



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile

**STUDIO DELLA RETE DI FOGNATURA DI UN PICCOLO CENTRO ABITATO.
ANALISI DELLE CRITICITÀ ED INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO**

STUDY OF THE SEWER NETWORK OF A SMALL TOWN.
CRITICALITY ANALYSIS AND IMPROVEMENT SOLUTIONS

Relatore: Chiar.ma

Tesi di Laurea di:

Prof. Ing. Sara Corvaro

Alessio Giorgio Mattia Cardinali

A.A. 2018 / 2019

INDICE	1
1. PREMESSE	3
1.1. STATO DI FATTO E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	
1.2. CRITERI DI PROGETTAZIONE	
1.3. DISPONIBILITÀ DELLE AREE	
2. OBIETTIVI	5
3. CENNI TEORICI SISTEMA DI DRENAGGIO ARTIFICIALE	6
3.1. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DI UN BACINO	
3.2. CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO DI UN BACINO	
4. INTRODUZIONE AL SITO	13
4.1. RILIEVO FOTOGRAFICO	
4.2. COROGRAFIA	
5. PROGETTAZIONE FOGNATURA BIANCA: Tr= 2 anni	17
5.1. DIMENSIONAMENTO COLLETTORI	
6. PROGETTAZIONE FOGNATURA NERA	33
7. DATI PLUVIOMETRICI ED ELABORAZIONE STATISTICA DELLE PIOGGE	35
7.1. CARATTERISTICHE DI UNA PRECIPITAZIONE	
7.2. LE STAZIONI PLUVIOMETRICHE ED I DATI IDROLOGICI	
7.3. ELABORAZIONE STATISTICA	
8. TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI	49
8.1. METODO CINEMATICO	
8.2. DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE	
8.3. MECCANISMO HORTONIANO	
8.4. MECCANISMO DUNNIANO	
9. IETOGRAMMA DI PROGETTO	56
9.1. IETOGRAMMA COSTANTE (O RETTANGOLARE)	
9.2. IETOGRAMMA TRIANGOLARE	
10. IL SOFTWARE DI MODELLAZIONE IDRAULICA	64
10.1. SWMM 5.1	
10.2. MODELLO TEORICO	
10.3. DESCRIZIONE DEI MODELLI IDROLOGICI	
10.3.1. Rain Gage (Pluviometro)	
10.3.2. Subcatchments	
10.3.3. L'infiltrazione	
10.3.4. Deflusso Superficiale	
10.4. DESCRIZIONE DEI MODELLI IDRAULICI	
10.4.1. Nodes	
10.4.2. Links	
10.5. MODELLI DI CALCOLO	
10.5.1. Steady Flow routing model	
10.5.2. Kinematic Wave routing model	
10.5.3. Dynamic Wave routing model	

11. MODELLAZIONE DELLA RETE IN SWMM 5.1	77
12. SIMULAZIONI DELLA RETE CON LO SWMM E RELATIVI RISULTATI	85
12.1 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE E TRIANGOLARE $t_p = 900$ SEC (15 min) (Tr=2 anni) (rete esistente)	
12.2 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE (t= 30 e 45) minuti (TR=2 anni) (rete esistente)	
12.3 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE E TRIANGOLARE $t_p = 900$ SEC (15 min) (Tr=2 anni) (rete di progetto)	
12.4 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE (t= 30 e 45) minuti (TR=2 anni) (rete esistente)	
12.5 CONFRONTO RISULTATI RETE ESISTENTE CON QUELLA DI PROGETTO (Tr=2 anni)	
13. CONSIDERAZIONI	119
14. SIMULAZIONE CON IETOGRAMMA REALE (rete esistente)	120
14.1 PROVA CALIBRAZIONE PARAMETRI	
14.2 PROVA MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI 1di2	
14.3 PROVA MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI 2di2	
14.4 PROVA CALIBRAZIONE PARAMETRI + MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI	
15. VERIFICA (POST MODIFICHE) DELLA RETE CON IETOGRAMMA COSTANTE	127
(t=15min)	
 CONCLUSIONI	 128
 APPENDICE	 130
 BIBLIOGRAFIA	 142

1. PREMESSE

Etra S.p.A. è una Società a totale proprietà pubblica che gestisce il servizio idrico integrato, il servizio rifiuti e altri servizi nel territorio di competenza del Consiglio di Bacino Brenta, che si estende dall'Altopiano di Asiago ai Colli Euganei, comprendendo l'area del Bassanese, l'alta padovana e la cintura urbana di Padova.



Figura 1: il territorio gestito da ETRA S.p.A. nel contesto della Regione del Veneto.

In qualità di soggetto individuato per la progettazione ed esecuzione degli interventi di adeguamento della rete di distribuzione idrica previsti dal Piano d'Ambito, Etra S.p.A. intende proseguire nell'azione di razionalizzazione delle reti idriche esistenti.

A questo proposito, si segnala che il Piano d'Ambito vigente prevede l'intervento denominato "Intervento di sistemazione della condotta di scarico dell'impianto MBR in Comune di Foza (P1182)", in accordo con le previsioni del nuovo Progetto Generale di Fognatura, approvato con parere favorevole C.T.R. n°3842 del 22/11/2012.

1.1. STATO DI FATTO E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

La rete fognaria dell'abitato di Foza è di tipo misto e una parte di essa recapita nella vasca imhoff situata circa a metà di un impluvio naturale che si trova sulle pendici orientali della Valpiana.

ETRA S.p.A. ha programmato la dismissione di tale imhoff; l'attività depurativa sarà svolta dal nuovo impianto di depurazione realizzato in prossimità dello stabilimento "Rigoni di Asiago" (a monte della imhoff).

Con il presente progetto si intendono realizzare le seguenti opere:

- 1) Sistemazione del tratto di rete fognaria di scarico della imhoff nella parte posta in alveo al torrente, con rifacimento di tratti di tubazione e realizzazione di una scogliera in corrispondenza del punto di scarico;
- 2) Stabilizzazione del compluvio a valle della imhoff, con contestuale sostituzione della condotta di scarico, al fine di limitare il ruscellamento superficiale ed evitare lo scoprimiento della tubazione;
- 3) Eventuale recupero della imhoff con conseguente trasformazione in vasca di calma.

Il tratto immediatamente a valle della imhoff su cui realizzare la stabilizzazione del pendio e la sostituzione della condotta ha una lunghezza di circa 150 m, il tratto invece in alveo è di circa 200 m.

È stato posato in data 17.04.2019 un misuratore di portata in modo da poter quantificare la portata meteorica in arrivo e quindi poter dimensionare la condotta di scarico.

1.2. CRITERI DI PROGETTAZIONE

La progettazione, anche in relazione alla tipologia di condotte da utilizzare e alle modalità costruttive, dovrà tenere in considerazione diversi fattori, tra i quali:

- 1) il tipo di terreno attraversato e l'eventuale presenza di falda;
- 2) la presenza di sollecitazioni esterne, di natura fisica e chimica;
- 3) la presenza di sottoservizi esistenti;
- 4) gli ostacoli fisici presenti lungo il tracciato;
- 5) le necessità gestionali degli impianti di depurazione;

La valutazione delle eventuali alternative attuabili dovrà tenere conto delle condizioni al contorno sopra elencate e delle precise indicazioni delle esigenze da soddisfare fornite dal gestore.

Una volta definite le caratteristiche principali del progetto, dovranno essere approfonditi i vari aspetti che le influenzano, quali la tecnologia, l'affidabilità del sistema e l'idrodinamica, avendo come riferimento costante sia la buona tecnica ingegneristica che il punto di vista del gestore.

Per quanto riguarda la tecnologia costruttiva da impiegarsi dovranno essere valutate le diverse possibilità in relazione ai costi di investimento, ai costi di esercizio, alla complessità di gestione, alle pendenze possibili e alle profondità di posa raggiungibili, allo spazio fisico disponibile per le condotte e alla profondità della falda. Il cantiere di lavoro sarà da progettarsi con la stessa cura dello schema tecnico dell'opera, perché da esso dipende la qualità complessiva dell'opera finita, ma anche l'entità dei costi indotti per il disturbo del traffico e delle attività commerciali e produttive dell'area.

1.3. DISPONIBILITÀ DELLE AREE

Una parte delle opere di progetto ricade all'interno di proprietà private; sarà pertanto necessario avviare la procedura espropriativa ai sensi del D.P.R. 327/2001.

2. OBIETTIVI

La presente tesi si occuperà in particolare dello studio della rete di fognatura mista del comune di Foza (VI) già precedentemente citato.

La rete di fognatura dell'intero comune scarica le acque reflue su una fossa imhoff posta più a valle da cui parte a sua volta una condotta di scarico che presenta diverse parti ammalorate.

Le condizioni orografiche del sito (forte pendenza, difficoltà di accesso a dei tratti della rete), le condizioni di usura delle condotte della rete di fognatura esistente, il rilievo della rete (quali aree effettivamente colano e defluiscono nella rete imhoff) sono state analizzate nella presente tesi allo scopo di individuare interventi di miglioramento del comportamento idraulico della rete.

Per studiare il comportamento idraulico di una rete a pelo libero a moto vario è di ausilio un modello numerico che permetta di valutare nei vari istanti della simulazione se la capacità della rete è sufficiente a contenere i deflussi idrici. Per poter simulare il comportamento idrologico di un bacino, noti gli afflussi (stazione pluviometrica), il volume defluente può essere stimato tramite un opportuno modello (da calibrare) o, se a disposizione, essere misurato tramite misuratore di portata. La misura della portata ci permetterebbe, in linea teorica, conoscere il volume di deflusso del bacino scolante. Le criticità, riscontrate anche in letteratura, dell'utilizzo di strumenti di misura delle portate in reti di fognatura che lavorano a pelo libero è l'affidabilità di tali misure che molte volte risulta essere bassa, dovuta alla posizione non ottimale di installazione dello strumento. Nella pratica per l'analisi di una rete di fognatura, si fa riferimento a ietogrammi di progetto ed a modelli idrologici di letteratura che consentano di ottenere i coefficienti di deflusso stimati per le varie sotto-superfici scolanti.

Lo studio della rete con ietogrammi di progetto permette di verificare il corretto dimensionamento della rete esistente e individuarne delle criticità qualora presenti.

La calibrazione della rete con i dati di pioggia reali e le misure di portate servono per individuare le aree scolanti (ed i parametri ad esse associati) della rete e capire se ci sono delle ulteriori problematiche nella rete stessa.

3. CENNI TEORICI SISTEMA DI DRENAGGIO ARTIFICIALE

Il sistema di drenaggio superficiale è un'opera che consente di raccogliere, incanalare e smaltire tutte le acque che si accumulano su di una determinata superficie.

Le acque di cui si parla possono essere sia di tipo meteorico, ossia derivanti dalle precipitazioni atmosferiche, sia derivanti dalle attività umane connesse con l'industria, l'edilizia, l'agricoltura e quant'altro.

Nello svolgimento delle operazioni di progetto di una rete di drenaggio superficiale, appare subito evidente la necessità di fare una netta distinzione fra superfici all'aperto e superfici al coperto.

