	190
<b>FG</b>	0,00800	1200	0,050	11,250	0,83	0,161	1,800	0,290	24,978	0,086	2,063	204

CARATTERISTICHE DEI TRATTI			Verifica con Q <sub>MAX</sub>								
TRATTO	Pend.	DNe	Vu	hu	hc	Vc	Htot	Vmedia	Hris	Htot-Hris	Verificato
	[m/m]	[mm]	[m/s]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[m]	(m)	Se Htot - Hris > 0
<b>IH</b>	0,01200	800	3,26	0,50	<b>0,60</b>	<b>2,39</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>HE</b>	0,01650	800	3,68	0,45	<b>0,63</b>	<b>2,52</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>AE</b>	0,02000	800	3,15	0,50	<b>0,63</b>	<b>2,52</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>EF</b>	0,01000	800	<b>1,69</b>	<b>0,80</b>	0,80	1,69	1,00	1,69	1,15	-0,15	<b>IN PRESSIONE RISALITA DI ACQUA AL PIANO STRADALE</b>
<b>FG</b>	0,00800	1200	2,62	0,76	<b>0,77</b>	<b>2,56</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>

Si evince chiaramente che il sistema è complessivamente in difficoltà, ma il tratto "EF" è insufficiente idraulicamente con risalita dei fluidi sulla superficie stradale.

Il tratto "EF" risente idraulicamente del cambio di pendenza del collettore di valle, da forte a debole, e dei due flussi idrici provenienti dai tratti di monte "HE" e "AE".

L'unica soluzione possibile è quella di realizzare sul tratto "AE" una derivazione delle sole portate di pioggia, facendo proseguire le acque nere fino alle acque di prima pioggia nel nodo "E".

Avendo indicato come nodo "B" l'intercettazione sul tratto "AE", quest'ultimo si divide in due tratti: "AB" e "AE", mentre dal nodo "B" si sviluppa il nuovo collettore di progetto, totalmente bianco, denominato "B-C-D". Con tali annotazioni e simbolismi sono stati redatti i successivi paragrafi che illustrano le soluzioni progettuali.

## 5 SOLUZIONI PROGETTUALI CON CALCOLAZIONI IDRAULICHE

### 5.1 INTERVENTO 4.1 – NUOVO COLLETTORE/SCARICO DI EMERGENZA TRATTO "01/PB01 – 06" – DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI E CALCOLAZIONI PROGETTUALI

Come si evince dai grafici di progetto, lo schema esistente vede la confluenza nel pozzetto terminale esistente "ES" di 3 tubazioni: due tubazioni DN250 provenienti dalla raccolta delle caditoie laterali; una tubazione DN315 che costituisce l'asse principale del sistema di raccolta dell'intero parcheggio. In uscita dal pozzetto esistente "ES" esiste una sola tubazione DN315 che prosegue verso il disoleatore esistente. Le criticità idrauliche evidenziate sono fondamentalmente due:

- la capacità idraulica dei collettori in ingresso al pozzetto esistente "ES" è molto superiore della capacità in uscita
- al disoleatore dovrebbero essere inviate solo le acque di prima pioggia

Per tali motivi, si è ritenuto necessario dimensionare un collettore di progetto di dimensioni adeguate e capace di convogliare le portate di pioggia con tempi di ritorno superiori.

L'area complessiva è pari a:

- **A** = 3.500 metri quadrati

L'intensità media per la determinazione delle acque di prima pioggia è pari a:

- **h** = 5 mm = 0,005 m
- **t** = 15 minuti = 0,25 ore
- **i** = h/t = 0,02 m/ore

Volendo esprimere la portata in litri al secondo è possibile utilizzare un coefficiente udometrico per le sole aree impermeabili pari a:

$$q = 0,0056 \text{ l/sxm}^2$$

In tal modo si determina una portata di prima pioggia pari a:

$$Q_{pp} = c \times A \times q = 1 \times 3.500 \times 0,0056 = \mathbf{20 \text{ l/s}}$$

Cautelativamente, si è scelto un coefficiente di afflusso "c" pari a 1, in modo da inviare la maggior portata di prima pioggia possibile al disoleatore, tutelando al massimo il corpo idrico ricettore che, in questo caso, è costituito dal mare.

Siccome il collettore esistente è un DN315 con diametro interno pari a circa 280 mm, tenendo conto della pendenza dello 0,5 % del collettore si determinano i seguenti valori:

- **Fr** = numero di Froude **< 1 = corrente lenta**
- **hu** = altezza di moto uniforme = **0,12 m**
- **Vu** = velocità di moto uniforme = **0,90 m/s**
- **Gr** = grado di riempimento = **43 %**

Pertanto, il collettore esistente è pienamente compatibile per smaltire le portate di pioggia fino alle acque di prima pioggia.

Il collettore di progetto DN800/DI690 in Pead Corrugato, ha una pendenza dell'1%, pertanto, con un grado di riempimento pari al 70% è capace di convogliare una portata fino a 750 l/s con una velocità pari a 2,78 m/s.

