

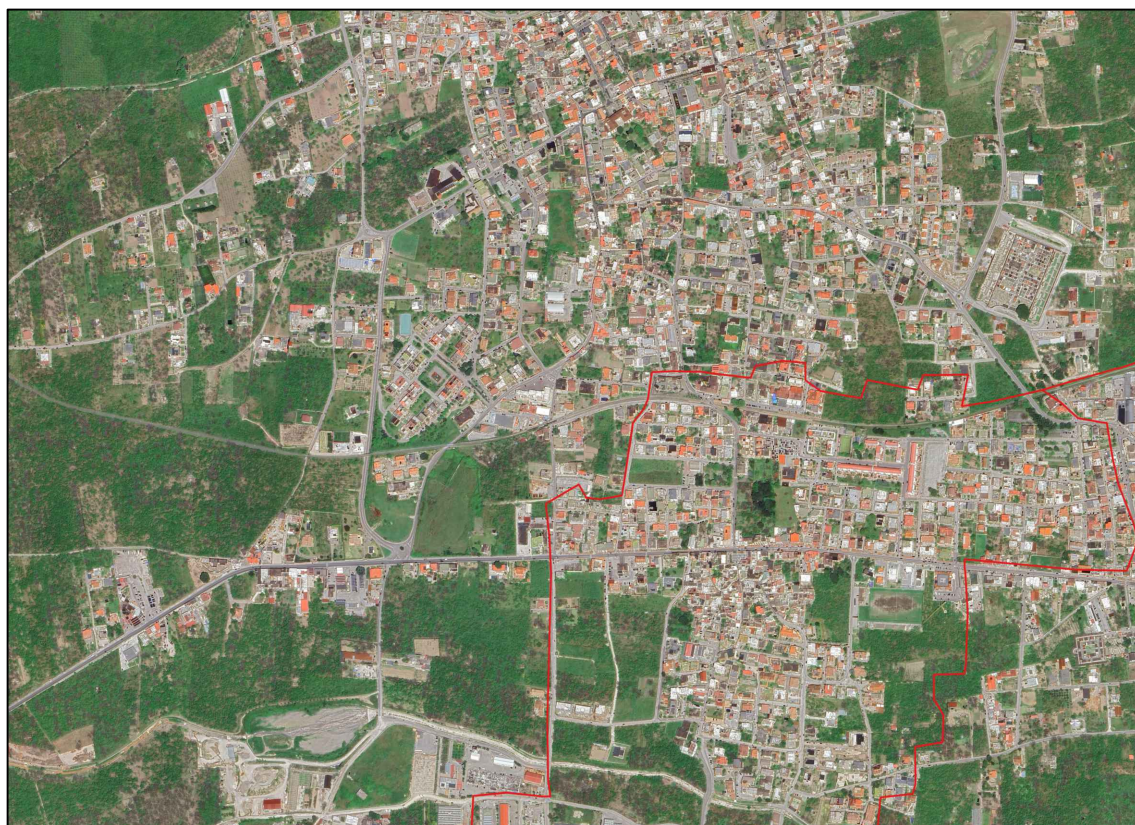


COMUNE DI AVELLA (AV)

Realizzazione di un impianto per lo scolmatore di piena e collettore emissario, nuovi tratti di rete fognaria, monitoraggio delle acque, miste e raccolta acque bianche.

CUP: J22E25000040006

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



Titolo elaborato

Relazione idraulica ed idrologica

Elaborato

ED.02

Redatto da

U.T.C. Avella

Scala :

Data : Giugno 2026



INDICE

1. Premessa	1
2. Rete fognaria	1
2.1 Rete fognaria esistente	1
2.2 Rete di drenaggio e fognaria di progetto	2
3. Criteri progettuali adottati per la progettazione degli interventi	3
3.1 Scelta dei materiali delle nuove condotte	4
3.2 Calcolo delle portate fecali	4
3.3 Calcolo delle portate di pioggia	5
3.3.1 Curva di probabilità pluviometrica – Metodo VAPI	6
3.3.2 Curva di probabilità pluviometrica – Analisi idrologica con dati pluviometrici	10
3.3.3 Curva di probabilità pluviometrica – Confronto tra le analisi idrologiche	11
3.3.4 Stima delle portate al colmo di piena	12
3.4 Verifica e dimensionamento idraulico	17
4. Scaricatore di piena	17
4.1 Dimensionamento dello scaricatore di piena	19
5. Risultanze delle calcolazioni	20
5.1 Portate fecali	20
5.2 Portate meteoriche	23
5.3 Scaricatore di piena	26



1. PREMESSA

Il presente elaborato progettuale riporta le valutazioni idrologiche e le verifiche idrauliche condotte ai fini del dimensionamento delle opere previste in progetto.

L'intervento riguarda la razionalizzazione e il potenziamento del sistema fognario e di drenaggio urbano del Comune di Avella, con l'obiettivo di migliorare la raccolta, il convogliamento e la gestione delle acque meteoriche, riducendo le criticità idrauliche che si manifestano durante eventi pluviometrici intensi. Gli interventi sono orientati, ove tecnicamente possibile, alla progressiva separazione delle acque reflue nere dalle acque meteoriche, in coerenza con i principi di corretta gestione delle reti urbane e con l'assetto dei recapiti esistenti.

Nello specifico, il progetto prevede la realizzazione di un collettore scatolare destinato alla raccolta e al convogliamento delle acque meteoriche nel tessuto urbanizzato, l'esecuzione di nuovi tratti di drenaggio urbano e di estendimento della rete fognaria, nonché la realizzazione di uno scolmatore di piena lungo la SS7bis. Tale manufatto è finalizzato alla separazione delle portate meteoriche dalle acque reflue e alla riduzione dei fenomeni di sovraccarico, rigurgito e allagamento che interessano il nodo stradale tra via Carlo III e la SS7bis.

2. RETE FOGNARIA

Nel presente capitolo si descrive la rete fognaria esistente nonché la scelta dei materiali adottati per i tronchi fognari oggetto di intervento.

2.1 Rete fognaria esistente

La rete fognaria oggetto di intervento è una rete di tipo misto che colletta sia le acque nere che le acque bianche di pioggia che provengono dalle superfici impermeabilizzate del centro abitato. Essa è costituita da condotte e tronchi fognari realizzati più di 30 anni fa in materiale lapideo con sezione circolare per i tratti di monte e/o ovoidale nei tratti più a valle. La rete fognaria scarica nei collettori scatolari previsti lungo la SS7bis.

Inoltre, allo stato attuale, la rete fognaria e di drenaggio risulta frammentata e non adeguatamente strutturata ai fini della riduzione dell'inquinamento dei corpi idrici recettori. Per tale ragione, le opere previste in progetto sono finalizzate al miglioramento della distrettualizzazione delle reti, nonché alla



progressiva separazione dei flussi di acque reflue nere e acque meteoriche, in coerenza con i principi di corretta gestione del sistema fognario e di tutela ambientale previsti dalla normativa vigente.

2.2 Rete di drenaggio e fognaria di progetto

Come indicato in premessa e nella relazione generale, gli interventi previsti sulla rete fognaria e sul sistema di drenaggio urbano sono orientati alla progressiva separazione delle acque reflue nere dalle acque meteoriche, nonché all'adeguamento, al completamento e alla razionalizzazione del sistema di collettamento comunale.

Nello specifico, il progetto prevede la realizzazione di un collettore scatolare destinato alla raccolta e al convogliamento delle acque meteoriche insistenti sul territorio urbanizzato, oltre alla realizzazione di ulteriori tratti fognari e di drenaggio urbano. Tali tratti saranno realizzati con configurazione di tipo misto o separato in funzione dell'assetto della rete esistente, della tipologia del recapito disponibile e delle modalità di convogliamento già presenti sul territorio, al fine di garantire continuità idraulica e funzionale con il sistema ricevente.

I tratti fognari e di drenaggio previsti quale completamento della rete esistente sono di seguito descritti:

- Tratto A-B: realizzazione di una fognatura di tipo misto per la raccolta e il convogliamento delle acque reflue e meteoriche lungo il tratto viario di collegamento tra via A. Vittoria e via Parroco Ercolino, con recapito nel collettore fognario esistente ubicato lungo via Parroco Ercolino;
- Tratto C-D: realizzazione di una rete di tipo separato lungo via Tora, costituita da una condotta per le acque meteoriche, con recapito nell'alveo Clanio, e da una condotta per le acque nere, con recapito nel collettore fognario esistente lungo la medesima via;
- Tratti E-F ed E'-F': realizzazione di una fognatura di tipo misto per la raccolta e il convogliamento delle acque reflue lungo via delle Centurie, con recapito nel collettore fognario esistente ubicato lungo via Libertà;
- Tratto G-H: realizzazione di una rete di tipo separato lungo via Parroco Ercolino, destinata alla raccolta e al convogliamento delle acque meteoriche e delle acque nere, con recapito nei collettori fognari esistenti presenti lungo il medesimo asse viario;



- Tratto I-J: realizzazione di una fognatura di tipo misto, con condotta DN500, per la raccolta e il convogliamento delle acque reflue lungo via Raffaele Sanzio, con recapito nel collettore fognario esistente ubicato lungo la Strada Statale 7bis;
- Tratto K-L: realizzazione di una rete di tipo separato lungo la traversa di via Parroco Ercolino, costituita da una condotta DN400 per le acque meteoriche e da una condotta DN250 per le acque nere, con recapito nelle condotte fognarie esistenti lungo via Tombe Romane.