Le prime, comprendenti strade, piazze, giardini ecc., richiedono soprattutto la conoscenza e l'analisi dei dati relativi alle precipitazioni atmosferiche; le seconde comprendono le aree adibite a lavorazioni industriali. In quest'ultimo caso l'opera di drenaggio sarà chiamata a smaltire prevalentemente i liquidi derivanti dalle lavorazioni che talvolta risultano essere chimicamente aggressivi.

La progettazione di una rete di drenaggio parte quindi dalla definizione dei dati generali della superficie scolante (tipo, natura e dimensioni), e dalla individuazione delle portate di liquidi da far defluire.

Nel caso di aree al coperto, come capannoni industriali, la quantità e la natura dei liquidi da smaltire dipendono dalla lavorazione industriale che ivi si svolge, per tale motivo i dati di portata dovranno, in ogni caso, essere forniti dal committente.

Per le aree all'aperto, invece, la portata d'acqua di deflusso si determina attraverso lo studio degli afflussi meteorici. Per questo motivo nei capitoli successivi verranno riportati alcuni semplici concetti di Idrologia che trattano le precipitazioni, i dati storici e la loro elaborazione statistica.

Come è stato spiegato precedentemente, l'impermeabilizzazione di un'area urbana o produttiva, causata dalle coperture degli edifici, dalle pavimentazioni stradali e dai piazzali, modifica fortemente la risposta di un bacino alle precipitazioni: la ridotta infiltrazione rende il deflusso delle acque meteoriche sempre più veloce, in quanto esse non trovano sostanzialmente nessuna resistenza allo scorrimento.

Nello studio per il dimensionamento dei sistemi di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento risulta di fondamentale importanza definire il più precisamente possibile la portata massima di acqua da sottoporre a depurazione prima del recapito al collettore finale, sia esso rappresentato dalla fognatura, da un corso d'acqua superficiale o dal suolo-sottosuolo; la conoscenza di questo parametro, detto anche **portata di piena**, è imprescindibile al fine di garantire il rispetto, in ogni occasione, dei limiti imposti dalla normativa vigente.

Oltre alla quantità di pioggia che può afferire su un bacino scolante, gli elementi che intervengono nel calcolo delle portate per le quali è necessario il trattamento sono molteplici e sono costituiti da:

- dimensione del bacino;
- eventuale presenza di spartiacque;
- tipologia di copertura e scabrezza della superficie di deflusso;
- pendenza delle superfici scolanti;
- inclinazione dei collettori;
- materiali costituenti le condotte e le superfici scolanti .

Essi contribuiscono, dal punto di vista quantitativo, alla portata di piena mediante due fattori:

- tempo impiegato dall'acqua a percorrere la massima distanza all'interno del bacino (*tempo di corrivazione τ_c*);
- percentuale di acqua che riesce a defluire rispetto a quella caduta (*coefficiente di deflusso ϕ*).

3.1 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DI UN BACINO

Le portate che possono defluire attraverso la sezione di un collettore (ad esempio una tubazione in calcestruzzo o in PVC) che raccoglie le acque meteoriche all'interno di una rete idrica dipendono:

- dalle caratteristiche del bacino, le cui acque afferiscono alla tubazione stessa;
- dalle caratteristiche dell'evento meteorico che lo interessa.

Il bacino partecipa alla formazione del deflusso in relazione alla durata τ dell'evento piovoso: per una precipitazione di altezza h e di intensità media $j = h/t$ (dove t è il tempo di pioggia), estesa a tutto il bacino, si raggiunge la portata massima ad una certa sezione, detta sezione di chiusura, quando, giungono insieme i contributi del deflusso provenienti da tutte le parti che formano il bacino stesso. L'intervallo di tempo necessario alla particella di pioggia, che cade nel punto idraulicamente più lontano, per raggiungere la sezione di chiusura, a partire dal quale si registra la portata massima dall'inizio dell'evento di pioggia, è definito *tempo o ritardo di corrivazione*, τ_c , ed è assunto come elemento caratteristico del bacino.

Esistono in letteratura molte formule per la determinazione del tempo di corrivazione che variano, a seconda delle dimensioni di un bacino, da pochi ettari a qualche km², tutte con struttura empirica e derivanti dall'interpretazione di osservazioni sperimentali; fra queste si citano, tra le tante, le formule di Turazza, Ventura, Pasini, Giandotti, Tournon, Puglisi e Zanframundo, Pezzioli, kirpich.

Per piccoli bacini fino a qualche ettaro di superficie il tempo di corrivazione τ_c , è dato dalla somma di due termini:

$$\tau_c = \tau_a + \tau_r \quad (1.1)$$

dove:

τ_a rappresenta il tempo di accesso, ovvero il tempo che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque

τ_r rappresenta il tempo di rete, vale a dire quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto di ingresso alla rete, la sezione di chiusura. Esso è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso, di incerta determinazione, dipende dalla pendenza dell'area, dalla tipologia di pavimentazione, dalla presenza di ostacoli al deflusso. Esso generalmente è variabile tra i 5 e i 15 minuti, con valori più bassi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza, ed i valori più alti nei casi opposti. Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo tratto del collettore seguendo il percorso più lungo, ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa, L , e la velocità effettiva, v , determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento della tubazione. Come si

può notare, quindi, il calcolo può essere complesso e presentare comunque un grado di incertezza elevato quando i dati di partenza non sono precisi.

Per i bacini scolanti fino a qualche ettaro, più frequenti nella casistica delle superfici per le quali è necessario dimensionare un sistema di trattamento delle acque meteoriche, la formula del tempo di corrivazione, corrispondente al tempo di rete, maggiormente utilizzata è quella suggerita nel 1971 dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, espressa mediante:

$$\tau_c = 26,3 \times \frac{\left(\frac{L}{K_s}\right)^{0,6}}{j^{0,4} \times i^{0,3}} \quad (1.2)$$

In cui

τ_c = tempo di corrivazione (s)

L= lunghezza di superficie scolante (m)

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler- Strickler ($m^{1/3}/s$)

J= intensità di precipitazione rapportata al tempo di corrivazione (m/ora)

i= pendenza media della superficie scolante (adimensionale)

Nella formula (1.2) compare il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler che rappresenta una misura della resistenza al deflusso dell'acqua, in moto laminare, opposta dalla superficie di un collettore idrico. Nella tabella sono riportati i coefficienti K_s tipici dei materiali più utilizzati per il collettamento delle acque meteoriche; si noti che tanto maggiore è il valore di K_s , quanto minore sarà la resistenza opposta del deflusso.

	Materiale	K_s ($m^{1/3}/s$)
Condotte chiuse	Calcestruzzo	62÷95
	Materiali plastici	70÷95
	Acciaio zincato corrugato	40÷67
Canali	Rivestiti di conglomerati bituminosi	57÷75
	Rivestiti di calcestruzzo	57÷77
	In terra	20÷60

Figura 1-5. Coefficienti di Gauckler-Strickler per alcuni tipi di materiale

Sulla base di quanto detto, nella elaborazione dei dati pluviometrici per la determinazione della portata massima, è necessario considerare precipitazioni con durata dell'ordine del tempo di corrivazione.

Per esempio nei sistemi di drenaggio a servizio di superfici abbastanza piccole, il tempo di corrivazione va da qualche minuto a qualche decina di minuti; pertanto occorre analizzare le precipitazioni brevi ed intense (scrosci) con durata massima di circa 1 ora.

Si assume che si possa suddividere il bacino in un numero di fasce, dette isocorrive, delimitate da linee che uniscono i punti di uguale tempo di corrivazione rispetto alla sezione di chiusura. Sotto l'ipotesi di linearità e stazionarietà, è quindi possibile considerare la portata nella sezione di chiusura in un generico istante come somma dei contributi delle diverse fasce isocorrive, opportunamente traslati nel tempo per tenere conto del tempo di corrivazione di ciascuna fascia.

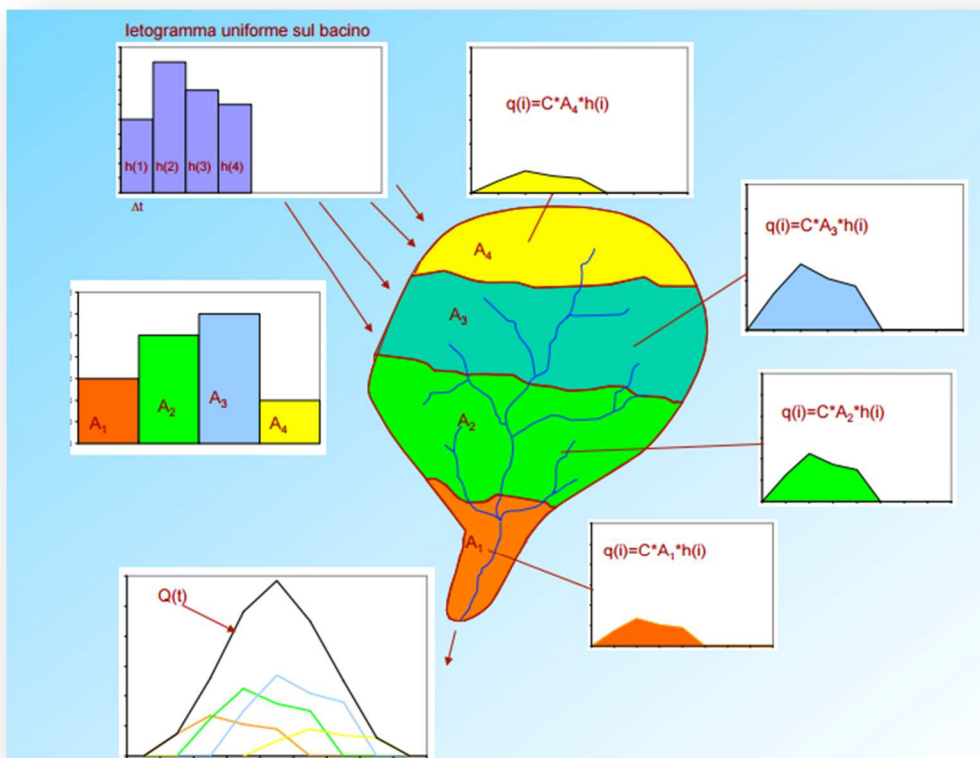


Figure 1-6 Bacino suddiviso in isocorrive

3.2 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO DI UN BACINO

Un altro parametro che concorre, in un bacino, a formare la portata di piena è rappresentato dal *coefficiente di deflusso*, ϕ , ovvero il rapporto tra il volume d'acqua defluito alla sezione di chiusura di un bacino e gli afflussi per precipitazioni. Le acque meteoriche, infatti, non raggiungono mai interamente la sezione di chiusura del bacino ad esse sotteso perché una parte viene dispersa o trattenuta per evaporazione, per infiltrazione nel terreno, per adsorbimento da parte delle superfici porose, per ristagno, etc., in una percentuale dipendente da numerosi fattori, quali, ad esempio, la natura del terreno, la tipologia delle superfici scolanti ed il tipo di copertura. Ogni tipo di superficie (zona verde, copertura dei tetti, zona pavimentata, zona semi – drenante, etc.) è quindi caratterizzata da uno specifico coefficiente di deflusso che rappresenta la quota percentuale di precipitazione che contribuisce alla portata di piena di un determinato bacino. È evidente come la superficie di un bacino possa essere costituita da più porzioni caratterizzate da coefficienti di deflusso diversi: in tal caso viene attribuito all'intero bacino un coefficiente di deflusso desunto dalla media pesata dei coefficienti delle singole aree coinvolte, che è tanto più rispondente alla realtà quanto più la suddivisione è precisa. La formula di calcolo del coefficiente di deflusso medio ϕ_{med} di una superficie scolante è data dalla relazione:

$$\phi_{med} = \sum \frac{S_i \times \phi_i}{S_{tot}} \quad (1.3)$$

Dove

S_i = i-esima porzione di superficie

ϕ_i = coefficiente di deflusso della i-esima porzione di superficie

Il valore di ϕ può variare teoricamente da 0 (quando l'acqua viene completamente trattenuta dal suolo) a 1 (quando l'acqua defluisce totalmente dalla superficie scolante); il valore di deflusso $\phi = 1$ è puramente teorico e viene generalmente utilizzato quando si vuole adottare il massimo criterio cautelativo nei calcoli.