## 5.2 INTERVENTO 4.2 – NUOVO COLLETTORE BIANCO “B-C-D” – DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI E CALCOLAZIONI PROGETTUALI

### 5.2.1 Premessa

Tale intervento è strettamente connesso al collettore esistente “AE” su via G. Matteotti che è costituito da un collettore circolare DN800 con diametro interno di circa 690 mm.

La pendenza del collettore è di circa il 2 % (0,02 m/m).

Il collettore è di tipo misto.

Le portate nere sono state ottenute dai dati desunti dai “Lavori di ottimizzazione delle reti di captazione delle acque meteoriche, delle stazioni di sollevamento fognarie e degli scarichi di troppo pieno attraverso condotte sottomarine”.

Le portate bianche sono state ovviamente desunte dagli studi idrologici e idraulici condotti nel presente progetto.

Le portate d’interesse per il presente intervento sono le seguenti:

- Portata media nera (determinata su una popolazione di circa 500 abitanti) =  $Q_{m,n} = 1,81$  l/s
- Portata di prima pioggia =  $Q_{pp} = 20Q_{m,n} = 36,11$  l/s

Le portate nere e di prima pioggia continueranno ad essere convogliate verso il nodo esistente “E”. A circa 20 metri dal nodo “E” e in direzione del nodo di monte “A”, si realizzerà uno sfioratore laterale per la derivazione delle restanti acque di pioggia, da convogliare attraverso il nuovo collettore “B-C-D” che, dopo circa 50 metri, scaricherà tali portate a mare.

Il collettore “B-C-D” non raccoglie acque meteoriche lungo il proprio percorso, pertanto, non sarà necessario prevedere derivazioni di ulteriori portate di pioggia.

La portata di massima pioggia del tratto “AE” è pari a:  $Q_{20} = 1.066,00$  l/s.

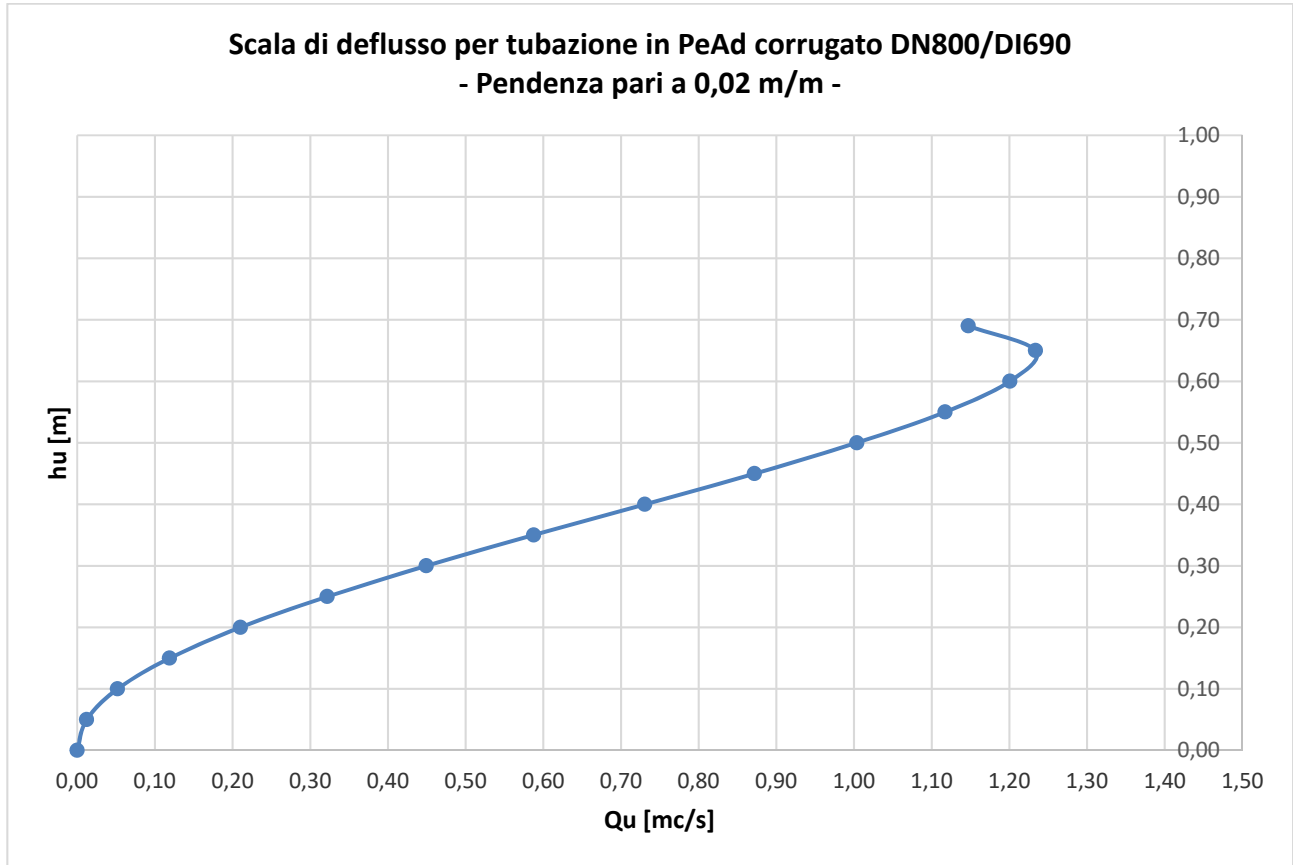
La portata da derivare verso il collettore “B-C-D” sarà quindi pari a:

$$Q_d = Q_{pp} - Q_{20} = 1.066 - 36,11 \approx 1.030 \text{ l/s}$$

Il collettore “B-C-D” è costituito da una tubazione in PeAd Corrugato DN930/DI800, quindi, con diametro interno da 800 mm. La pendenza del tratto è di circa lo 0,5 % (0,005 m/m) che porta a determinare una velocità di moto uniforme (corrente lenta) di 2,19 m/s e un’altezza di moto uniforme pari a 0,70 m con grado di riempimento pari a circa 87,5%.

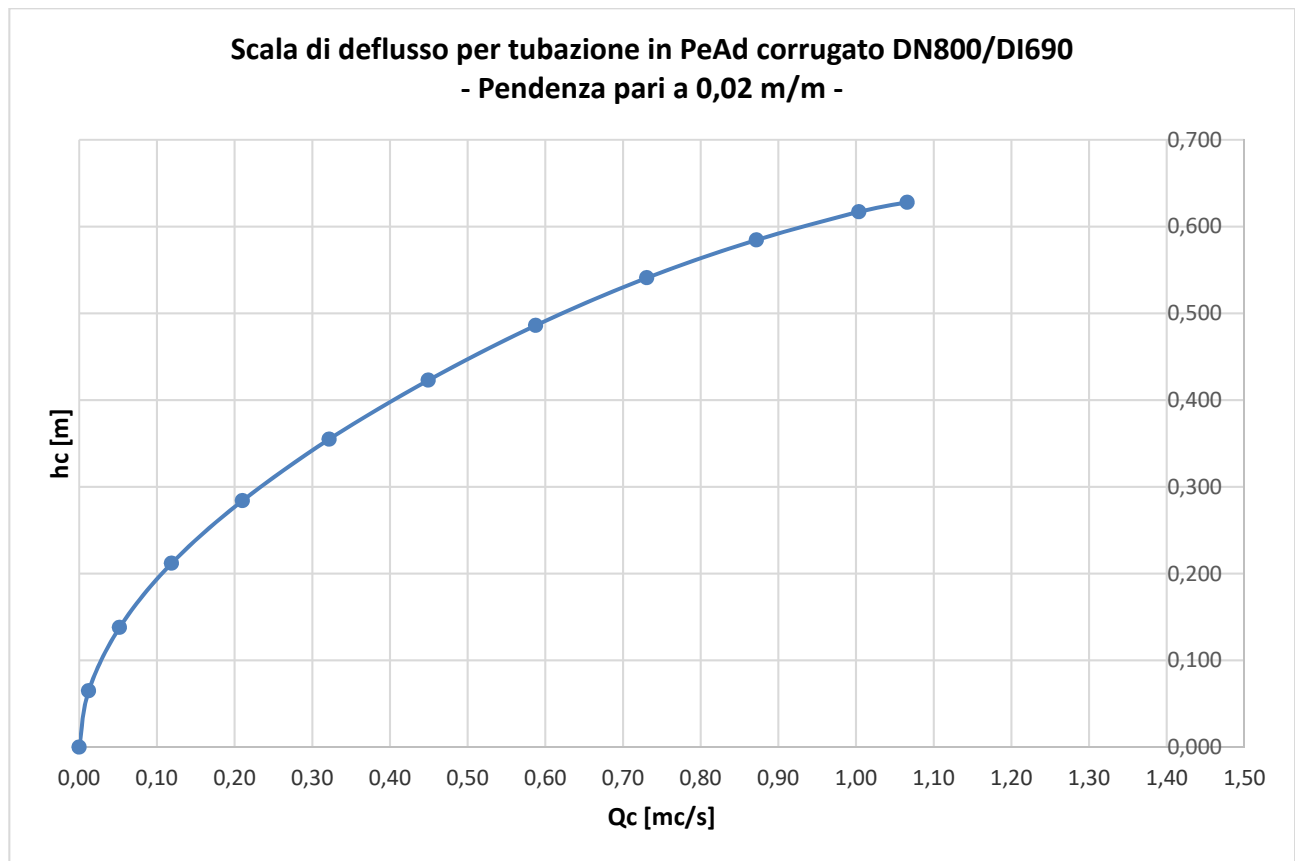
### 5.2.2 Dati idraulici dei collettori "AB" e "BE"

Si premettono le scale di deflusso per la tubazione esistente che essendo in corrente lenta, sono state elaborate, sia in condizioni di moto uniforme (**u**) sia in condizione di stato critico (**c**).