Inoltre, nell'ambito degli interventi di drenaggio urbano, è prevista la realizzazione di un pozzetto di confluenza in corrispondenza del Nodo 1, ubicato all'incrocio tra via Carlo III e via Duca Capece Galeota. Tale manufatto è finalizzato a garantire la corretta predisposizione idraulica del sistema e a consentire, in una successiva fase di sviluppo, la realizzazione di ulteriori tratti di drenaggio a servizio del territorio comunale.

Infine, al fine di mitigare i fenomeni di allagamento urbano che interessano il territorio comunale, il progetto prevede la realizzazione di uno scolmatore di piena lungo la Strada Statale SS7bis. Il manufatto sarà destinato all'intercettazione e all'allontanamento delle portate meteoriche drenate dai collettori presenti lungo l'asse stradale, con recapito finale nell'alveo Sciminaro, contribuendo alla riduzione del sovraccarico della rete esistente e dei fenomeni di rigurgito e ristagno in occasione di eventi pluviometrici intensi.

3. CRITERI PROGETTUALI ADOTTATI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

La progettazione della rete fognaria è stata elaborata prevedendo:

1. diametri minimi interni coerenti con quanto indicato nella circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 11633 del 1974: diametro maggiore e/o uguale a 200 mm trattandosi di fognature nere. Tale dimensione minima è data dalla necessità di evitare intasamenti delle condotte a causa della presenza di elementi solidi grossolani;
2. spechi circolari per diametri inferiori a 1000 mm, spechi scatolari/rettangolari per dimensioni superiori a 1000 mm. Data l'impossibilità di individuare
3. una gamma ridotta di diametri/dimensioni;
4. materiali caratterizzati da una posa rapida (elementi prefabbricati);



5. un grado di riempimento massimo pari a 80% nel caso di dimensioni interne superiori o uguali a 400 mm e pari a 60% nel caso di dimensioni interne inferiori a 400 mm.
6. pendenze non inferiori al 0,5% al fine di garantire un migliore deflusso delle portate minime e, comunque, tali da garantire “la velocità di autopulibilità” così come definita dalla norma UNI EN 752-4: Per le connessioni di scarico ed i collettori di fognatura di diametro ridotto l'autopulibilità può essere generalmente raggiunta garantendo o che venga raggiunta almeno una volta la giorno la velocità minima di 0,5 m/s o che venga specificata una pendenza minima di 1:DN”.

La verifica delle condotte esistenti e il dimensionamento dei nuovi tratti fognari da posare è stata effettuata stimando le portate nere e le portate di pioggia come indicato nel seguito.

3.1 Scelta dei materiali delle nuove condotte

La scelta dei materiali delle condotte fognarie è stata definita in funzione delle caratteristiche dimensionali e prestazionali dei singoli tronchi, della resistenza meccanica richiesta, della durabilità, della compatibilità chimica con i reflui e le acque convogliate, nonché della continuità con la rete esistente. Per i tratti di minore diametro, indicativamente inferiori a DN1000, è previsto l'impiego di tubazioni in PEAD corrugato SN8, in coerenza con i tronchi fognari di recapito e al fine di garantire adeguate prestazioni meccaniche e funzionali. Per i collettori di maggiori dimensioni, assimilabili a sezioni superiori a DN1000, è prevista la realizzazione mediante elementi scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato, idonei ad assicurare elevata capacità idraulica, resistenza strutturale e durabilità dell'opera.

3.2 Calcolo delle portate fecali

Per la determinazione della dotazione idrica si fa riferimento al Piano d'Ambito dell'A.T.O. n. 1 Calore Irpino, in cui ricade il Comune di Avella, che individua per il suddetto comune una dotazione idrica $d=300 \text{ L/ab/d}$. È opportuno precisare che, a causa di perdite idriche in fase di distribuzione e l'utilizzo di acqua che, per loro natura, non comporta un rilascio in fognatura, non tutta l'acqua immessa in rete raggiunge gli spechi fognari; pertanto, per tenere conto di tali perdite si ritiene necessario utilizzare un coefficiente afflusso in fogna pari a 0,8.

Pertanto, la portata media nera sarà data dalla seguente relazione:



$$Q_{mn} = \frac{0,8 \cdot N_{ab} \cdot d}{s}$$

dove:

- **Q_{mn}** è la portata media nera, espressa in L/s;
- **N_{ab}** è il numero di abitanti gravanti sul tronco fognario;
- **d** è la dotazione idrica media espressa in L/ab/g;
- **s** è il coefficiente di conversione da giorni a secondi pari a 86.400 s.

La portata nera di punta è ottenuta, invece, moltiplicando la portata media nera per il “coefficiente di punta”:

$$Q_p = C_p \cdot Q_{mn}$$

Il “coefficiente di punta” si esprime in funzione del numero di abitanti equivalenti totali e serviti, utilizzando la formula di Babbitt:

$$C_p = 5 \cdot P^{-0,2}$$

Con **P**, il numero di abitanti espresso in migliaia e **C_p**, rappresenta il “coefficiente di punta”.

Per quanto riguarda il numero di abitanti da servire, a vantaggio di sicurezza, è stato ripreso il valore di 7.996 determinata come massimo n. di abitanti nel ventennio 2003-2023 anche se la popolazione è in calo dagli ultimi 10 anni. Il coefficiente di punta, pertanto, è risultato pari a 3,30.

La determinazione delle portate fecali è avvenuta mediante specifico rilievo di campo, attraverso il quale sono stati identificati gli edifici gravanti sul singolo tratto fognario. Pertanto, la determinazione degli abitanti equivalenti è avvenuta considerando n. 4 abitanti per singola abitazione.

3.3 Calcolo delle portate di pioggia

L'analisi idrologica è stata condotta per valutare le portate al colmo di piena che possono defluire nelle sezioni più significative del reticolo fognario. Per la stima delle portate meteoriche si è fatto ricorso all'analisi idrologica di tipo indiretto, ovvero si è fatto riferimento alla metodologia proposta nel Rapporto “Valutazione delle Piene in Campania (VAPI)” redatto da Rossi e Villani del C.N.R. / G.N.D.C.I. Tale metodologia è stata affiancata da un'analisi idrologica basata sui dati pluviometrici estrapolati dalle stazioni meteorologiche prossime all'area di intervento.



3.3.1 Curva di probabilità pluviometrica – Metodo VAPI

L'analisi idrologica effettuata nel Rapporto VAPI-Campania, è basata su un'analisi regionale gerarchica dove il modello idrografico si basa sull'ipotesi di una doppia componente dei valori estremi, denominata T.C.E.V. (Two Components Extreme Value), testato su tutto il territorio, per i quali sono stati definiti i valori dei parametri della distribuzione. L'adozione della distribuzione T.C.E.V. è fondata sull'ipotesi che agiscono due meccanismi differenti che generano eventi pluviometrici tra loro indipendenti:

- eventi di natura lieve ma più frequenti;
- eventi di natura intensa ma meno frequenti.

Le considerazioni effettuate nell'ambito del Rapporto VAPI si basano sull'esistenza che esistono ampie aree geografiche i cui parametri statistici di distribuzione delle piogge possono considerarsi costanti.