Nella tabella seguente sono riportati i valori del coefficiente di deflusso per le principali tipologie di superfici.

Tipologia superficie	ϕ
Verde su suolo profondo, prati, orti, superfici agricole	0,10-0,15
Terreno incolto, sterrato non compattato	0,20-0,30
Superfici in ghiaia sciolta – parcheggi drenanti	0,30-0,50
Pavimentazioni in macadam	0,35-0,50
Superfici sterrate compatte	0,50-0,60
Coperture tetti	0,85-1,00
Pavimentazioni in asfalto o cls	0,85-1,00

Figura 1.7. Coefficienti di deflusso delle principali tipologie di superfici

Esempio:

Superficie in mattoncini

area = A1

coefficiente di deflusso = ϕ_1

A1

Superficie erbosa

area = A2

coefficiente di deflusso = ϕ_2

A2

Superficie asfaltata

area = A3

coefficiente di deflusso = ϕ_3

A3

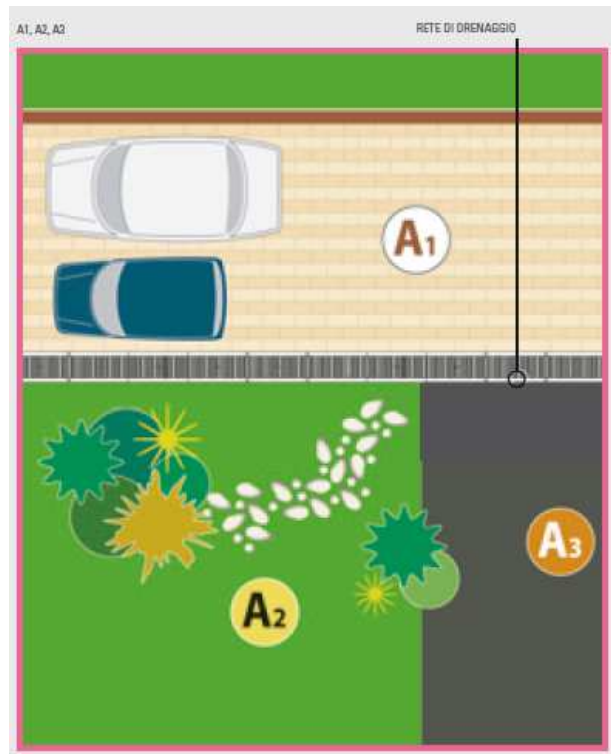


Figure 1.8 esempio applicativo

$$\phi = \frac{\sum A_i \phi_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 \phi_1 + A_2 \phi_2 + A_3 \phi_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (1.4)$$

4. INTRODUZIONE AL SITO

Il sito di riferimento per l'analisi, verifica e progettazione dell'intervento analizzato nella seguente tesi fa riferimento al Comune di Foza (VI).



Figura 3- 1 Foto lotto di intervento

Foza comune	
	
Localizzazione	
Stato	 Italia
Regione	 Veneto
Provincia	 Vicenza
Amministrazione	
Sindaco	Bruno Oro (lista civica) dal 27 6 2019
Territorio	
Coordinate	 45°54'N 11°38'E
Altitudine	1 000 m s.l.m.
Superficie	35,21 km ²
Abitanti	683 ^[1] (31 12 2017)
Densità	19,68 ab./km ²
Comuni confinanti	Asiago, Enegge, Gallio, Valbrenta
Altre informazioni	
Cod. postale	36010
Prefisso	0424
Fuso orario	UTC+1
Codice ISTAT	024041
Cod. catastale	D750
Targa	VI
Cl. sismica	zona 3 (sismicità bassa)
Cl. climatica	zona F, 4 295 GG ^[2]
Nome abitanti	vulzaren - fodali
Patrono	Maria SS. Assunta
Giorno festivo	15 agosto
PIL procapite	(nominale) 16.546
Cartografia	
	

4.1 RILIEVO FOTOGRAFICO



Figura 3- 1 Foto della imhof da valle (dove prosegue poi la condotta di fognatura)



Figura 3- 1 Foto punto a valle della imhof con condotta esposta



Figura 3- 1 Foto punto a valle della imhof in prossimità della restituzione (dello scarico) in alveo



Figura 3- 1 Foto punto a valle della imhof in tratto impervio e con condotta esposta

4.2 COROGRAFIA

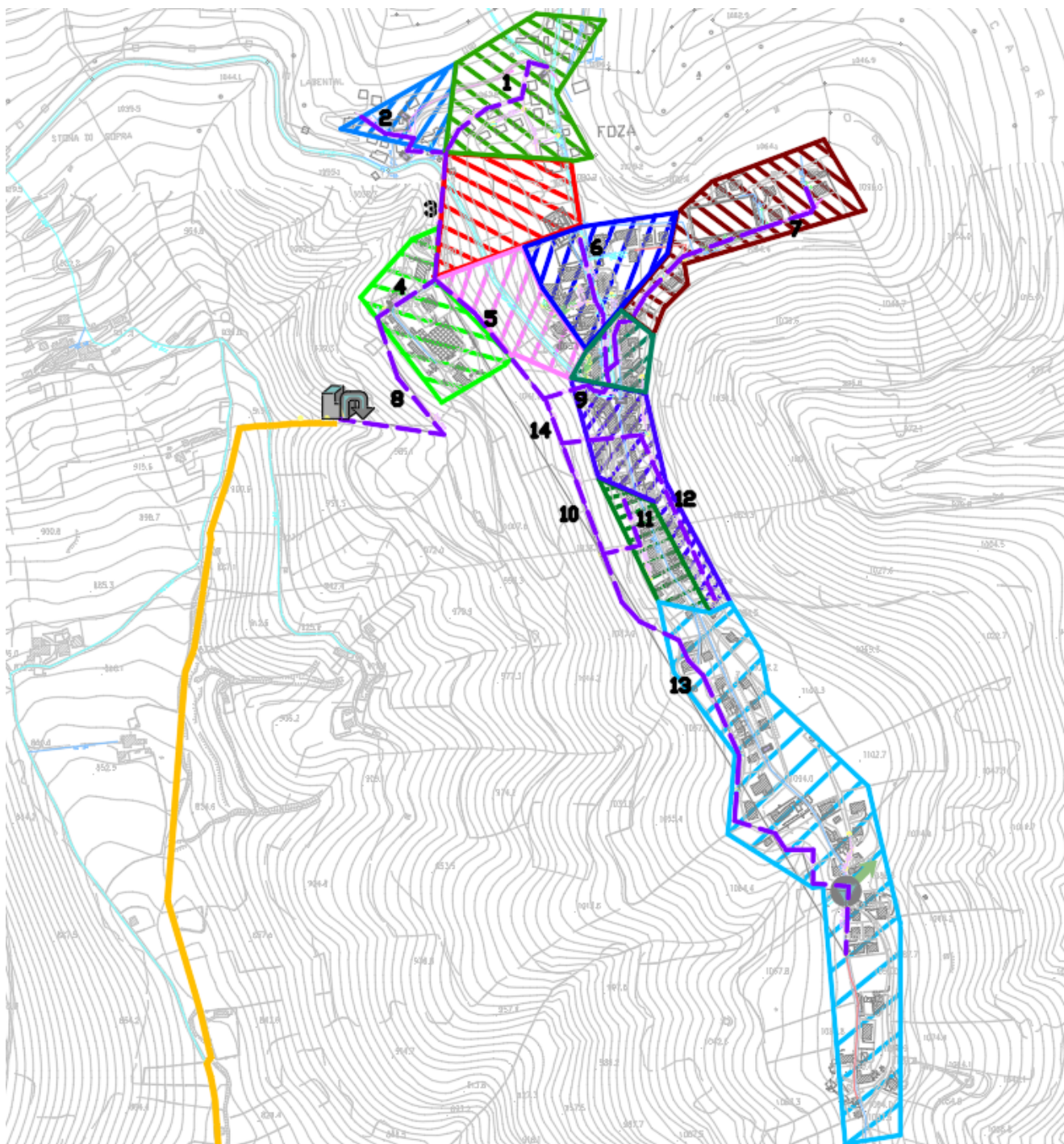


Figura 3- 1 Corografia

Nella corografia in figura, sono evidenziate con linee viola (tratteggiate) i tratti di condotta che raccolgono gli afflussi meteorici ricadenti all'interno della superficie del comune che si estende all'incirca per 27 ettari, che vengono poi convogliate nella fossa imhoff (simbolo in grigio in figura)

La linee gialla (che parte dalla imhoff) rappresenta il tratto di condotta che va a scaricare la portata affluente nel corpo idrico ricettore.

Le aree rappresentate da diversi colori, rappresentano le superfici di affluenza dei vari tratti di condotta, determinate grazie all'ausilio delle curve di livello.

5. PROGETTAZIONE FOGNATURA BIANCA: TR = 2 anni

L'equazione di possibilità pluviometrica che descrive la curva è del tipo $h = at^n$, dove a e n si possono ricavare a partire dai parametri *MODA* e *ALPHA* precedentemente trovati.

$$h = at^n \quad (3.1)$$

Dove:

- $[h]$ = mm = altezza di pioggia;
- $[t]$ = ore;
- $[a]$ = mm ore⁻ⁿ;
- $[n]$ = adimensionale.

Grazie a questa valutazione probabilistica, effettuata secondo Gumbel, è possibile ricavare l'equazione di massima pioggia indipendente dai singoli intervalli orari (1,3,6,12,24 ore), continua nel tempo e riferita al tempo di ritorno da noi fissato.

$$\text{FOZA } (Tr = 2 \text{ anni}) \rightarrow h = 34,501t^{0.36}$$

In cui $a = 34,501$, $n = 0.36$ e $t = \tau_c$ in cui si ha la portata massima.