Scala di deflusso in condizioni di moto uniforme





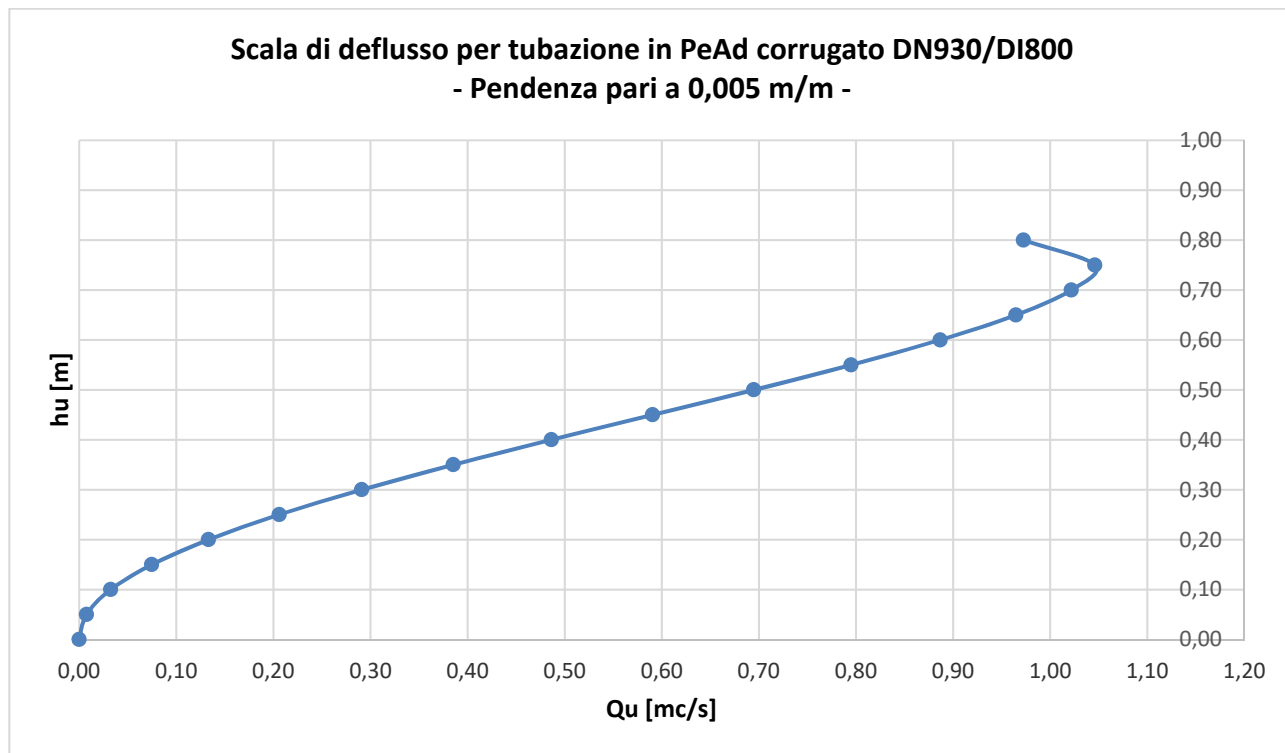
**Scala di deflusso in condizioni di stato critico**

Si riepilogano, infine, i dati idraulici dei tratti "AB" e "BE":

TRATTO	Pend.	DNe	Q	Vu	hu	hc	Vc
	[m/m]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m/s]	[m]	[m]	[m/s]
<b>AB</b>	0,02000	800	1,066	3,15	0,50	<b>0,63</b>	<b>2,52</b>
<b>BE</b>	0,02000	800	0,0361	1,33	0,10	<b>0,12</b>	<b>0,90</b>

### 5.2.3 Dati idraulici del collettore "B-C-D"

Si premette la scala di deflusso per la tubazione esistente tenendo conto che la corrente è lenta, pertanto, si riportano solo i dati nelle condizioni di moto uniforme.



#### Scala di deflusso in condizioni di moto uniforme

Riepiloghiamo i dati idraulici dei tratti "BC" e "CD":

TRATTO	Pend.	DNe	Q	Vu	hu	hc	Vc
	[m/m]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m/s]	[m]	[m]	[m/s]
<b>BC</b>	0,00500	930	1,030	<b>2,19</b>	<b>0,70</b>	0,62	2,48
<b>CD</b>	0,00500	930	1,030	<b>2,19</b>	<b>0,70</b>	0,62	2,48

## 5.2.4 Derivazione delle portate di pioggia superiori alle portate di prima pioggia – Dimensionamento e verifica della soglia di stramazzo

### 5.2.4.1 Premessa e dati di input

Per correnti a pelo libero, il dimensionamento della soglia di stramazzo delle portate di pioggia è stato alquanto complesso, in quanto, come si evince dai dati idraulici riportati anche in precedenza, il tratto è a forte pendenza, pertanto, la portata in arrivo da monte segue le condizioni di corrente veloce.

Si riepilogano i dati di portata di base con i relativi simboli:

- Portata di monte =  $Q_m = 1.066$  l/s
- Portata di valle =  $q_v = 36$  l/s
- Portata da derivare =  $Q_d = Q_m - q_v = 1.030$  l/s

In questo caso particolare, si crea la situazione che la massa idraulica che deve proseguire verso valle ( $q_v$ ) è molto ridotta, sia rispetto alla massa idraulica proveniente da monte ( $Q_m$ ), sia rispetto alla massa idraulica da derivare ( $Q_d$ ).