La funzione di distribuzione di probabilità cumulata $F[K_T]$ del modello T.E.C.V. risultante dal Rapporto VAPI è la seguente:

$$T = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 e^{-\eta K_T} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta} e^{-\eta K_T/\theta_*}\right)}$$

dove:

- Λ_1 e Λ_2 rappresentano il numero medio annuo di eventi pluviometrici indipendenti appartenenti rispettivamente alla componente base ed alla componente straordinaria;
- θ_1 e θ_2 rappresentano il valore medio dell'altezza di pioggia di durata t , rispettivamente per la componente base e per la componente straordinaria;
- η parametro dipendente dai valori precedenti.

$$\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\theta}} \text{ e } \theta_* = \frac{\theta_2}{\theta_1}$$

I suddetti parametri, per la Regione Campania, sono stati determinati nell'ambito del Rapporto VAPI e vengono di seguito rappresentati:

Tabella 1. Parametri del modello TCEV per la Regione Campania

θ_*	Λ_*	Λ_1	η
------------	-------------	-------------	--------



2,136	0,224	41	4,688
-------	-------	----	-------

Mediante tali parametri è quindi possibile definire il fattore di crescita K_T per la Regione Campania riportati nella seguente tabella in funzione del Periodo di Ritorno:

Tabella 2. Valori del fattore di crescita K_T per la Regione Campania

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T	0,87	1,16	1,38	1,64	1,73	1,92	2,03	2,36	2,71	3,17	3,53

La legge di probabilità pluviometrica, che definisce la variazione delle medie del massimo annuale delle intensità di pioggia in funzione della durata della stessa, viene descritta con legge monotona in quanto, le intensità di pioggia per una durata superiore devono essere mediamente inferiori a quelle per una durata inferiore. L'espressione adottata per la Regione Campania è la seguente:

$$\mu_{id} = I_0 / \left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^\beta$$

in cui:

- d e d_c rappresentano, rispettivamente, la durata di pioggia e la durata di pioggia critica espressi in ore;
- μ_{id} e I_0 rappresentano, rispettivamente, le medie e l'intensità di pioggia individuata dal modello a scala regionale espressi in mm/ora;
- β è un fattore dipendente da parametri legati all'altitudine del bacino idrografico. Esso viene determinato con la seguente relazione:

$$\beta = C - D \cdot Z$$

con Z pari all'altitudine media del bacino.

Come anticipato già in precedenza, il Rapporto VAPI suddivide la Regione Campania in 6 aree omogenee (cfr. Figura 1) per le quali i parametri statistici della legge monomia sopra descritta risultano costanti e riportati nella tabella seguente:

Tabella 3. Coefficienti del Metodo VAPI Campania per le zone Omogenee individuate

Zona Omogenea	I_0 (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D \cdot 10^5$
---------------	----------------	-------------	---	----------------



A1	77,08	0,3661	0,7995	8,6077
A2	83,75	0,3312	0,7031	7,7381
A3	116,70	0,0976	0,7380	8,7300
A4	78,61	0,3846	0,8100	24,874
A5	231,8	0,0508	0,8351	10,800
A6	87,87	0,2205	0,7265	8,8476

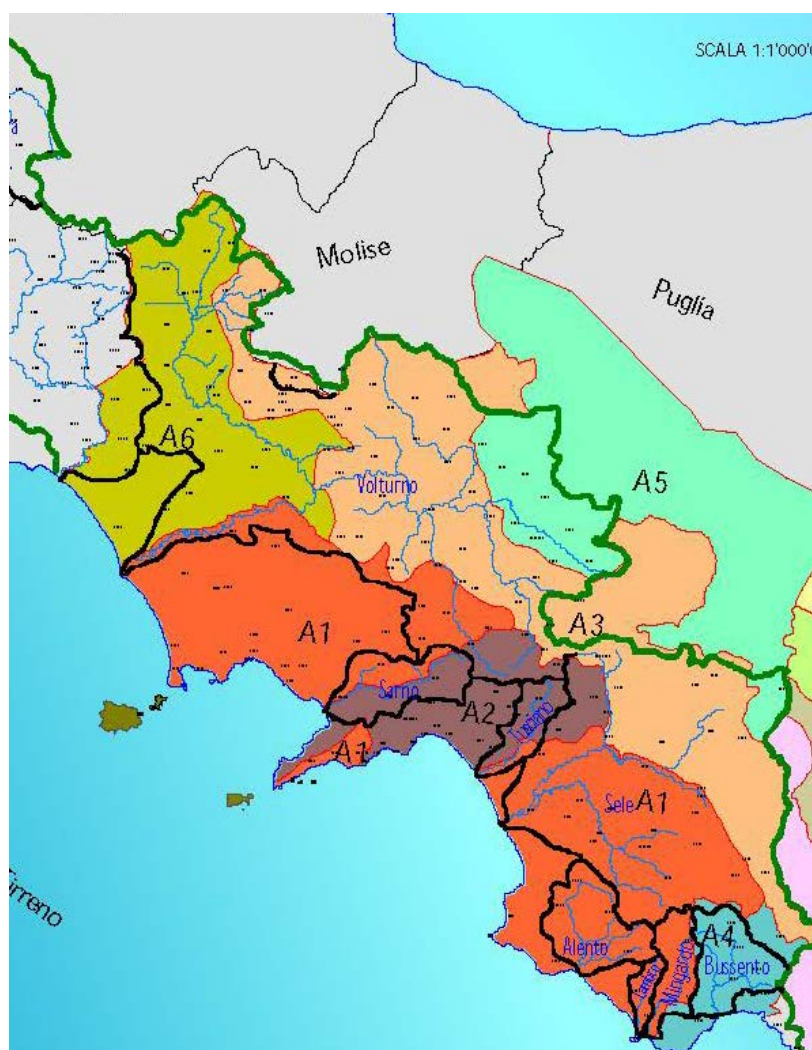


Figura 1. Zone omogenee Regione Campania - Progetto VAPI.

Nel caso specifico, il comune di Avella ricade nell'Area Omogenea A3 con una quota altimetrica pari a 202 m. slm; pertanto, la legge di probabilità pluviometrica ricavata con metodo VAPI, determinata con un Periodo di ritorno pari a 10 anni, per la rete fognaria, e pari a 40 anni per il dimensionamento dello scaricatore di piena, sono così costruite.

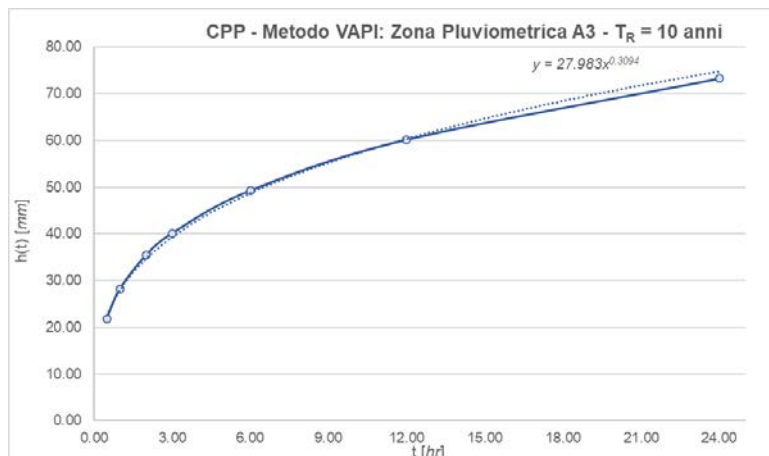


Figura 2. Curva di probabilità pluviometrica con $T_R = 10$ anni.

L'equazione che descrive la Curva di Probabilità Pluviometrica è la seguente:

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 27,98 \cdot t^{0,3094} \quad \text{per } T_R = 10 \text{ anni}$$

Tale curva è stata adottata per svolgere le verifiche e il dimensionamento sulla rete fognaria.

Per il dimensionamento dello scaricatore di piena da realizzare sui collettori di drenaggio su SS 7bis, è stata determinata una diversa curva di probabilità pluviometrica, la quale, sulla base di quanto indicato in precedenza presenta la seguente forma.

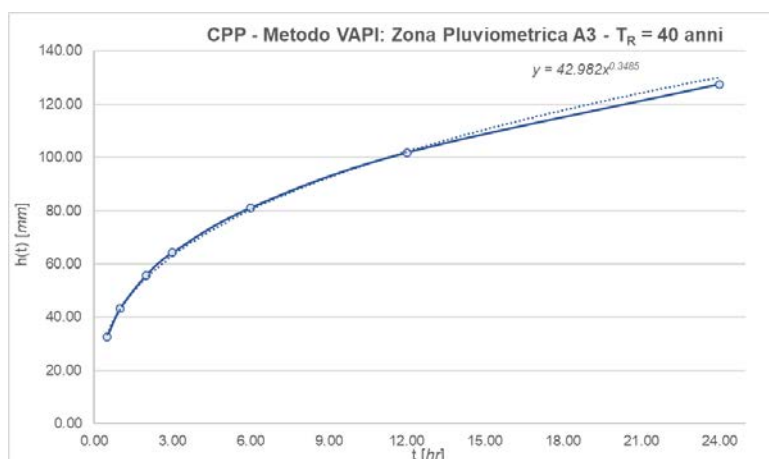


Figura 3. Curva di probabilità pluviometrica con $T_R = 40$ anni.

In tale caso, data l'importanza dei collettori e del manufatto si è adottato un Periodo di ritorno di 40 anni; pertanto, la CPP presenta una curva con la seguente equazione.