Una volta ricavata l'equazione di possibilità pluviometrica, questa in teoria è valida solo nell'area circostante la stazione stessa, è necessario quindi correggerla per poter estenderla a tutto il bacino.

In realtà le correzioni possibili sono due:

- La prima correzione serve per tener conto dell'estensione del bacino e si sviluppa con il metodo *Puppini*, questa legge vale per bacini che hanno estensione inferiore a 600 Km²:

$$a' = a \left[1 - 0.084 \frac{S}{100} + 0.007 \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

$$n' = n + 0.014 \frac{S}{100} \quad (3.3)$$

Dove:

- S = superficie del bacino (km²);
- a, n = sono i valori caratterizzati di possibilità pluviometrica ricavati direttamente dall'elaborazione statistica di Gumbel.

L'equazione pluviometrica diventa:

$$h = a't^{n'} \quad (3.4)$$

- L'equazione di pioggia ricavata precedentemente è valida per un evento meteorico maggiore di un'ora in quanto la quantità di acqua che si infila nel terreno decresce nel tempo, quindi in realtà i valori tabulati del coefficiente di deflusso sono validi per tempi di pioggia maggiori di un'ora. Per comodità quindi si inserisce la correzione del coefficiente di deflusso sfruttando il parametro n nell'equazione di possibilità pluviometrica, la correzione va effettuata solo quando il τ_c (tempo di corrivazione) è minore di 1 ora:

$$\tau_c < 1 \text{ ora} \rightarrow n'' = \frac{4}{3} n' \quad (3.5)$$

Dove:

τ_c = tempo di corrivazione, come descritto nel sottocapitolo 1.2.1.

L'equazione di possibilità pluviometrica diventa:

$$h = a't^{n''} \quad (3.6)$$

- Di seguito saranno evidenziati più nel dettaglio e con relativa numerazione i tratti di condotta con le relative superfici, così da renderli facilmente individuabili nella fase di progetto dei suddetti.

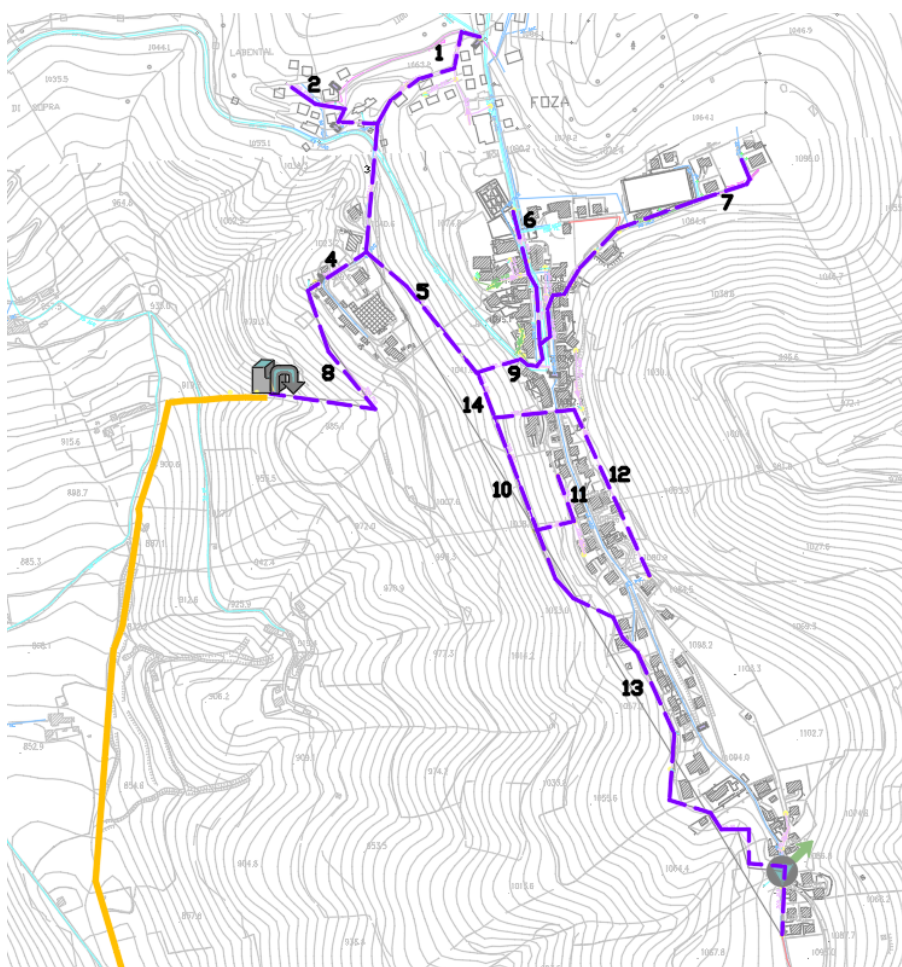


Figura 3- 1 Tracciato totale condotta

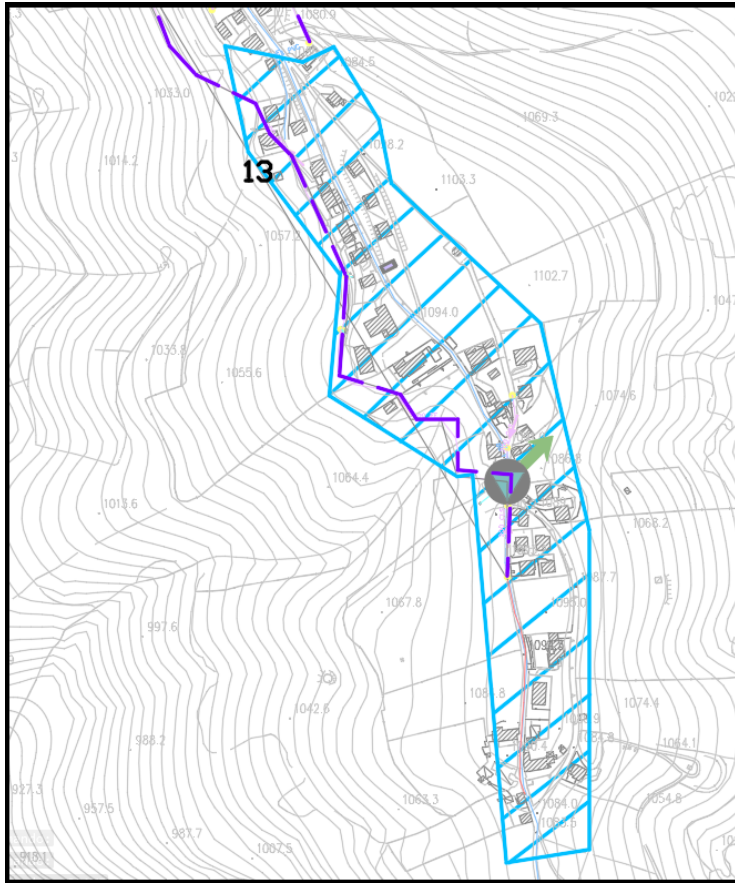


Figura 3- 1 Collettore 13 e rispettiva area (Il simbolo in verde indica una stazione di sollevamento, per tratti a pendenza insufficiente o in contropendenza)