Siccome l'obiettivo è derivare quasi tutta la portata proveniente da monte, l'unica soluzione percorribile è quella di creare un limite fisico verso valle, costituito da una parete in c.a. al fondo del quale realizzare una luce sottobattente atta a far passare la  $q_v$  e di creare una soglia sfiorante/stramazzone della portata  $Q_d$  in modo che la corrente divenga lenta.

L'altezza efficace della soglia è stata condotta secondo dati bibliografici e sperimentali, pertanto, è stata posta pari all'altezza di stato critico corrispondente alla portata di monte, che è pari a circa 0,60 m dal fondo della tubazione, in modo che sia possibile considerare costante l'energia lungo tutta la soglia.

Tutti i risultati riportati di seguito, sono stati determinati a seguito di numerose iterazioni e verifiche.

### 5.2.4.2 Determinazione del profilo idraulico al di sopra della soglia

La determinazione del profilo idraulico risulta sufficientemente agevole avendo premesso tutti i dati in precedenza. Indicando con "0" la sezione finale dello stramazzo, da valle verso monte, cioè la sezione in corrispondenza della luce di fondo, è possibile calcolare il profilo idraulico nel seguente modo:

#### ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI

- l'altezza idrica iniziale  $H_0$  è pari a 1,053 m, pari all'altezza idrica a monte della soglia sommata all'energia cinetica della portata che prosegue verso valle dopo la luce di fondo, cioè:

$$H_0 = h_m + q_v^2/2g\sigma^2$$

- il valore di  $q_v$  è stato posto pari a quello effettivo calcolato di seguito e pari a circa 120 l/s
- in tal modo, avendo un'altezza della soglia pari a 0,60 m, si determina un'altezza residua sulla soglia di 0,453 m
- si fissa un passo sulla soglia indicato come  $\Delta s$
- si calcola la portata derivata sulla soglia con la seguente:

$$q_{d0} = \mu \cdot \Delta s \cdot (2 \cdot g)^{0,5} \cdot (H_0 - c)^{1,5}$$

dove:

$\mu$  = coefficiente di efflusso

$\Delta s$  = passo sulla soglia pari a 0,10 m

$g$  = accelerazione di gravità posta pari a 9,81 m/s<sup>2</sup>

$c$  = altezza sulla soglia posta pari a 0,60 m

Determinata la portata  $q_{d0}$ , si determina la portata:

$$Q_{m1} = Q_m - q_{d0}$$

Dalla scala di deflusso, entrando  $Q_{m1}$ , si determina  $H_1$  che, nel nostro caso, sarà inferiore ad  $H_0$ .

Si procede in maniera iterativa fino a che:

$$Q_d = \Sigma q_{di} = 1.030 \text{ l/s}$$

I calcoli sono riportati di seguito in forma tabellare e grafica.

**ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI**

<b>Sezione</b>	<b>H-c</b>	<b>Q<sub>d</sub></b>	<b>q<sub>d</sub></b>
	<b>m</b>	<b>mc/s</b>	<b>mc/s</b>
0	0,453		0,082
		0,082	
1	0,439		0,079
		0,161	
2	0,425		0,075
		0,236	
3	0,411		0,071
		0,307	
4	0,397		0,068
		0,374	
5	0,383		0,064
		0,438	
6	0,369		0,061
		0,499	
7	0,355		0,057
		0,556	
8	0,341		0,054
		0,610	
9	0,327		0,048
		0,658	
10	0,313		0,045
		0,703	
11	0,299		0,042
		0,746	
12	0,285		0,039
		0,785	
13	0,271		0,037
		0,822	
14	0,257		0,034
		0,855	
15	0,243		0,031
		0,886	
16	0,229		0,028
		0,915	
17	0,215		0,026
		0,940	
18	0,201		0,023
		0,964	

Sezione	H-c	Q <sub>d</sub>	q <sub>d</sub>
	m	mc/s	mc/s
19	0,187		0,021
		0,985	
20	0,173		0,019
		1,003	
21	0,159		0,016
		1,020	
22	0,145		0,010
		1,030	

Allo step n° 22, cioè dopo circa 2,20 metri sarà possibile derivare tutta la portata.

Per una coerenza dimensionale con i prefabbricati disponibili in commercio, si è scelto di utilizzare una larghezza totale interna della vasca pari a 3,00 metri, in modo che la vena al di sopra della soglia sia sempre areata.

In conclusione, si determinano i seguenti dati dimensionali:

- una lunghezza teorica della soglia **L** = 2,20 metri
- una lunghezza reale della soglia **L** = 3,0 metri
- un'altezza della soglia **a** = 0,60 m

#### **5.2.4.3 Determinazione del profilo di corrente a monte e a valle e posizionamento del risalto idraulico**

Il profilo di corrente verso valle prosegue attraverso la sezione contratta determinata dalla luce di fondo e tende verso lo stato di moto uniforme corrispondente alla portata di 120 l/s, che è pari a circa 0,16 m.

Il profilo verso monte deve passare attraverso un risalto idraulico.