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 42,982 \cdot t^{0,3485} \quad \text{per } T_R = 40 \text{ anni}$$



3.3.2 Curva di probabilità pluviometrica – Analisi idrologica con dati pluviometrici

Per la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, si è partiti dai dati di pioggia per le stazioni di misura più prossime al bacino idrografico in analisi. Le stazioni di misura individuate sono quelle site nel comune di Avella, individuata dal Sito “Centro Funzionale Multirischi” della protezione civile Regione Campania.

La stazione di misura di Avella ha rilevato un dato sub-orario nel periodo che va dal 2002 al 2023 ed un dato giornaliero nel periodo che va dal 2002 al 2023. Si è proceduto, quindi, alla definizione della media dei massimi annuali delle altezze di pioggia ai diversi intervalli orari.

Tabella 4. Valori medi delle massime precipitazioni annuali individuate a diversi tempi di pioggia per la stazione di misura di Avella.

Durate [min]	30	60	180	360	720	1440
Durate [h]	0,50	1	3	6	12	24
Altezza di pioggia [mm]	36,24	48,94	62,06	77,23	90,58	108,17
Precipitazione media [mm]	52,71	63,72	86,07	104,05	125,78	152,04

A seguito di tale analisi è stato possibile costruire la CPP relative alla stazione di misura di Avella, la quale si presenta con questa forma.

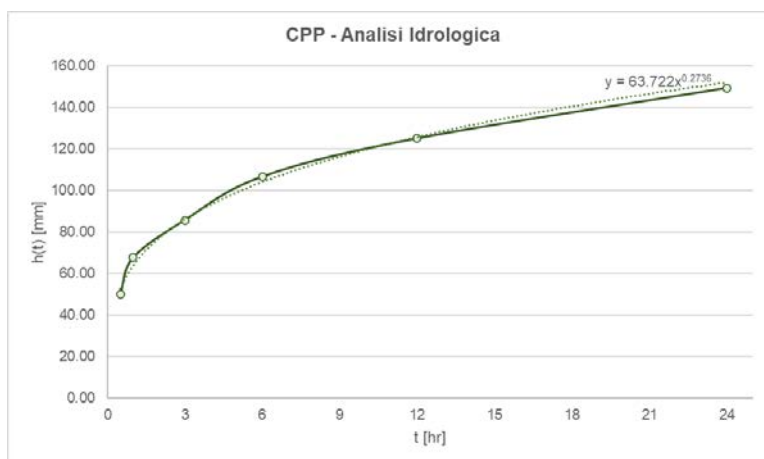


Figura 4. Curva di probabilità pluviometrica ricavata dai dati pluviometrici della stazione di misura di Avella.

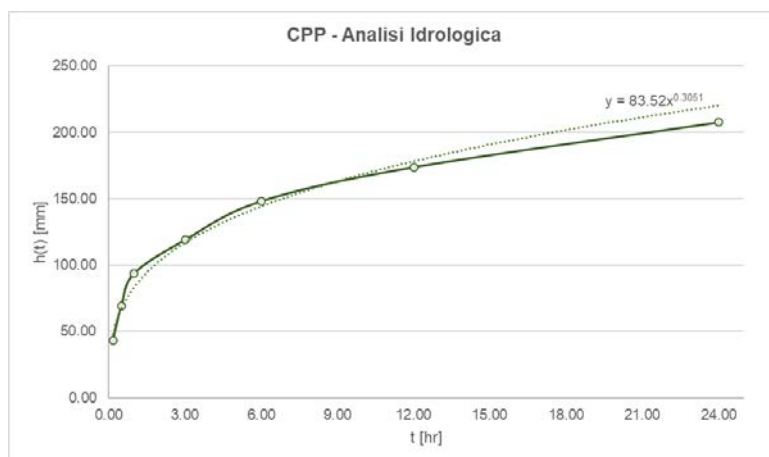
Pertanto, per la determinazione delle portate al colmo di piena si fa riferimento alla curva di probabilità pluviometrica con la seguente equazione:

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 63,72 \cdot t^{0,2736}$$

per $T_R = 10$ anni



Analogamente a quanto indicato in precedenza, per la determinazione della CPP per il dimensionamento dello Scaricatore di piena è stato adottato un Periodo di ritorno pari a 40 anni; pertanto, la CPP assume la seguente forma



la quale curva è descritta dalla seguente equazione:

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 83,52 \cdot t^{0,3051} \quad \text{per } T_R = 40 \text{ anni}$$

3.3.3 Curva di probabilità pluviometrica – Confronto tra le analisi idrologiche

Al fine di definire la curva di probabilità pluviometrica da adottare per il progetto e la verifica idrauliche delle condotte fognarie, sono state confrontate le due curve di probabilità pluviometrica come riportato nel seguente grafico.

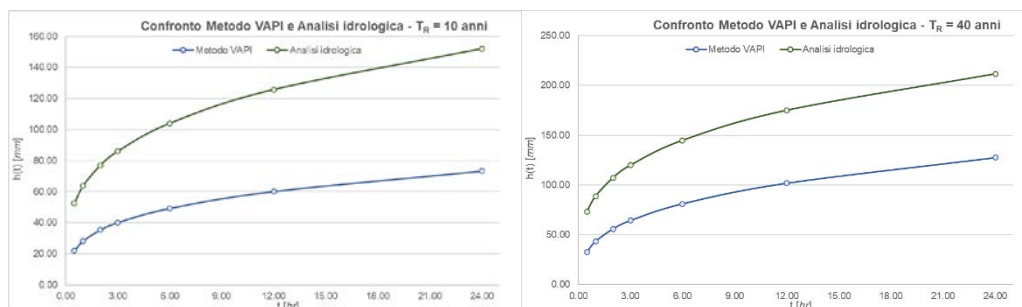


Figura 5. Confronto CPP prodotte con le due analisi idrologiche.

Da come si evince, la CPP prodotta con le analisi idrologiche è nettamente superiore rispetto alla CPP realizzata con il metodo VAPI. Al fine del dimensionamento, si potrebbe pensare di adottare la CPP maggiore per rimanere a vantaggio di sicurezza, tuttavia, questa presenta una differenza rispetto alla CPP del Metodo VAPI del più del 15%, probabilmente dovuto ad un errore e/o



l'eccessiva mancanza di dati pluviometrici. Pertanto, si adotta la legge di pioggia determinata con il metodo VAPI in quando adotta criteri su larga scala.

Si adotta, quindi, una Legge di Pioggia per la stima delle portate al colmo di piena avente la seguente relazione:

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 27,98 \cdot t^{0,3094} \quad \text{per } T_R = 10 \text{ anni}$$

$$h_{t,T} = K_T \cdot a \cdot t^n = 42,982 \cdot t^{0,3485} \quad \text{per } T_R = 40 \text{ anni}$$

3.3.4 Stima delle portate al colmo di piena

Per la stima delle portate al colmo di piena da utilizzare per la verifica e il dimensionamento idraulico della rete fognaria, è stato adottato il **Metodo Razionale** che utilizza i parametri statistici ricavati nelle precedenti analisi idrologiche. In particolare, il calcolo della portata, attraverso il metodo razionale, viene effettuato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$Q = \frac{C * h_{T,d} * S}{3,6 * t_c}$$

dove:

- Q è la portata al colmo di piena [m³/s];
- Φ è il coefficiente di deflusso del bacino;
- t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore;
- S è l'area del bacino [km²];
- h_{T,d} è l'altezza massima di pioggia, calcolata al tempo di corrivazione.

Per la scelta del *coefficiente di deflusso del bacino* Φ si è provveduto ad effettuare una ricerca bibliografica finalizzata all'individuazione di valori di riferimento coerenti con le diverse destinazioni d'uso delle superfici scolanti. Sulla base di tale analisi, sono stati desunti i seguenti coefficienti di deflusso unitari:

- la superficie "scoperta" è stata assimilata alle superfici stradali pavimentate e, più in generale, alle aree impermeabili non edificate. Per tale categoria è stato assunto un coefficiente di deflusso pari a **0,70**, al fine di tenere conto della variabilità delle pavimentazioni e delle diverse condizioni di deflusso superficiale;



- la superficie **“a verde”** comprende le aree agricole, le campagne e le zone incolte, assimilabili a superfici prevalentemente permeabili. Per tale categoria è stato assunto un coefficiente di deflusso pari a **0,10**;
- la superficie **“coperta”**, corrispondente alle aree edificate, è stata considerata come superficie impermeabile, assumendo un coefficiente di deflusso pari a **0,80**.

A seguito dell'individuazione e della delimitazione dei bacini colanti, rappresentati in Figura 6, è stato stimato il coefficiente di deflusso medio rappresentativo dell'intero territorio comunale, risultato pari a **0,57**. Tale valore è stato adottato per la determinazione delle portate meteoriche di progetto gravanti sulla rete di drenaggio urbano.