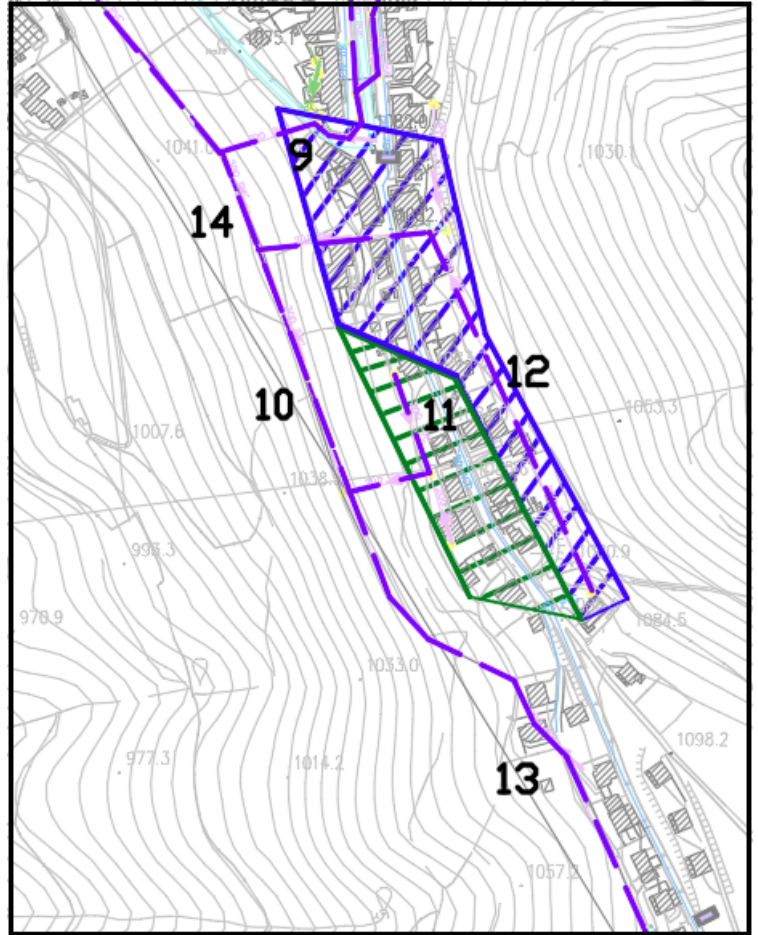


Figura 3- 1 Collettori 11 e 12 e rispettive aree

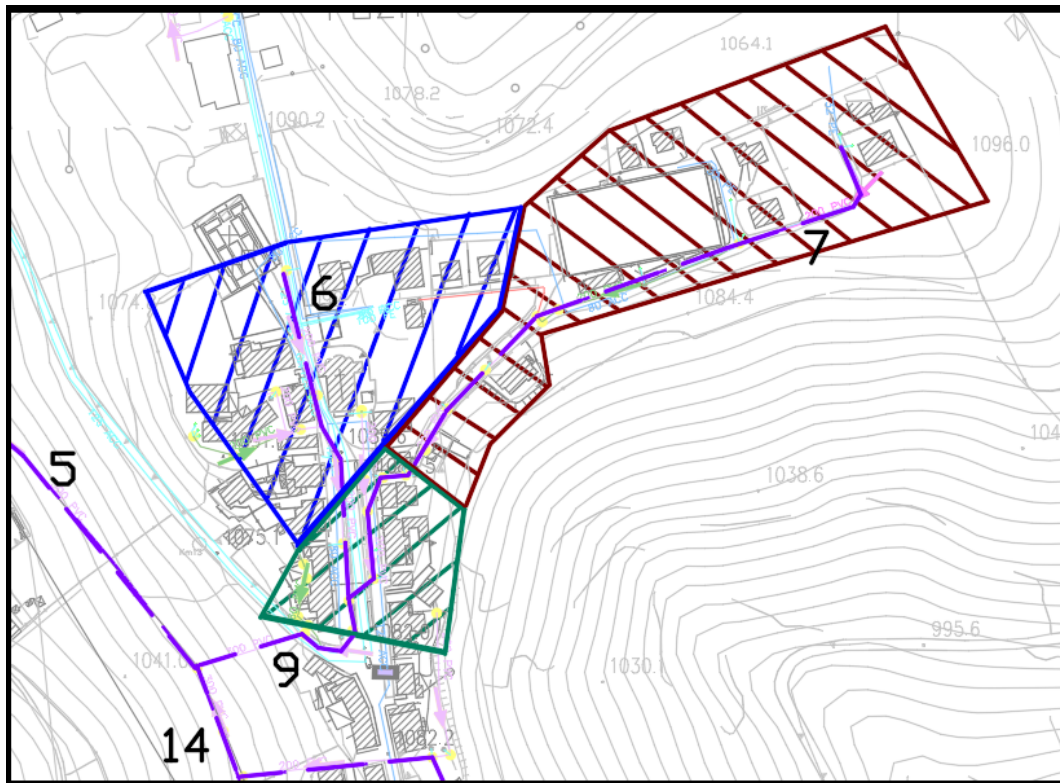


Figura 3- 1 Collettori 6,7 e 9 e rispettive aree

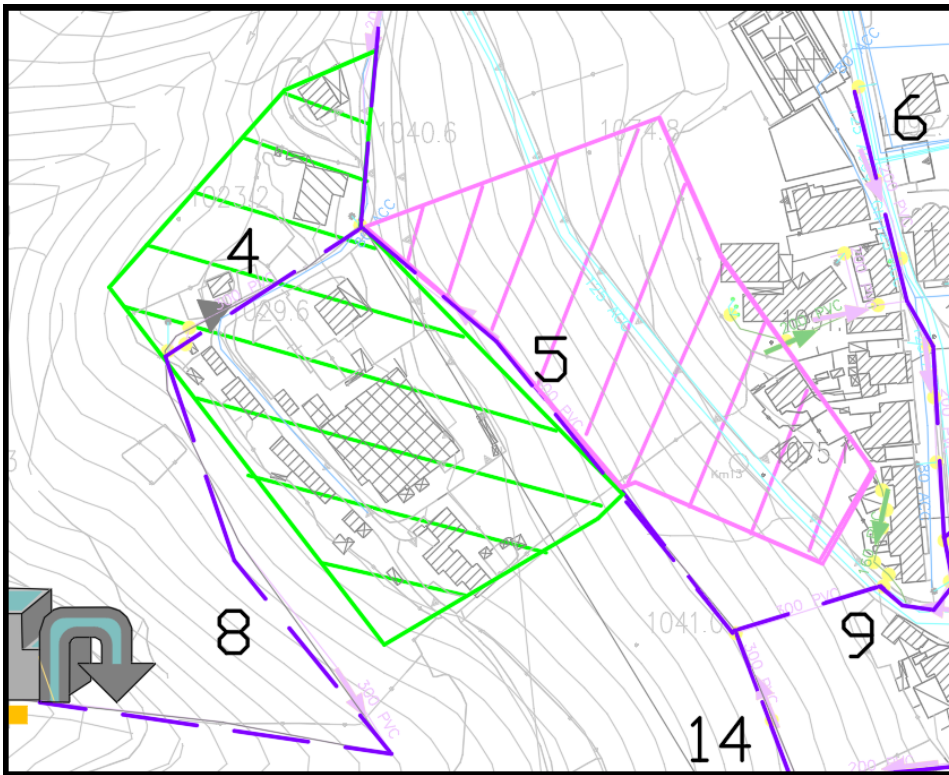


Figura 3-1 Collettori 4 e 5 e rispettive aree

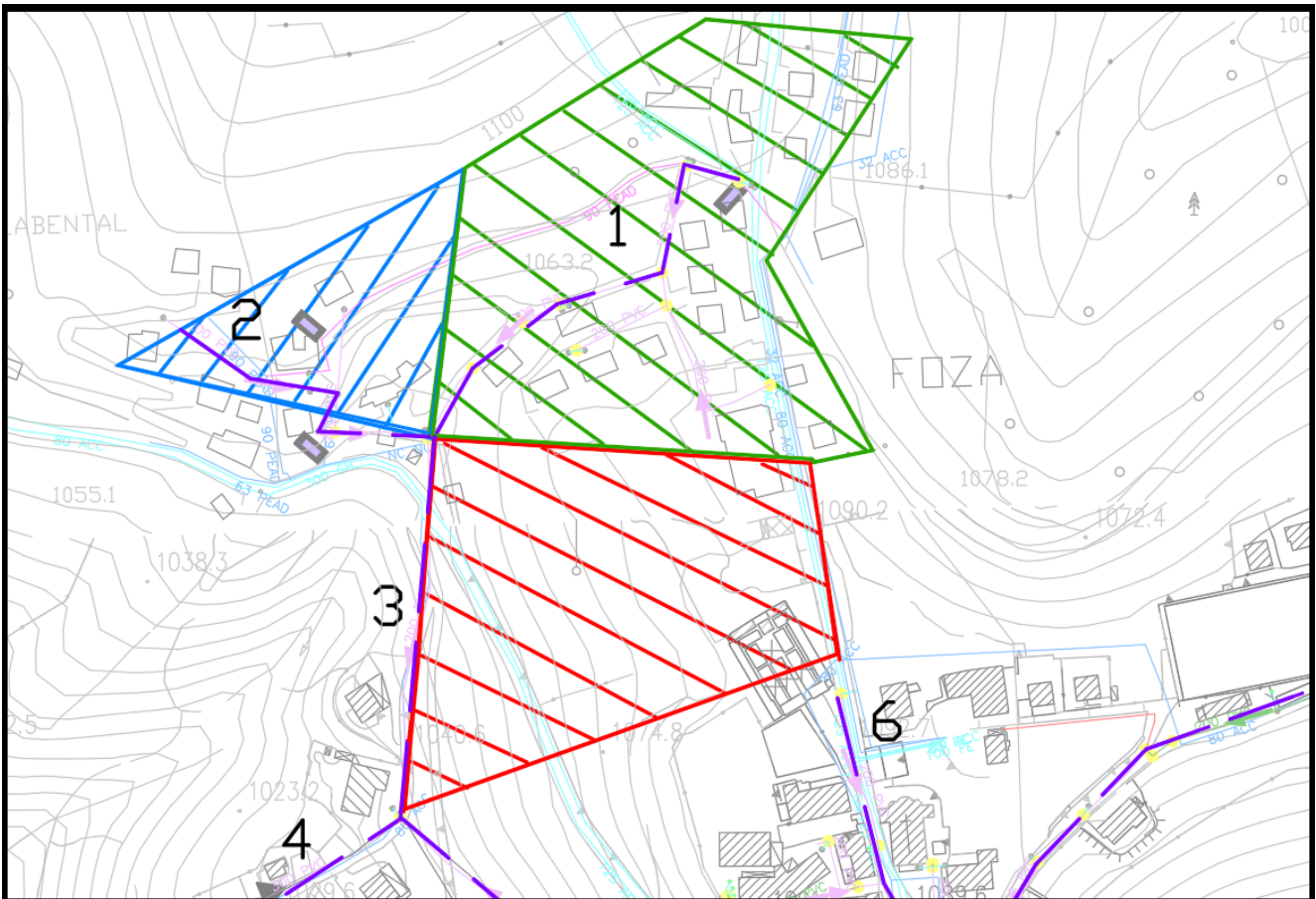


Figura 3-1 Collettori 1,2 e 3 e rispettive aree

5.1 DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

Le tubazioni che trasportano l'acqua raccolta dalle grondaie e trasportata successivamente dai discendenti verso il sistema di accumulo sono "tubazioni interrato", ovvero che si sviluppano sotto il piano di campagna dell'area in questione. Il materiale che si usa per queste tipologie di tubazioni è di vari tipi: plastici, metallici, di conglomerato cementizio ecc. Tutti i materiali comunque devono avere una determinata resistenza alla corrosione, e ovviamente anche meccanica, proprio perché si trovano in ambiente che potrebbe essere aggressivo e dove possono poggiare pesi anche di grande consistenza.

Il materiale più utilizzato per le condotte fognarie è il PVC che è anche la tipologia scelta nel nostro progetto e in particolare gli SN8 come vediamo in figura.

SN 8

SDR 34 Applicazione UD

100 - 400 (vedi tabella di US)

www.tubipvc.it

Ø esterno mm	160	200	250	315	400	500	630 *
spessore mm	4,7	5,9	7,3	9,2	11,7	14,6	18,4
TUBI da m 6 • €	51,78	81,00	126,00	199,86	322,74	528,60	1.012,76
• Pari a € mt./lin.	8,63	13,50	21,00	33,31	53,79	88,10	—
TUBI da m 3 €	—	—	—	—	—	—	—
IMBALLO BANCALE PZ.	39	25	16	9	5	—	—

* commercializzato

	Ø esterno mm	110	125	160	200	250	315	400	500	630
	LUNGHEZZA BICCHIERE	65	65	80	90	140	170	190	230	295

PER I RACCORDI VEDI LISTINO PREZZI: RACCORDI CON GIUNZIONI AD ANELLO ELASTOMERICO

		TUBETTO LUBRIFICANTE									cad. € 3,54	
	Ø esterno mm	110	125	160	200	250	315	400	500	630		
	ANELLI DI GOMMA A LABBRO €	0,31	0,53	0,71	0,95	2,64	3,35	5,70	9,97	—		

Figura 3- 4 Tubi PVC SN8

Per il progetto della fognatura utilizziamo il metodo a “*pendenza fissata*” in modo da avere un’omogeneità dei collettori.

Le condotte saranno scandite da pozzetti situati ogni 25 m di dimensioni 70x70 cm e nei nodi in cui si incrociano più tubi anche di diametro diverso.

La fognatura bianca pubblica dovrà essere posizionata almeno ad 1.2 m sotto il piano campagna (come da normativa) e quella nera almeno ad una distanza di 30 cm da quest’ultima.

Una volta nota l’altezza di pioggia h (mm) calcoliamo la portata da smaltire con il metodo cinematico attraverso la seguente formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot h \cdot S}{\tau_c} [m^3/s] \quad (3.7)$$

Dove:

- S è la superficie afferente (m²)
- h è l’altezza di pioggia elaborata con il metodo dell’equazione di Gumbel (m);
- τ_c è il tempo di corrivazione (s);
- φ è il coefficiente di deflusso definito in base al tipo di superficie (vedi *fig. 1.7*)

Nel calcolo delle portate dei vari tronchi sono stati utilizzati i coefficienti di deflusso φ_i relativi alle superfici scolanti. Si sono utilizzati i seguenti valori:

- $\varphi_i = 0.2$ per aree verdi, giardini;
- $\varphi_i = 0.8$ per aree pavimentate;
- $\varphi_i = 0.9$ per strade asfaltate e tetti.