In termini di quantità di moto, il confronto è immediatamente possibile tra **Q<sub>m</sub>** e **Q<sub>d</sub>**:

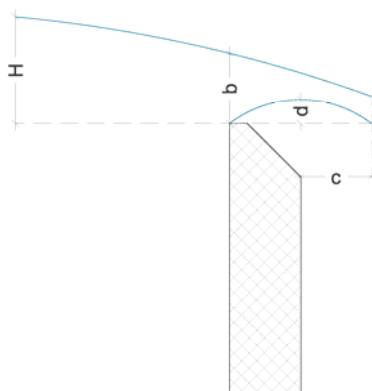
$$M_{Q_m} = 0,3573 \cdot 0,314 + 1,066^2 / (9,81 \cdot 0,3573) = 0,112 + 0,324 = \mathbf{0,436 \text{ mc}}$$

$$M_{Q_d} = 0,3739 \cdot 0,745 / 2 + 1,066^2 / (9,81 \cdot 0,3739) - 0,15 = 0,139 + 0,309 - 0,15 = \mathbf{0,298 \text{ mc}}$$

Siccome i due valori sono abbastanza vicini e influenzati dal fatto che la tubazione in ingresso al pozzettone "B" compie un salto di circa 15 cm, il risalto è praticamente ondulato e minimo a circa 1,00 metro dall'ingresso della tubazione verso monte, cioè tale da non condizionare il funzionamento sulla soglia.

#### 5.2.4.4 Determinazione della vena stramazzante al di sopra della soglia

Definiamo i parametri fisici come da figura seguente:



Con riferimento ai dati precedenti, per ogni sezione sulla soglia è possibile determinare i tre parametri della vena:

Sezione	H-c	b	c	d
	m	m	m	m
0	0,453	0,390	0,294	0,045
1	0,439	0,378	0,285	0,044
2	0,425	0,366	0,276	0,043
3	0,411	0,353	0,267	0,041
4	0,397	0,341	0,258	0,040
5	0,383	0,329	0,249	0,038
6	0,369	0,317	0,240	0,037
7	0,355	0,305	0,231	0,036
8	0,341	0,293	0,222	0,034
9	0,327	0,281	0,213	0,033
10	0,313	0,269	0,203	0,031
11	0,299	0,257	0,194	0,030
12	0,285	0,245	0,185	0,029
13	0,271	0,233	0,176	0,027
14	0,257	0,221	0,167	0,026
15	0,243	0,209	0,158	0,024
16	0,229	0,197	0,149	0,023
17	0,215	0,185	0,140	0,022
18	0,201	0,173	0,131	0,020
19	0,187	0,161	0,122	0,019
20	0,173	0,149	0,112	0,017
21	0,159	0,137	0,103	0,016
22	0,145	0,125	0,094	0,015

**5.2.4.5 Determinazione dell'effettiva portata che prosegue verso valle «  $q_v$  »**

L'altezza della luce è stata posta pari a 0,15 m dopo una serie di iterazioni, come già illustrato nel paragrafo precedente.

Il foro è ricavato nella parete del pozzetto "B", ma su una tubazione circolare in uscita.

Per la teoria della Foronomia, il flusso idrico passa attraverso una sezione contratta, la cui altezza è pari a circa 0,61 (determinazione teorica di Kirchhoff) della sezione effettiva.

La formula per il calcolo della portata effettivamente effluente è pari a:

$$q_v = \mu \cdot \sigma \cdot (2g \cdot (H - C_c \cdot a))^{0,5}$$

dove:

- $\mu$  = coefficiente di efflusso pari a 0,60
- $\sigma$  = sezione della luce = 0,046 m<sup>2</sup>
- $g$  = accelerazione di gravità posta pari a 9,81 m/s<sup>2</sup>
- $a$  = altezza sulla soglia posta pari a 0,15 m
- $C_c$  = coefficiente di contrazione = 0,61
- $H$  = altezza idrica totale a monte della soglia partendo dal fondo della tubazione

Dalle calcolazioni precedenti si determina un'altezza idrica H pari a: 1,053 m

Si determina un valore effettivo della portata che prosegue verso valle pari a:

$$q_v = 120,00 \text{ l/s}$$

Come detto nelle premesse la portata effettivamente effluente può essere maggiore di quella teorica.

Nel nostro caso si ha:

$$E_{ff} = 36,11 / 120,00 = 0,30$$

Tale valore è nei limiti dei valori desunti da bibliografia ed è assolutamente compatibile con il sistema di valle, in quanto il collettore "EF" convoglia una portata superiore ai 1.100 l/s ed è compatibile idraulicamente come si evince dalle calcolazioni successive.

Il tratto "BE" che s'immette nel tratto "EF", inoltre, ha un fondo fogna che è superiore al massimo livello idrico raggiungibile nel tratto "EF", pertanto, non può essere rigurgitato.



### **5.3 INTERVENTO 4.3 – RACCOLTA ACQUE C.SO UMBERTO I**

Si propone la realizzazione di n° 3 griglioni di progetto indicati come "G01", "G02" e "G03".