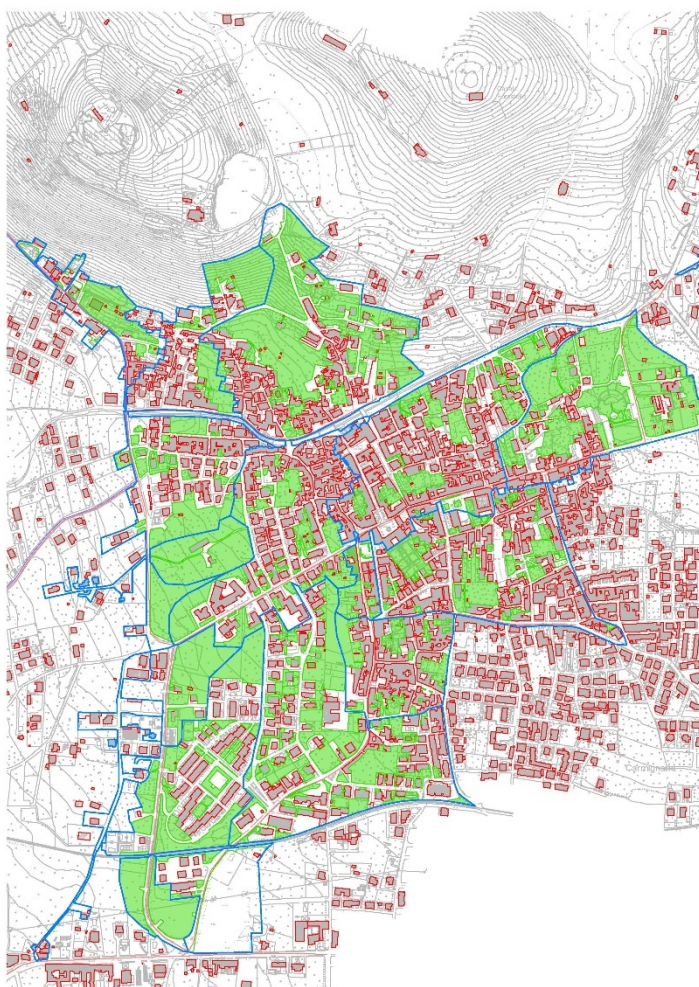


Figura 6. Bacini colanti area urbana del comune di Avella: in blu i confini dei bacini colanti (superficie totale), in rosso gli edifici (superficie coperta), in verde le aree “a verde”.

Con riferimento, invece, al bacino afferente ai collettori interessati dalla realizzazione dello scaricatore di piena, il coefficiente di deflusso Φ è risultato pari a 0,11. Tale valore è stato determinato mediante media pesata sulle superfici costituenti il bacino, applicando i coefficienti



unitari precedentemente indicati in funzione della destinazione d'uso e del grado di impermeabilizzazione delle aree scolanti.

Il coefficiente di deflusso medio del bacino è stato calcolato mediante la seguente relazione:

$$\phi = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

dove C_i rappresenta il coefficiente di deflusso unitario associato alla singola categoria di superficie e A_i la relativa area scolante.

La determinazione del coefficiente di deflusso per il bacino in esame è riportata nella seguente tabella.

Tabella 5. Coefficienti di deflusso per ogni categoria di superficie.

Coefficiente di Deflusso			
Superficie totale	35,05	km ²	0,11
Superficie totale "A verde"	34,65	km ²	0,1
Superficie edificata	0,40	km ²	0,80

Il coefficiente di afflusso per la superficie edificata è stato posto pari a 0,73 in quanto, tra gli edifici e le aree impermeabili è presente una superficie "a verde" dell'entità del 10% dell'intera superficie. Di seguito si riporta lo sviluppo superficiale del bacino idrografico gravante sui collettori scatolari disposti lungo la SS7bis.

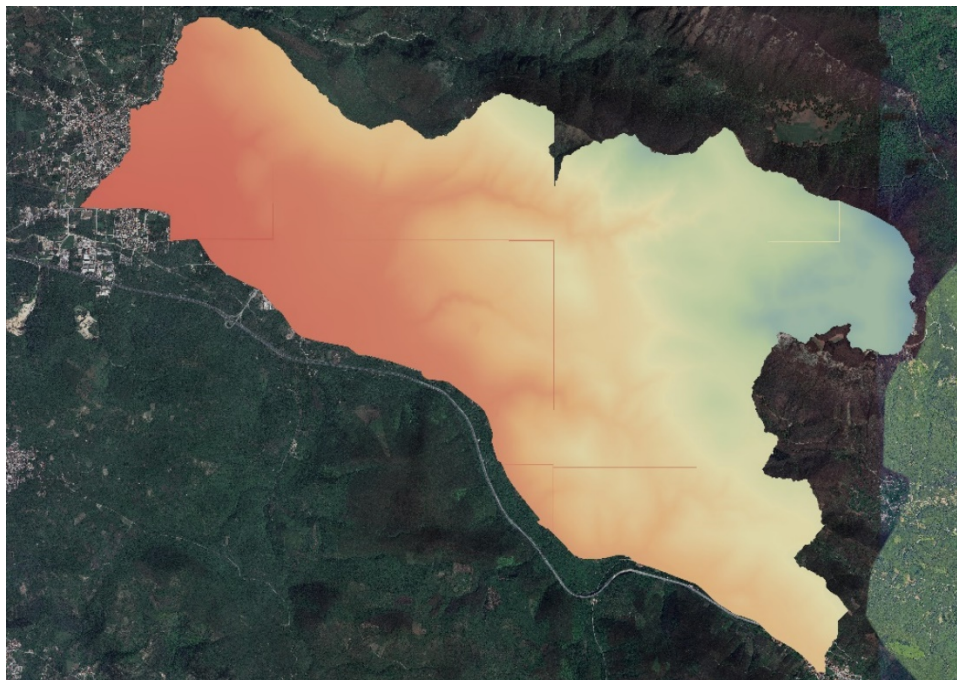


Figura 7. Bacino idrografico gravante sullo scaricatore di piena. Il bacino idrografico è stato determinato basandosi sul DTM fornito dalla Regione Campania.

Il tempo di corrivazione t_c rappresenta il tempo necessario ad una goccia di raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Per una rete fognaria urbana, il tempo di corrivazione è dato dalla somma del tempo di accesso in fogna e il tempo di rete:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a rappresenta il tempo di accesso alla rete, ovvero il tempo necessario che una goccia di acqua raggiunga la prima caditoia disponibile;
- t_r rappresenta il tempo di rete, ovvero il tempo impiegato dalla goccia, all'interno della rete fognaria, per raggiungere la sezione di chiusura.

Il tempo di accesso alla rete, stante la presenza di caditoie stradali circa ogni 15/20 m, si può ipotizzare pari a 5 min; mentre il tempo di rete può essere stimato attraverso l'espressione di Viparelli:

$$t_r = \sum \frac{L_i}{V_{ui}}$$

dove:



- L_i è la lunghezza dell' i -esima canalizzazione;
- V_{ui} è la velocità di moto uniforme che in prima battuta può essere ipotizzata in funzione della pendenza del canale

Pendenza (%)	1.5	3	5	8	25
Velocità (m/s)	0.6	0.9	1.2	1.5	3

Per la determinazione del tempo di corrivazione per il bacino gravante sullo scaricatore di piena, essendo un bacino molto più esteso e meno dettagliato, sono state adottate diverse formule empiriche per la determinazione del tempo di corrivazione le quali dipendono fortemente dalle dimensioni del bacino idrografico.

I tempi di corrivazione sono stati determinati attraverso le seguenti formule empiriche.

Formula Razionale

$$t_c = 0,344S^{0.5}$$

dove

- t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore;
- S è l'area del bacino idrografico espressa in km².

Formula di Ventura

$$t_c = 0,1272 * (S/i)^{0.5}$$

dove

- t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore;
- S è l'area del bacino idrografico espresso in km²;
- i è la pendenza media dell'asta principale espressa in m/m.

Formula di Giandotti – Sviluppata per bacini con area compresa tra 170 e 70'000 km²

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore;
- A è la superficie del bacino, espresso in km²,



- L è la lunghezza, espressa in km, dell'asta principale;
- H è la differenza di quota, espressa in metri, tra la quota media del bacino e la quota della sezione di chiusura.

3.4 Verifica e dimensionamento idraulico

Per la verifica dei collettori fognari è stata utilizzata la formulazione di Gauckler-Strickler espressa come:

$$Q = V * A = K_{ST} R^{2/3} i^{1/2} * A$$

Dove i termini in gioco indicano:

- Q = portata [m^3/s];
- V = velocità media della corrente [m/s];
- A = area della sezione liquida [m^2];
- K_{ST} = fattore di resistenza di G.S. [$m^{1/3}/s^{-1}$];
- R = raggio idraulico [m];
- i = pendenza motrice.