Per ogni tronco sono state individuate le superfici scolanti diverse in funzione dell'uso (aree pavimentate, aree verdi, strade, tetti) e il rispettivo coefficiente di deflusso.

Siccome su un unico tronco confluiscono più superfici scolanti con diversi coefficienti di deflusso occorre tenerne conto calcolando il coefficiente di deflusso ponderato (*tabella 3-1*) con la seguente formula:

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i S_i}{S_{TOT}} \quad (3.8)$$

Con questo accorgimento la portata da smaltire sarà calcolata con il coefficiente ponderato con la seguente formula:

$$Q = \frac{\bar{\varphi} \cdot h \cdot S}{\tau_c} [m^3/s] \quad (3.9)$$

A questo punto utilizzando la relazione di Gauckler-Strickler e attraverso una serie di passaggi sotto mostrati è possibile trovare il fattore di portata:

$$Q = K_S R_H^{\frac{2}{3}} A_b \sqrt{i} \rightarrow \frac{Q}{K_S \sqrt{i}} = R_H^{\frac{2}{3}} (y) A_b (y) \rightarrow \text{Divido per } D^{8/3} \rightarrow \frac{Q}{D^{8/3}} = \frac{K_S \sqrt{i}}{D^{8/3}} = \frac{R_H^{\frac{2}{3}} A}{D^{8/3}} \text{ FATTORE DI PORTATA} \quad (3.10)$$

Dove:

- Q = portata precedentemente calcolata (m^3/s);
- K_S = coefficiente di Gauckler-Strickler, che per i materiali plastici in condizioni di utilizzo è pari ad 80 ($m^{1/3}/s$) come vediamo in figura;
- R_H = raggio idraulico (m);
- A_b = area bagnata (m^2);
- i = pendenza della condotta.

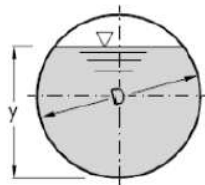
	P. fissata
TRATTO DI MONTE	i (%)
AB	0,02
BC	0,02
CD	0,02
DE	0,03
TRATTO DI VALLE	i (%)
FG	0,01
GH	0,01
HE	0,01
INTERSEZIONE	i (%)
INCROCIO AREE	0,01

Tabella 3- 3 Pendenza dei collettori

Tubazione	\sqrt{y} mm	Bazin Y $\text{mm}^{1/2}$	Kutter m $\text{mm}^{1/2}$	Strickler k $\text{mm}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$
Tubi nuovi PE, PVC, PRFV, Rame, Acciaio Inox	0 - 0,02	-	-	-
Tubi nuovi Gres, Ghisa rivestita, Acciaio	0,05 - 0,15	< 0,06	< 0,12	120 - 100
Tubi in Cemento ordinario, tubi con lievi incrostazioni	0,10 - 0,4	0,10	0,12	105 - 85
Tubi con incrostazioni e depositi	0,6 - 0,8	0,18	0,25	80 - 90

Tabella 3- 4 Coefficienti di Gauckler-Strickler.

Si andrà quindi ad imporre il diametro finché non viene ricavato che il grado di riempimento y/D fornito dalla tabella seguente per il relativo fattore di portata risulti inferiore al 80%.



Grado di riempimento y/D	Area A/D^2	Perimetro bagnato P/D	Raggio idraulico R_H/D	Fattore di portata $\frac{AR_H^{2/3}}{D^{8/3}}$	Grado di riempimento y/D	Area A/D^2	Perimetro bagnato P/D	Raggio idraulico R_H/D	Fattore di portata $\frac{AR_H^{2/3}}{D^{8/3}}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0056	0.0000	0.65	0.5404	1.8755	0.2861	0.2358
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.1050	0.66	0.5499	1.8965	0.2900	0.2409
0.41	0.3032	1.3898	0.2182	0.1059	0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.2460
0.42	0.3130	1.4101	0.2220	0.1148	0.68	0.5687	1.9391	0.2933	0.2511
0.43	0.3229	1.4303	0.2258	0.1197	0.69	0.5780	1.9606	0.2948	0.2560
0.44	0.3328	1.4505	0.2295	0.1248	0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.2610
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.1298	0.71	0.5964	2.0042	0.2975	0.2658
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.1349	0.72	0.6054	2.0264	0.2987	0.2705
0.47	0.3627	1.5108	0.2401	0.1401	0.73	0.6143	2.0488	0.2998	0.2752
0.48	0.3727	1.5308	0.2435	0.1453	0.74	0.6231	2.0715	0.3008	0.2798
0.49	0.3827	1.5508	0.2468	0.1506	0.75	0.6319	2.0944	0.3017	0.2842
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	0.1558	0.76	0.6405	2.1176	0.3024	0.2886
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.1611	0.77	0.6489	2.1412	0.3031	0.2928
0.52	0.4127	1.6108	0.2562	0.1665	0.78	0.6573	2.1652	0.3036	0.2969
0.53	0.4227	1.6308	0.2592	0.1718	0.79	0.6655	2.1895	0.3039	0.3008
0.54	0.4327	1.6509	0.2621	0.1772	0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.3047
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.1826	0.81	0.6815	2.2395	0.3043	0.3083
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.1879	0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.3118
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.1933	0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.3151
0.58	0.4724	1.7315	0.2728	0.1987	0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.3183
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.2041	0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.3212
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.2094	0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.3239
0.61	0.5018	1.7926	0.2799	0.2147	0.87	0.7254	2.4039	0.3018	0.3264
0.62	0.5115	1.8132	0.2821	0.2200	0.88	0.7320	2.4341	0.3007	0.3286
0.63	0.5212	1.8338	0.2842	0.2253	0.89	0.7384	2.4655	0.2995	0.3305
0.64	0.5308	1.8546	0.2862	0.2306	1.00	0.7834	3.1416	0.2500	0.3117

Tabella 3- 5 Grado di riempimento in funzione di vari parametri.

Dalla tabella entrando con il fattore di portata riesco ad estrapolare:

$\frac{y}{D}$ che deve essere inferiore a 0.8;

$\frac{R_H}{D}$ da cui si ricava R_H moltiplicando per D ;

$\frac{A_b}{D^2}$ da cui si ricava A_b necessario per la verifica della velocità;

Oltre alla verifica del grado di riempimento che deve essere $y/D < 0.8$ e la verifica della velocità che deve essere compresa $0.5 < v < 4$, occorre anche verificare le tensioni tangenziali fatte per controllare che i materiali sospesi nelle acque meteoriche non si sedimentano nei collettori di scarico:

$$\tau = \gamma R_H i \quad (3.11)$$

Dove:

- τ = tensione tangenziale (N/m²)
- i = pendenza (%)
- R_H = raggio idraulico trovato dall'ultima reiterazione (m)

Per valutare questo è necessario utilizzare la "Curva di Shields" che ha studiato diversi tipi di materiali e per ognuno ha definito un grafico con riportate le linee di equilibrio:

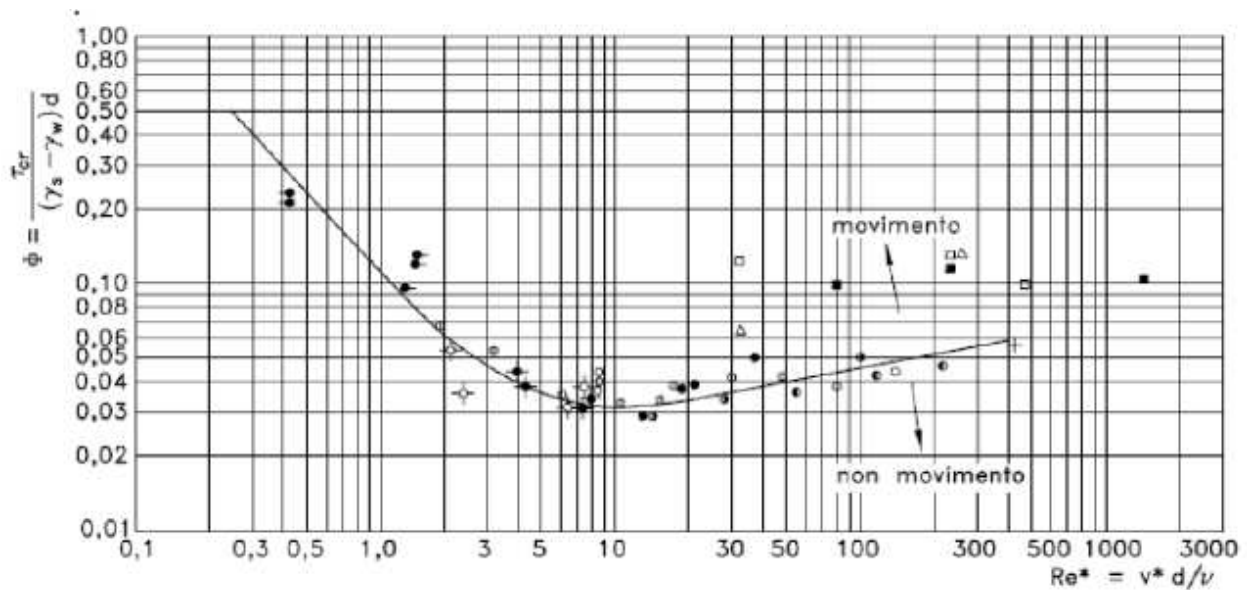


Figura 3- 5 Curva di Shields

$$\tau_{CR} = \Phi(\gamma_s - \gamma)d \quad (3.12)$$

Dove:

- d = diametro della particella di sabbia = 1 mm;
 - γ_s = peso specifico della sabbia = 26000 N/m³;
 - γ = peso specifico dell'acqua = 10000 N/m³;
 - $\Phi = 0.06$ in moto turbolento ($Re^* = 1000$).
- $\tau_{CR} = 0.96 \cong 1 Pa \rightarrow$ per sicurezza si considera il doppio quindi 2 Pa

La verifica quindi sarà:

$$\tau > \tau_{CR} \quad (3.13)$$

A questo punto conoscendo il grado di riempimento è possibile ricavare l'area bagnata Ab e con questa la velocità di prima iterazione.

Se la velocità imposta inizialmente per il calcolo del tempo di corrivazione è la stessa della velocità di prima iterazione allora i passaggi termino qui, altrimenti si procede con le iterazioni fino a che non si ottiene l'uguaglianza.

Ogni volta che dal procedimento iterativo si determina una nuova velocità, si deve quindi aggiornare il tempo di corrivazione e con quello calcolare la nuova portata.

Tutti i calcoli delle portata, diametri, verifiche e reiterazioni sono riportati nelle tabelle successive.

Di seguito verranno riportati i dati relativi al calcolo delle condotte relative al tempo di ritorno di 2 anni, mentre quelli riferiti a tempi di ritorno superiori verranno messi in appendice alla presente tesi.