Il griglione "G01" presumibilmente raccoglierà il maggior quantitativo di acque, soprattutto quelle provenienti da via A. Compagnone/Largo Tranvai, pertanto, sono stati previsti due pozzetti (pB01 e pB02) in uscita dal griglione "G01". Il griglione "G02" sarà collegato al pozzetto "pB03" e il griglione "G03" sarà collegato al pozzetto "pB04". Tutti i collegamenti saranno con tubazione DN200 in PeAd corrugato. Per ognuno dei pozzetti "pB01-pB02-pB03-pB04" è stato previsto un convogliamento attraverso una tubazione DN200 e con tale diametro, onde evitare le interferenze con la tubazione idrica presente su Lungomare Sandro Pertini, proseguiranno fino ai pozzetti di progetto di tipo carrabile "PB01" e "PB02". Da tali pozzetti, con un DE350/DI300 con maggiore pendenza, le portate saranno convogliate nel pozzetto esistente "E".

Ogni griglione è dimensionato per convogliare una portata non inferiore a 25 l/s.

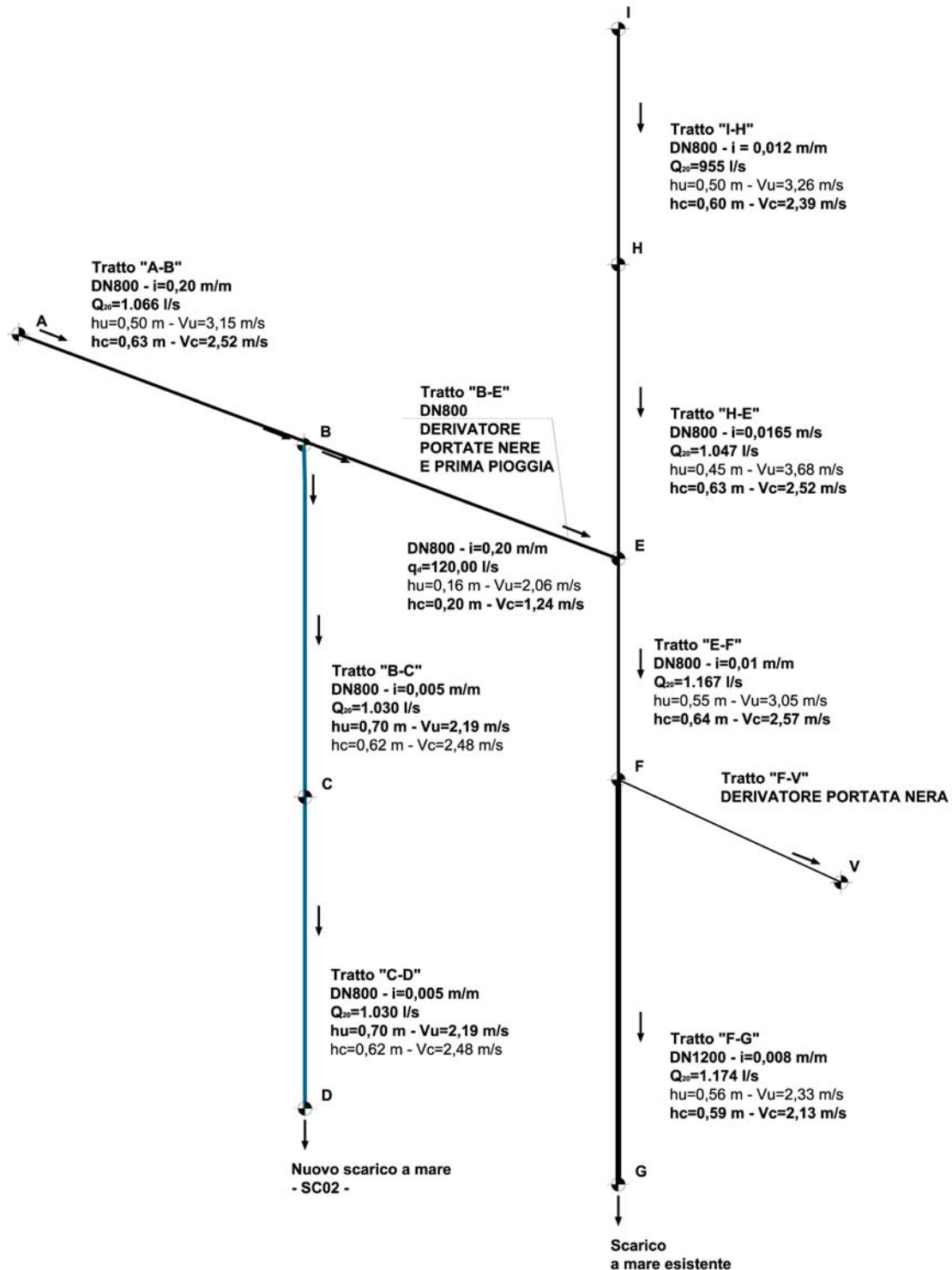
Nel caso del griglione "G01" la portata totale va suddivisa in due tubazioni DN200 che con pendenza di circa 1,5% (0,015 m/m) e una portata di 12,5 l/s hanno un grado di riempimento del 45% e velocità pari a 1,25 m/s.