La scelta del fattore di resistenza, K_{ST} varia rispetto alla scabrezza delle superfici di riferimento. Per le verifiche idrauliche delle condotte plastiche, è stato adottato un coefficiente di scabrezza pari a $120 m^{1/3}/s$; mentre, per i collettori scatolari in calcestruzzo si adotta un coefficiente di scabrezza pari a $85 m^{1/3}/s$.

4. SCARICATORE DI PIENA

In questo capitolo viene descritto brevemente il funzionamento di uno scaricatore di piena e i criteri di progettazione adottati per il dimensionamento.

Uno scaricatore di piena è un manufatto idraulico che permette di regolare i deflussi in eccesso in condizioni di pioggia intensa, deviando parte della portata e alleggerire il sistema fognario a valle, così da evitare rigurgiti, allagamenti o sovraccarichi di impianto. È un dispositivo che spesso si ritrova nelle reti fognarie di tipo misto, tuttavia, può essere adottato anche per reti di drenaggio delle acque di pioggia per la deviazione di parte delle portate verso altri recapiti.



Lo scaricatore di piena si presenta come nella seguente figura: il canale collettore (arrivo) sfocia in un manufatto rettangolare (scaricatore) dove uno dei lati presenta una soglia bassa. La portata, in ingresso al manufatto, è tale che il tirante idrico è superiore alla soglia bassa e pertanto, in funzione della geometria della soglia e dalla sua lunghezza, si divide in due aliquote: la portata massima collettata, che prosegue indisturbata nel canale derivatore; e la portata sfiorata che supera la soglia e procede nel canale emissario.



Figura 8. Schema idraulico di uno scaricatore di piena.

Pertanto, a seconda delle condizioni idrauliche, lo scaricatore di piena funziona in modo differenziato:

- in tempo di secco l'intera portata attraversa il manufatto senza sfiorare una parte di essa e procede senza interferenze;
- in presenza di piogge moderate il manufatto non entra in funzione, pertanto, la portata continua a scorrere senza interferenze o stramazzone oltre la parete;
- quando la portata raggiunge il limite della soglia, individuato in funzione della portata massima prevista per valle, il livello idrico nel manufatto raggiunge la quota di sfioro e la parte eccedente viene deviata nel canale scaricatore, che convoglia le acque verso il canale emissario.

Le tipologie di scaricatori di piena dipendono dalla modalità di deviazione delle portate, ovvero si possono avere scolmatori che deviano nel canale derivatore la portata massima che procede verso valle che può essere suddiviso, a sua volta, in funzione della geometria:

- scaricatore a luce frontale;
- scaricatore a luce laterale;



- scaricatore a luce di fondo.

Ovvero, scaricatori che deviano la portata in eccesso nel canale emissario:

- sfioratore frontale;
- sfioratore laterale a soglia bassa;
- sfioratore laterale a soglia alta.

In funzione delle caratteristiche idrauliche del canale collettore e delle condizioni della corrente idraulica, può essere scelta una tipologia di scaricatore piuttosto di un'altra per migliorare l'efficienza della separazione.

Nel presente caso, data la ridotta conoscenza dello stato di fatto dei collettori, si adotterà uno sfioratore laterale a soglia bassa alla quale verrà inserita una paratoia a sfioro per regolare l'altezza della soglia.

4.1 Dimensionamento dello scaricatore di piena

Il dimensionamento dello scaricatore di piena prevede la conoscenza delle portate transitanti nel collettore principale e quelle che si vogliono scolmare ed allontanare dal flusso principale.

In assenza di una precisa definizione delle portate transitanti nei collettori principali, sono state determinate le portate al colmo di piena con i metodi precedentemente descritti e di tale portata viene considerata una percentuale totale pari al 30% che dovrà essere scaricata per alleggerire la rete di valle.

Pertanto, conoscendo la portata di pioggia è possibile stimare il tirante idrico in corrispondenza dell'innescò dello sfioro mediante la relazione di Gauckler-Strickler e le caratteristiche geometriche dello sfioratore laterale.

Il dimensionamento della lunghezza dello sfioro avviene mediante un procedimento numerico che adotta le equazioni di carico per la definizione del profilo di corrente e l'equazione di continuità per la definizione delle portate in uscita.

Sul piano progettuale e gestionale è fondamentale che, in periodo di secco, la soglia non comporti lo sfioro delle portate in quanto queste potrebbero contenere elementi inquinanti. Inoltre, la velocità nei condotti deve essere tale da evitare fenomeni di deposito lungo la linea del collettore derivatore ed erosioni nel canale emissario. Quest'ultimo sarà provvisto di una soglia di stramazzo tipo Creager



(qualora non vi fossero problemi di quota), in quanto riduce la velocità di sfioro e riduce il rischio di rigurgiti nel manufatto di sfioro anche ad elevate portate.

5. RISULTANZE DELLE CALCOLAZIONI

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati della verifica idraulica e del dimensionamento della rete fognaria eseguite considerando la portata media nera, come portata minima, e la portata di pioggia, come portata massima.

5.1 Portate fecali

Come indicato nei precedenti paragrafi, le portate fecali sono state stimate individuando gli edifici gravanti sui singoli tratti fognari. Nello specifico, si riportano in tabella il numero di edifici gli abitati equivalenti gravanti sui tratti fognari di nuova realizzazione.

Tabella 6. Determinazione delle portate nere medie e di punta afferenti ai tratti fognari di progetto, in funzione della superficie edificata, del numero di abitazioni e degli abitanti equivalenti serviti.

Tratto fognario	S. Edificata	Abitazioni	Abitanti Equivalenti	Portata media nera Q_{mn}	Portata nera di punta Q_{pn}
	<i>mq</i>	<i>n.</i>	<i>A.E.</i>	<i>L/s</i>	<i>L/s</i>
A-B (Mista)	665,04	35,00	140,00	0,39	1,28
C-D	8156,08	36,00	144,00	0,40	1,32
E-F (Mista)	3081,97	45,00	180,00	0,50	1,65
E'-F' (Mista)	3750,68	20,00	80,00	0,22	0,73
G-H	9294,69	30,00	120,00	0,33	1,10
I-J (Mista)	6740,33	-	184,00	0,51	1,69
K-L	2280,31	-	63,00	0,18	0,58

Si rappresenta che per i tratti fognari I-J e K-L, essendo aree di espansione urbana, il calcolo degli abitanti equivalenti e quindi le portate fecali trasportate, è avvenuta mediante la densità abitativa, pari a circa 0,027 AE/m² stimata come rapporto tra il numero di abitanti massimo registrato negli ultimi 30 anni, pari a 7.996, e la superficie totale edificata, pari a circa 293.000 km².

Sulla base delle portate di progetto precedentemente determinate e dei criteri di dimensionamento idraulico descritti nei paragrafi precedenti, sono state definite le sezioni dei collettori di progetto di seguito riportate.



Tabella 7. Tipologia di sezione idraulica e dimensioni.

Tratto fognario	Sezione idraulica	Dimensioni	Dimensioni interne
	-	mm	mm
A-B (Mista)	Circolare	DN400	344
C-D (Nera)	Circolare	DN250	218
E-F (Mista)	Circolare	DN400	344
E'-F' (Mista)	Circolare	DN400	344
G-H (Nera)	Circolare	DN250	218
I-J (Mista)	Circolare	DN500	427
K-L (Nera)	Circolare	DN250	218

In funzione delle caratteristiche scelte della tubazione, delle pendenze e del numero di abitanti equivalenti stimato si ottengono le seguenti verifiche idrauliche:

Tabella 8. Risultati delle verifiche idrauliche dei tratti fognari di progetto per le portate medie nere e portate di punta nere.