Dimensionamento con formule analitiche per tempo di ritorno 2 anni

Coeff. Eq. possibilità pluviometrica						Tc [min]	Intensità i [mm/h]
Coeff.curva (a)	Espn.curva (n)		Tempo versante Tv [min]	Tempo corriv. Max Tcmax [min]		15	70,94
34,501	0,36		10	31,27		30	49,47
	0,48					45	40,07

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	210	3	0,5	5	0,4	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	150	0,8	0,5	3	0,3	80	1
b							
c							
1	210	3	0,5	5	0,4	80	1
2	150	0,8	0,5	3	0,3	80	1
3	170	2,3	0,5	3	0,5	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
3	0.5	210	810	16.86	0.312	0.2009	0.6
3	0.5	0	810	16.86	0.312		
3	0.5	0	810	16.86	0.312		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
0.8	0.5	150	750	16.25	0.087	0.1551	0.5
0.8	0.5	0	750	16.25	0.087		
0.8	0.5	0	750	16.25	0.087		
3	0.5	210	810	16.86084329	0.312237839	0.200948098	0.6
0.8	0.5	150	750	16.24934611	0.086663179	0.155069835	0.5
6.1	0.5	170	980	18.47544889	0.575001216	0.263490404	0.7

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	55.52	3.966435958	52.9442558

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.075	0.3927	0.035343	22.5	2.452060641	61.17303849
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	55.52	3.966435958	52.9442558
0.25	0.075	0.3927	0.035343	22.5	2.452060641	61.17303849
0.2962	0.1481	0.5872	0.1468	44.43	3.916902013	43.40164738

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 1,2 e 3

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	738	8,5	0,5	4	0,5	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	115	0,9	0,5	7	0,3	80	1
b							
c							
13	738	8,5	0,5	4	0,5	80	1
11	115	0,9	0,5	7	0,3	80	1
10	160		0,5	3	0,6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
8.5	0.5	738	1338	21.45	0.681	0.2704	0.7
8.5	0.5	0	1338	21.45	0.681		
8.5	0.5	0	1338	21.45	0.681		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
0.9	0.5	115	715	15.88	0.100	0.1171	0.4
0.9	0.5	0	715	15.88	0.100		
0.9	0.5	0	715	15.88	0.100		
8.5	0.5	738	1338	21.45385876	0.68145665	0.270436251	0.7
0.9	0.5	115	715	15.8808368	0.099949323	0.117080392	0.4
9.4	0.5	160	1498	22.64916279	0.710621262	0.200255406	0.6

CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2962	0.1481	0.5872	0.1468	59.24	4.642075271	158.980619	

CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2142	0.06426	0.2934	0.026406	44.982	3.785098937	30.38229698	
0.2962	0.1481	0.5872	0.1468	59.24	4.642075271	158.980619	
0.2142	0.06426	0.2934	0.026406	44.982	3.785098937	30.38229698	
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.012089331	39.87947097	

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 13,11 e 10

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	898	9,4	0,5	3	0,6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	347	1,8	0,5	3	0,4	80	1
b							
c							
10	898	9,4	0,5	3	0,6	80	1
12	347	1,8	0,5	3	0,4	80	1
14	64	0	0,5	3	0,6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
9.4	0.5	898	1498	22.65	0.711	0.2003	0.6
9.4	0.5	0	1498	22.65	0.711		
9.4	0.5	0	1498	22.65	0.711		
CALCOLI							
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
1.8	0.5	347	947	18.17	0.173	0.1435	0.5
1.8	0.5	0	947	18.17	0.173		
1.8	0.5	0	947	18.17	0.173		
9.4	0.5	898	1498	22.64916279	0.710621262	0.200255406	0.6
1.8	0.5	347	947	18.17416525	0.172721739	0.143505896	0.5
11.2	0.5	64	1562	23.10858626	0.828476844	0.233467496	0.6

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D^2 [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.012089331	223.8235308
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D^2 [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.1	0.3927	0.062832	30	2.748945434	126.2302248
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.012089331	223.8235308
0.25	0.1	0.3927	0.062832	30	2.748945434	126.2302248
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.677488957	13.68255502

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 12 e 14

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	184	2	0,5	3	0,4	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	423	2,8	0,5	3	0,4	80	1
b							
c							
6	184	2	0,5	3	0,4	80	1
7	423	2,8	0,5	3	0,4	80	1
9	119	0,7	0,5	3	0,5	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2	0.5	184	784	16.60	0.212	0.1759	0.5
2	0.5	0	784	16.60	0.212		
2	0.5	0	784	16.60	0.212		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2.8	0.5	423	1023	18.86	0.258	0.2144	0.6
2.8	0.5	0	1023	18.86	0.258		
2.8	0.5	0	1023	18.86	0.258		
2	0.5	184	784	16.59885736	0.211720119	0.175907709	0.5
2.8	0.5	423	1023	18.86022141	0.258106647	0.214447966	0.6
5.5	0.5	119	1142	19.88319687	0.478798524	0.219406174	0.6

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.1	0.3927	0.062832	30	3.369622475	54.60552372

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	33.312	3.278793787	129.0108581
0.25	0.1	0.3927	0.062832	30	3.369622475	54.60552372
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	33.312	3.278793787	129.0108581
0.2776	0.1388	0.492	0.123	41.64	3.892670924	30.5702697

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 6,7 e 9

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	542	5,5	0,5	3	0,5	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	962	11,2	0,5	3	0,6	80	1
b							
c							
9	542	5,5	0,5	3	0,5	80	1
14	962	11,2	0,5	3	0,6	80	1
5	220	1,6	0,5	5	0,6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
5.5	0.5	542	1142	19.88	0.479	0.2194	0.6
5.5	0.5	0	1142	19.88	0.479		
5.5	0.5	0	1142	19.88	0.479		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
11.2	0.5	962	1562	23.11	0.828	0.2335	0.6
11.2	0.5	0	1562	23.11	0.828		
11.2	0.5	0	1562	23.11	0.828		
5.5	0.5	542	1142	19.88319687	0.478798524	0.219406174	0.6
11.2	0.5	962	1562	23.10858626	0.828476844	0.233467496	0.6
18.3	0.5	220	1782	24.61739978	1.264024736	0.275916231	0.7

CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2776	0.1388	0.492	0.123	41.64	3.892670924	139.2360183	
CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.677488957	205.6659051	
0.2776	0.1388	0.492	0.123	41.64	3.892670924	139.2360183	
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.677488957	205.6659051	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	88.86	5.979529672	36.79219137	

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 14 e 5

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ³ /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	1182	18,3	0,5	5	0,6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ³ /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	380	6,1	0,5	3	0,5	80	1
b							
c							
5	1182	18,3	0,5	5	0,6	80	1
3	380	6,1	0,5	3	0,5	80	1
4	94	2,1	0,5	10	0,6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
18.3	0.5	1182	1782	24.62	1.264	0.2759	0.7
18.3	0.5	0	1782	24.62	1.264		
18.3	0.5	0	1782	24.62	1.264		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
6.1	0.5	380	980	18.48	0.575	0.2635	0.7
6.1	0.5	0	980	18.48	0.575		
6.1	0.5	0	980	18.48	0.575		
18.3	0.5	1182	1782	24.61739978	1.264024736	0.275916231	0.7
6.1	0.5	380	980	18.47544889	0.575001216	0.263490404	0.7
26.5	0.5	94	1876	25.23238155	1.782137822	0.275073001	0.7

CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	88.86	5.979529672	197.67441	
CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2962	0.1481	0.5872	0.1468	44.43	3.916902013	97.01544709	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	88.86	5.979529672	197.67441	
0.2962	0.1481	0.5872	0.1468	44.43	3.916902013	97.01544709	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	177.72	8.430488487	11.15000633	

Tabella 3-5 Dati e relativi calcoli per le condotte 3 e 4

6. PROGETTAZIONE FOGNATURA NERA

Per la stima della portata delle acque nere è necessario conoscere il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e, naturalmente, la dotazione d'acqua prevista per abitante. Alle quali sono da aggiungere, quando siano di qualche rilievo, le portate scaricate dalle industrie, spesso trasformante, per comodità, in abitanti equivalenti; calcolando cioè il numero di abitanti che darebbero luogo alla stessa portata nera. La sufficienza della fognatura va garantita per 40-50 anni. In questa prospettiva, bisogna tener conto dell'eventuale sviluppo dell'abitato e della popolazione, desumibile dai piani urbanistici adottati: considerando le dotazioni fornite (o previste) dalla rete d'acquedotto, talvolta con prudenziale e ragionevole incremento delle stesse. È noto che la portata per abitante erogata da un acquedotto nel giorno di massimo consumo è pari alla dotazione giornaliera moltiplicata per un **coefficiente di punta** ρ_g al quale, in mancanza di misure dirette o di ragionevoli confronti, può essere assegnato un valore dell'ordine di 1,2-1,5 valendo il coefficiente minore per grandi centri e quello maggiore per piccoli centri. Con lo stesso procedimento, nell'ora di punta di massimo consumo, la portata (per abitante) erogata si assume pari a quella giornaliera del giorno stesso moltiplicata a sua volta per un **coefficiente di punta orario** ρ_o , che, in assenza di osservazioni dirette o di deduzioni per confronto, può ancora assumersi pari a 1,2-1,5 valendo ancora, il minore valore per grandi centri o comunque per centri i cui abitanti abbiano abitudini molto diversificate e quello maggiore per i piccoli centri. Si può, inoltre, stimare che la frazione d'acqua che giunge alla rete di fognatura sia circa il 70-90% di quella erogata, con un coefficiente di deflusso φ quindi pari a 0,7-0,9. L'espressione utilizzata per il calcolo della portata nera è:

$$Q_{N,max} = \frac{N \cdot dot \cdot \rho_g \cdot \rho_o \cdot \varphi}{86400} \left[\frac{l}{s} \right] \quad (3.14)$$

Dove:

- N : numero di abitanti equivalenti;
- dot : la dotazione idrica giornaliera per abitante equivalente;
- ρ_o : coefficiente di punta orario;
- ρ_g : coefficiente di punta giornaliero;
- φ : coefficiente di deflusso

I valori assunti sono:

- $N = 693$ abitanti equivalenti (con il termine *abitante equivalente* si intende la persona che produce un inquinamento pari a 60 grammi di BOD_5 al giorno ed utilizza una quantità d'acqua di 350 l/g,ab);
- $dot = 350$ l/g,ab;
- $\rho_o = 1.5$;
- $\rho_g = 1.5$;
- $\varphi = 0.9$.

$$Q_{N,max} = \frac{N \cdot \dot{\rho}_g \cdot \rho_o \cdot \varphi}{86400} \left[\frac{l}{s} \right] = 5,68 \text{ [l/s]}$$

Essendo mista la rete di fognatura, la portata calcolata va aggiunta a quella delle acque meteoriche, anche se confrontando le due portate si percepisce la sostanziale preponderanza delle acque bianche che quindi diventano dimensionanti per i collettori anche senza considerare la portata nera.