I griglioni "G02" e "G03" convogliano i 25 l/s ognuno in una tubazione DN200. Ogni tratto ha la pendenza di circa 1,5% (0,015 m/m) pertanto convogliano i 25 l/s con grado di riempimento pari al 70% e velocità pari a 1,58 m/s.

Avendo un surplus di capacità dal griglione "G01" è stata scelta una tubazione finale DN350 e diametro interno pari a 300 mm che con una pendenza del 1,0% (0,01 m/m) è capace di convogliare fino a 85 l/s (superiore ai 75 l/s dei tre griglioni) con un grado di riempimento pari al 70% e velocità pari a 1,59 m/s.

## 6 VERIFICA IDRUALICA A SEGUITO DEGLI INTERVENTI PROGETTUALI

A seguito degli interventi di progetto, come riportato nel grafico e nelle tabelle successive, si evince che il sistema complessivamente beneficia degli interventi, non essendoci tratti insufficienti.



<b>CARATTERISTICHE DEI TRATTI</b>				
<b>TRATTO</b>	<b>NOME STRADA</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>	<b>Pend.</b>	<b>DNe</b>
			<b>[m/m]</b>	<b>[mm]</b>
<b>IH</b>	<b>VIALE COMPAGNONE LARGO TRANVAI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01200	800
<b>HE</b>	<b>LARGO TRANVAI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01650	800
<b>AB</b>	<b>VIA G. MATTEOTTI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,02000	800
<b>BE</b>	<b>VIA G. MATTEOTTI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,02000	800
<b>EF</b>	<b>GIARDINETTI</b>	<b>DN800 IN MATERIALE PLASTICO</b>	0,01000	800
<b>FG</b>	<b>GIARDINETTI SCARICO A MARE</b>	<b>DN1200 IN PIETRA RIVESTITA</b>	0,00800	1200
<b>BC</b>	<b>LUNGOMARE YALTA</b>	<b>DN930 INTERNO IN PEAD CORRUGATO</b>	0,00500	930
<b>CD</b>	<b>LUNGOMARE YALTA</b>	<b>DN930 INTERNO IN PEAD CORRUGATO</b>	0,00500	930

**ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI**

CARATTERISTICHE DEI TRATTI			Calcolo della portata al colmo di piena									
TRATTO	Pend.	DNe	S <sub>c</sub>	S	φ	K	r	tp	μ(tp, T=20)	i(tp, T=20)	Q <sub>20</sub>	u <sub>20</sub>
	[m/m]	[mm]	[ha]	[ha]	[-]	[ore]	[-]	[ore]	[mm]	[m/ora]	[m <sup>3</sup> /s]	[l/s*ha]
<b>IH</b>	0,01200	800	5,000	5,000	0,83	0,107	1,950	0,209	20,196	0,097	0,955	212
<b>HE</b>	0,01650	800	0,300	5,300	0,83	0,096	2,000	0,193	19,094	0,099	1,047	220
<b>AB</b>	0,02000	800	5,000	5,000	0,83	0,088	2,000	0,175	17,874	0,102	1,066	237
<b>BE</b>	0,02000	800	Portate di prima pioggia provenienti dal nodo "B"								0,120	
<b>EF</b>	0,01000	800	0,700	6,000	0,83	0,122	1,900	0,232	21,620	0,093	1,167	203
<b>FG</b>	0,00800	1200	0,050	6,050	0,83	0,133	1,850	0,247	22,529	0,091	1,174	216
<b>BC</b>	0,00500	930	0,010	5,210	0,83	0,153	1,950	0,298	25,389	0,085	1,030	220
<b>CD</b>	0,00500	930	0,010	5,210	0,83	0,153	1,950	0,298	25,389	0,085	1,030	220

ETD.02.04 – RELAZIONE DEI CALCOLI IDRAULICI

CARATTERISTICHE DEI TRATTI			Verifica con Q <sub>MAX</sub>								
TRATTO	Pend.	DNe	Vu	hu	hc	Vc	Htot	Vmedia	Hris	Htot-Hris	Verificato
	[m/m]	[mm]	[m/s]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[m]	(m)	Se Htot - Hris > 0
<b>IH</b>	0,01200	800	3,26	0,50	<b>0,60</b>	<b>2,39</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>HE</b>	0,01650	800	3,68	0,45	<b>0,63</b>	<b>2,52</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>AB</b>	0,02000	800	3,15	0,50	<b>0,63</b>	<b>2,52</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>BE</b>	0,02000	800	2,06	0,16	<b>0,21</b>	<b>1,24</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>EF</b>	0,01000	800	3,05	0,55	<b>0,64</b>	<b>2,57</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>FG</b>	0,00800	1200	2,33	0,56	<b>0,59</b>	<b>2,13</b>	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>BC</b>	0,00500	930	<b>2,19</b>	<b>0,70</b>	0,62	2,48	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>
<b>CD</b>	0,00500	930	<b>2,19</b>	<b>0,70</b>	0,62	2,48	1,00	0,00	0,00	1,00	<b>Non in pressione</b>