Tratto	Portata	Pendenza di progetto	h_u	h_u/D	h_c	h_c/D	V_u	V_c	Fr
	L/s	%	cm	%	cm	%	m/s	m/s	
Portata media nera - Q_{mn}									
A-B (Mista)	0,39	3,0%	0,84	2,4%	1,40	4,1%	0,65	0,30	2,77
C-D	0,40	1,5%	1,12	5,1%	1,60	7,3%	0,55	0,33	2,03
C-D	0,40	1,0%	1,23	5,6%	1,60	7,3%	0,48	0,33	1,68
E-F (Mista)	0,50	3,0%	0,94	2,7%	1,59	4,6%	0,70	0,32	2,82
E-F (Mista)	0,50	1,4%	1,13	3,3%	1,59	4,6%	0,54	0,32	1,98
E'-F' (Mista)	0,22	0,6%	0,94	2,7%	1,06	3,1%	0,31	0,26	1,26
G-H	0,33	8,0%	0,69	3,2%	1,46	6,7%	0,93	0,31	4,37
G-H	0,33	1,0%	1,13	5,2%	1,46	6,7%	0,45	0,31	1,66
G-H	0,33	3,3%	0,86	3,9%	1,46	6,7%	0,69	0,31	2,89
I-J (Mista)	0,51	3,0%	0,91	2,1%	1,52	3,6%	0,68	0,32	2,81
I-J (Mista)	0,51	2,3%	0,96	2,3%	1,52	3,6%	0,62	0,32	2,48
K-L	0,18	3,5%	0,62	2,9%	1,05	4,8%	0,58	0,26	2,84



Tratto	Portata	Pendenza di progetto	h_u	h_u/D	h_c	h_c/D	V_u	V_c	Fr
	L/s	%	cm	%	cm	%	m/s	m/s	
K-L	0,18	2,5%	0,68	3,1%	1,05	4,8%	0,51	0,26	2,43
Portata di punta nera - Q_{pn}									
A-B (Mista)	1,28	3,0%	1,47	4,3%	2,55	7,4%	0,94	0,41	3,01
C-D	1,32	1,5%	1,96	9,0%	2,92	13,4%	0,79	0,44	2,19
C-D	1,32	1,0%	2,16	9,9%	2,92	13,4%	0,69	0,44	1,81
E-F (Mista)	1,65	3,0%	1,65	4,8%	2,90	8,4%	1,01	0,44	3,07
E-F (Mista)	1,65	1,4%	1,97	5,7%	2,90	8,4%	0,78	0,44	2,15
E'-F' (Mista)	0,73	0,6%	1,64	4,8%	1,93	5,6%	0,45	0,36	1,37
G-H	1,10	8,0%	1,21	5,6%	2,66	12,2%	1,34	0,42	4,74
G-H	1,10	1,0%	1,98	9,1%	2,66	12,2%	0,65	0,42	1,79
G-H	1,10	3,3%	1,49	6,9%	2,66	12,2%	0,99	0,42	3,14
I-J (Mista)	1,69	3,0%	1,58	3,7%	2,77	6,5%	0,99	0,43	3,06
I-J (Mista)	1,69	2,3%	1,68	3,9%	2,77	6,5%	0,90	0,43	2,70
K-L	0,58	3,5%	1,09	5,0%	1,92	8,8%	0,83	0,36	3,09
K-L	0,58	2,5%	1,18	5,4%	1,92	8,8%	0,74	0,36	2,64

Dalle verifiche idrauliche effettuate emerge che, per alcuni tratti, la velocità di deflusso risulta inferiore al valore minimo assunto nei criteri progettuali. Tuttavia, tali condotte sono destinate al convogliamento di portate miste, comprendenti anche le portate meteoriche, le quali, in occasione degli eventi di pioggia, determinano un effetto di dilavamento e autopulizia della sezione, contribuendo a limitare il deposito di sedimenti e la conseguente formazione di fenomeni odorigeni.

Si evidenzia inoltre che, per i tratti verificati, risulta comunque rispettato il criterio secondo cui la velocità minima in condotta deve essere superiore al rapporto $1/DN$, assunto quale parametro di riferimento per la verifica delle condizioni minime di deflusso.



5.2 Portate meteoriche

Le portate meteoriche di progetto sono state determinate mediante la stima del tempo di corrivazione e la delimitazione dei bacini colanti afferenti ai singoli tratti della rete di drenaggio.

Ai fini del dimensionamento dei collettori, sono state preliminarmente analizzate le caratteristiche geometriche, morfologiche e topografiche dei bacini scolanti ricadenti sull'intero territorio comunale. Tale approccio si rende necessario in quanto gli interventi in progetto interessano prevalentemente i tratti di valle del sistema di drenaggio urbano, sui quali confluiranno progressivamente le portate generate dai bacini posti a monte. Pertanto, i nuovi collettori dovranno essere idonei a convogliare le portate meteoriche afferenti all'intero bacino comunale servito.

Il calcolo delle portate è stato quindi condotto assumendo come riferimento il tracciato dei principali collettori della rete fognaria esistente, attualmente di tipo misto, considerando la futura riconfigurazione del sistema verso una progressiva separazione delle acque meteoriche dalle acque reflue nere.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle portate circolanti nei collettori di drenaggio oggetto di intervento.

Tabella 9. Portate colanti dei collettori di drenaggio oggetto di intervento.

Collettore	Sup. Totale	Φ	tc	h	Q pioggia	
	kmq				mc/s	L/s
5 - 4	0,225	0,51	0,29	19,01	2,13	2134,3
4 - 3	0,372	0,55	0,34	20,01	3,39	3385,0
3 - 2	0,507	0,55	0,43	21,55	3,85	3851,6
2 - 1	0,544	0,53	0,49	22,38	3,67	3671,4
1 - REC	0,969	0,51	0,55	23,25	5,82	5822,9
11 - 10	0,367	0,48	0,49	22,44	2,25	2247,9
10 - 9	0,443	0,48	0,44	21,73	2,93	2933,1
9 - 1	0,462	0,47	0,64	24,35	2,32	2318,0

La medesima metodologia è stata adottata per la stima delle portate di pioggia per i tratti di drenaggio e fognari da realizzare come estendimento della rete. Di seguito se ne riportano i valori.

Tabella 10. Portate colanti della rete di drenaggio: tratti aggiuntivi

Tratto fognario	Sup. Totale	Φ	tc	h	Q pioggia	
	kmq				mc/s	L/s
A-B (Mista)	0,002	0,73	0,14	15,15	0,04	44,34
C-D	0,024	0,70	0,52	22,85	0,21	206,62



E-F (Mista)	0,004	0,70	0,32	19,60	0,04	44,71
E'-F' (Mista)	0,004	0,68	0,22	17,56	0,06	58,17
G-H	0,029	0,71	0,33	19,84	0,34	337,53
I-J (Mista)	0,027	0,72	0,20	17,09	0,46	457,04
K-L	0,006	0,72	0,21	17,21	0,10	98,14

Sulla base delle portate di progetto precedentemente determinate e dei criteri di dimensionamento idraulico descritti nei paragrafi precedenti, sono state definite le sezioni dei collettori di progetto di seguito riportate.

Collettore	Speco	Dimensioni	Dimensioni interne
	-	cm	cm
5 - 4	Scatolare	100X80	100 x 80
4 - 3	Scatolare	120x100	120 x 100
3 - 2	Scatolare	120x100	120 x 100
2 - 1	Scatolare	120x100	120 x 100
1 - REC	Scatolare	150x150	150 x 150
11 - 10	Scatolare	100X80	100 x 80
10 - 9	Scatolare	100X80	100 x 80
9 - 1	Scatolare	120x100	120 x 100
Tratto fognario	Speco	Dimensioni	Dimensioni interne
	-	mm	mm
A-B (Mista)	Circolare	DN400	344
C-D	Circolare	DN400	344
E-F (Mista)	Circolare	DN400	344
E'-F' (Mista)	Circolare	DN400	344
G-H	Circolare	DN500	427
I-J (Mista)	Circolare	DN500	427
K-L	Circolare	DN400	344

In funzione delle caratteristiche scelte della tubazione, delle pendenze e del numero di abitanti equivalenti stimato si ottengono le seguenti verifiche idrauliche:

Tabella 11. Risultati delle verifiche idrauliche dei collettori di progetto per le portate meteoriche.

Tratto	Portata	Pendenza di progetto	h_u	h_u/D	h_c	h_c/D	V_u	V_c	Fr
	m^3/s	%	cm	%	cm	%	m/s	m/s	
5 - 4	2,13	2,00%	46,0	57,5%	77,4	96,8%	4,64	2,76	2,18



Tratto	Portata	Pendenza di progetto	h_u	h_u/D	h_c	h_c/D	V_u	V_c	Fr
	m^3/s	%	cm	%	cm	%	m/s	m/s	
4 - 3	3,39	6,30%	35,8	35,8%	93,2	93,3%	7,88	3,03	4,20
4 - 3	3,39	2,10%	53,2	53,2%	93,2	93,3%	5,30	3,03	2,32
3 - 2	3,85	2,10%	58,6	58,6%	101,6	101,6%	5,48	3,16	2,28
3 - 2	3,85	3,80%	47,1	47,1%	101,6	101,6%	6,82	3,16	3,17
2 - 1	3,67	2,10%	56,1	56,1%	98,4	98,4%	5,46	3,11	2,33
1 - REC	5,82	1,00%	84,5	56,3%	115,4	76,9%	4,59	3,36	1,60
11 - 10	2,25	2,00%	47,8	59,8%	80,2	100,2%	4,70	2,80	2,17
10 - 9	2,93	2,00%	58,5	73,1%	95,7	119,6%	5,02	3,06	2,09
9 - 1	2,32	2,00%	41,1	41,1%	72,5	72,5%	4,69	2,67	2,34
9 - 1	2,32	0,50%	68,7	68,7%	72,5	72,5%	2,81	2,67	1,08
A-B (Mista)	44,3	3,00%	8,0	23,2%	15,6	45,3%	2,72	1,08	3,66
C-D	206,6	1,50%	22,8	66,2%	32,2	93,5%	3,16	2,29	2,25
C-D	206,6	1,00%	26,8	77,9%	32,2	93,5%	2,66	2,29	1,63
C-D	206,6	2,20%	20,0	58,2%	32,2	93,5%	3,68	2,29	2,89
E-F (Mista)	44,7	3,00%	8,0	23,3%	15,7	45,5%	2,72	1,09	3,66
E-F (Mista)	44,7	1,40%	9,7	28,2%	15,7	45,5%	2,08	1,09	2,51
E'-F' (Mista)	58,2	0,60%	14,0	40,6%	18,0	52,2%	1,65	1,18	1,62
G-H	337,5	8,00%	16,3	38,1%	39,4	92,3%	6,73	2,44	6,18
G-H	337,5	1,00%	30,9	72,3%	39,4	92,3%	3,04	2,44	1,80
G-H	337,5	3,30%	20,9	48,8%	39,4	92,3%	4,86	2,44	3,84
I-J (Mista)	457,0	3,00%	25,9	60,6%	41,6	97,4%	5,03	3,21	3,44
I-J (Mista)	457,0	2,30%	28,3	66,4%	41,6	97,4%	4,53	3,21	2,89



Tratto	Portata	Pendenza di progetto	h_u	h_u/D	h_c	h_c/D	V_u	V_c	Fr
	m^3/s	%	cm	%	cm	%	m/s	m/s	
K-L	98,1	3,50%	11,5	33,5%	23,6	68,6%	3,60	1,44	3,97
K-L	98,1	2,50%	12,6	36,6%	23,6	68,6%	3,19	1,44	3,34

Dalle verifiche idrauliche emerge che, per alcuni tratti, la velocità di moto uniforme assume valori superiori a 5,00-7,00 m/s. Tali valori sono riferiti alle portate meteoriche di progetto, associate a eventi pluviometrici intensi e a condizioni di funzionamento non ordinarie né continuative della rete. Inoltre, le condotte interessate sono previste in calcestruzzo armato, materiale idoneo a garantire adeguate prestazioni meccaniche e durabilità rispetto alle sollecitazioni idrauliche attese.

Si evidenzia tuttavia che, in corrispondenza dei tratti caratterizzati da velocità più elevate, dovrà essere posta particolare attenzione alla configurazione dei manufatti di linea, alle eventuali discontinuità plano-altimetriche e alle opere di recapito, al fine di evitare fenomeni localizzati di erosione, abrasione o dissipazione non controllata dell'energia. Pertanto, la compatibilità delle velocità calcolate è ritenuta ammissibile in relazione alla natura meteorica e non continuativa delle portate, fermo restando l'impiego di condotte in calcestruzzo armato e l'adozione di adeguati accorgimenti costruttivi nei punti maggiormente sollecitati.

Qualora in fase esecutiva dovessero emergere interferenze, discontinuità geometriche o condizioni locali sfavorevoli, potranno essere previsti specifici accorgimenti di dissipazione e protezione idraulica, senza alterare l'impostazione generale del dimensionamento.

5.3 Scaricatore di piena

A seguito delle considerazioni riportate nel precedente capitolo in merito allo scaricatore di piena, nel presente paragrafo si riportano i risultati delle valutazioni idrologiche e delle verifiche idrauliche condotte ai fini del dimensionamento del manufatto.

La portata al colmo di piena afferente ai collettori esistenti è stata stimata mediante l'applicazione delle formule empiriche precedentemente descritte per la determinazione del tempo di corrivazione, nonché mediante la successiva valutazione dell'altezza di pioggia di progetto e della relativa portata di piena. I risultati ottenuti con i diversi metodi di calcolo sono riportati nella seguente tabella.

*Tabella 12. Stima del tempo di corrivazione, dell'altezza di pioggia e delle portate al colmo di piena.*

Formule empiriche	Tempo di corrivazione t_c	Altezze di pioggia di progetto H	Portata al colmo di piena Q
	ore	mm	m ³ /s
F. Razionale	2,05	55,19	28,75
Giandotti	2,22	56,74	27,30
Ventura	2,14	56,00	27,97

Dall'applicazione dei tre metodi analitici adottati si ottiene una portata media al colmo pari a **28,00 m³/s**. Tale portata è stata assunta quale valore di riferimento per il dimensionamento idraulico del sistema afferente ai due collettori scatolari esistenti, ubicati lateralmente alla sede stradale, al di sotto dei marciapiedi.

In assenza di una completa conoscenza della geometria e della configurazione piano-altimetrica della rete di collettamento esistente, si è assunto, in via cautelativa e semplificativa, che i due collettori siano idraulicamente interconnessi mediante collegamenti trasversali. Pertanto, la portata complessiva di piena è stata ripartita in modo uniforme tra i due collettori scatolari, attribuendo a ciascuno di essi una portata pari a 14,00 m³/s.

Al fine di alleggerire il carico idraulico gravante sulla rete di drenaggio esistente, lo scaricatore di piena è stato dimensionato considerando l'allontanamento di una quota parte della portata transitante in uno dei due collettori. In particolare, il manufatto è stato progettato per scaricare una portata pari al 30% della portata influente nel singolo collettore, corrispondente a circa 4,90 m³/s.

Sulla base delle valutazioni idrologiche e idrauliche effettuate, lo scaricatore di piena è stato dimensionato secondo le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella.

Tabella 13. Caratteristiche dimensionali dello scaricatore di piena.

Elemento	Valore
Larghezza (B)	2,00 m
Altezza petto sfioro (c)	0,73 m
Lunghezza sfioro (L)	1,10 m
Lunghezza manufatto	3,00 m



Altezza manufatto	2,20 m
-------------------	--------

Per maggiori dettagli in merito alla configurazione geometrica, alle sezioni caratteristiche e all'inserimento plano-altimetrico del manufatto, si rimanda alle relative tavole grafiche di progetto.

A partire dalle dimensioni geometriche sopra riportate, è stato determinato il profilo di corrente che si instaura in corrispondenza dello sfioro. La definizione del profilo idraulico è stata condotta mediante l'applicazione delle equazioni del moto e della continuità, risolte per via numerica in ragione della variabilità delle condizioni di deflusso lungo il manufatto. Il profilo di corrente ottenuto è rappresentato nella seguente figura.

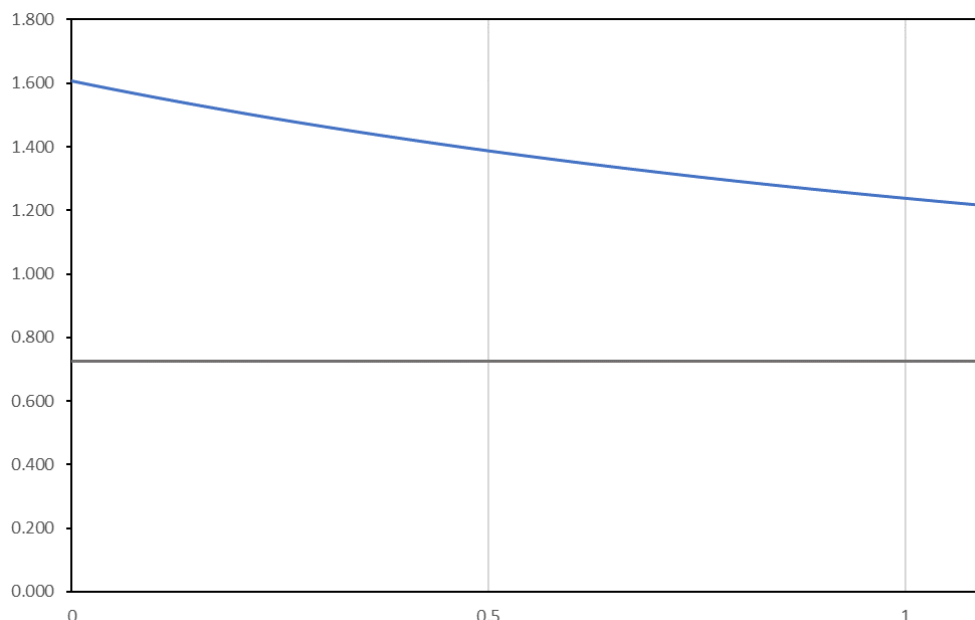


Figura 9. Profilo di corrente in corrispondenza dello sfioro: in grigio la linea di sfioro; in azzurro il profilo di corrente in grigio il petto dello stramazzo.