7. DATI PLUVIOMETRICI ED ELABORAZIONE STATISTICA DELLE PIOGGE

7.1. CARATTERISTICHE DI UNA PRECIPITAZIONE

Una precipitazione può essere definita in base a tre caratteristiche fondamentali:

- Altezza di precipitazione;
- Durata di precipitazione;
- Intensità di precipitazione;

L'altezza di precipitazione, h , è lo spessore dello strato d'acqua che rimarrebbe al suolo se non vi fosse scorrimento, infiltrazione ed evaporazione.

L'unità di misura adottata convenzionalmente per le misure idrologiche è il millimetro, mm, che permette la quantificazione di un evento meteorologico a prescindere dalla superficie su cui esso viene misurato.

La corrispondenza tra il millimetro e le principali unità di misura di volume su superficie è la seguente:

$$1,0 \text{ mm} = 1,0 \text{ litri} / \text{m}^2 = 10 \text{ m}^3 / \text{ha} = 1000 \text{ m}^3 / \text{km}^2 \quad (4.1)$$

La *durata di precipitazione*, τ , è il tempo che intercorre fra l'inizio e la fine di un singolo evento meteorico. Esso è indicato in minuti per le precipitazioni inferiori ad 1 ora, in ore per quelli di durata superiore.

L'*intensità di precipitazione*, j , è il rapporto tra una determinata altezza di precipitazione, h , ed il tempo, τ , in cui essa si verifica, la cui espressione avviene mediante la relazione:

$$i = h / \tau \quad (4.2)$$

L'intensità di un evento di pioggia viene misurata in base ai millimetri caduti in un determinato intervallo di tempo, generalmente corrispondente ad un'ora.

La tabella seguente riporta la classificazione degli eventi meteorici a seconda del valore dell'intensità di precipitazione i .

Intensità di precipitazione (mm/h)	Classificazione evento
< 2	Pioggia debole
2-6	Pioggia moderata
6-10	Pioggia forte
10-30	Rovescio temporalesco
> 30	Nubifragio

Tabella 4- 1 Classificazione degli eventi piovosi

Gli effetti che un episodio piovoso può apportare dipendono non solo dell'intensità del fenomeno ma anche dalla sua durata: una pioggia debole ma perdurante può, infatti, lasciare al suolo lo stesso quantitativo di acqua di uno scroscio di pioggia breve ma intenso.

Nell'ambito del trattamento delle acque meteoriche, l'intensità delle piogge ha un ruolo importantissimo nel dimensionamento degli impianti, in quanto esso governa il deflusso idrico che deriva da una superficie scolante; tale asserzione risulta ancora più rilevante nel caso in cui sia necessario depurare tutte le acque piovane, ad esempio quando sulle aree esterne di un'attività produttiva sono presenti rifiuti o materiali che possono lisciviare sostanze pericolose per tutta la durata dell'evento stesso.

La valutazione statistica delle precipitazioni che possono verificarsi nella zona in cui ci si trova ad intervenire costituisce la fase primaria per il corretto dimensionamento di un impianto di trattamento e per la progettazione della rete di raccolta delle acque meteoriche; una rete o un impianto non idonei a trattare un determinato flusso idrico con un certo margine di sicurezza comportano il rischio che le acque di dilavamento non siano efficacemente trattate prima del trasferimento nel ricettore finale, causando problemi di carattere ambientale e normativo.

7.2 LE STAZIONI PLUVIOMETRICHE ED I DATI IDROLOGICI

Nella progettazione e nella verifica di opere idrauliche, siano esse connesse alla difesa idrogeologica del territorio o finalizzate alla tutela ambientale dei corpi recettori degli scarichi, ci si trova a dover affrontare, oltre ai problemi di carattere tecnico e costruttivo, anche quelli inerenti al grado della potenziale sollecitazione apportata dal vettore idrico, ovvero dalla massima quantità d'acqua affluente ad una definita sezione che viene a formarsi nel bacino idrografico interessato dalle precipitazioni. L'analisi può avere peculiarità differenti a seconda dei dati che si hanno a disposizione, rappresentati essenzialmente da due tipologie di valori:

- Dati idrografici, ovvero misure di portata o altezze idrometriche nei corpi idrici;
- Dati idrologici, ossia misure di precipitazione.

Il primo tipo di dati è piuttosto raro da riscontrare, in quanto riguarda solo quelle sezioni idrografiche di particolare interesse storico o idrometrico che hanno a disposizione osservazioni perpetuate negli anni. Essi, in ogni caso, hanno solamente valore puntuale, essendo applicabili al luogo in cui sono stati rilevati, con difficile o impraticabile riproducibilità ad altre sezioni. Il secondo tipo di dati è più frequente, sia in termini di copertura del territorio, sia come numero di informazioni, in quanto è legato alla relativa semplicità di rilevamento del dato stesso, raccolto mediante pluviometri e pluviografi, distribuito sul tutto il territorio nazionale. I pluviometri sono gli strumenti più semplici: si tratta di dispositivi che raccolgono la pioggia in un recipiente, periodicamente svuotato, con annotazione manuale del dato relativo alla precipitazione. Risulta quindi necessaria la presenza sistematica di un operatore che misuri l'altezza totale di precipitazione (mm), la quale viene raffrontata con il periodo intercorso tra due svuotamenti successivi. Le misure effettuate da un pluviometro sono pertanto una media

del periodo considerato, senza alcuna informazione relativa alla reale durata e all'intensità delle piogge. Oggigiorno sono sempre più diffusi i pluviometri registratori, detti pluviografi, dotati di un dispositivo meccanico che permette di registrare costantemente l'altezza di precipitazione, rapportandola al tempo. La maggior parte dei pluviografi è dotata di una struttura a bilancia, sulla quale è fatto confluire l'apporto meteorico; quando viene totalizzata una precipitazione pari alla sensibilità dello strumento, la bilancia cambia posizione e produce un impulso.



Figura 4- 1 Esempio di struttura a bilancia da posizionare all'interno di un pluviometro

La successione di tali impulsi può essere trascritta su carta mediante un pennino o trasmessa in remoto a un centro meteorologico. I pluviografi più evoluti sono completamente automatici e non necessitano dell'intervento dell'operatore se non per questioni manutentive. Essi rendono possibile l'acquisizione dell'altezza di pioggia anche su intervalli temporali molto brevi, da un minuto a un'ora, permettendo di compiere precise elaborazioni di carattere statistico impossibili da ottenere in passato. In Italia si è cominciato a raccogliere i dati di tipo statistico riguardanti le precipitazioni nel 1917, quando fu istituito il Servizio idrografico e mareografico italiano dell'allora Ministero dei lavori pubblici. L'intero territorio nazionale era suddiviso in 14 compartimenti (ufficio idrografico del Po-Parma, Ufficio idrografico del Magistrato delle Acque-Venezia e le Sezioni di Genova, Bologna, Pisa, Roma, Pescara, Napoli, Bari, Catanzaro, Palermo, Cagliari, Trento, Bolzano), ognuno competente nell'ambito di uno o più bacini imbriferi. I dati rilevati ed elaborati nelle stazioni di misura erano pubblicati negli *Annali idrologici*, costituiti da due parti: una dove erano riportati i caratteri climatici ed i valori delle precipitazioni (pluviometria e nivometria) e una in cui erano elencate le misure di portata in alcune sezioni idrometriche, i bilanci tra afflussi e deflussi relativi a singoli bacini e le misure delle portate solide. A partire dal 1998, con il trasferimento delle competenze amministrative dallo Stato alle Regioni, la raccolta dei dati pluviometrici è stata affidata ai Centri Meteorologici delle varie Agenzie Regionali Protezione Ambiente (ARPA), che spesso forniscono valori già elaborati dal punto di vista statistico. Tali dati, ovviamente tanto più precisi quanto maggiormente dettagliate sono le misure di partenza, sono organizzati secondo le stazioni di rilevamento distribuite sul territorio di competenza e, solitamente, sono proposti secondo le seguenti

suddivisioni:

- Scrosci (precipitazioni di durata inferiore all'ora, generalmente di 15, 30, 45 minuti);
- Piogge di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive;
- Piogge di 1, 2, 3, 4, 5 giorni consecutivi;
- Neve.

Attualmente la rete di raccolta dei dati idrometeorologici conta più di 5000 stazioni di misura, distribuite sul tutto il territorio nazionale.



Figura 4- 2 Esempio di stazione pluviometrica

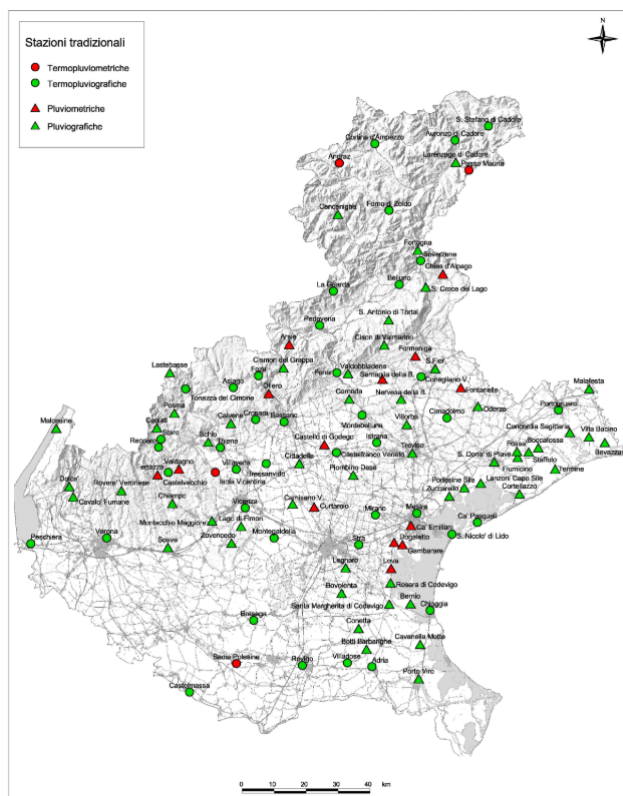


Figura 4- 3 Rete pluviometrica (ARPAV Veneto)

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 4017 del 19 dicembre 2006

D.Lgs.112/98 - DPR85/91 art.22. Esercizio delle funzioni ex Ufficio Idrografico e Mareografico. Spese ARPAV annualità 2006.

(La parte di testo racchiusa fra parentesi quadre, che si riporta per completezza di informazione, non compare nel Bur cartaceo, ndr) [L'Assessore alla Difesa del Suolo, Giancarlo Conta, riferisce quanto segue.

A seguito del trasferimento di competenze operato dal D.Lgs. 112/98 a favore delle Regioni, per quanto attiene il rilevamento delle grandezze idrografiche già in capo ai Servizi Tecnici Nazionali - Uffici Idrografici e Mareografici, la Regione del Veneto era diventata titolare delle attività di cui all'art.22 del DPR 85/91, in particolare per:

- il rilievo sistematico ed elaborazione dei dati termo-pluvio-nivometrici;
- il rilievo sistematico dei corsi d'acqua;
- il rilievo sistematico ed elaborazione delle grandezze relative ai deflussi superficiali e sotterranei;
- la raccolta e la pubblicazione dei dati;
- gli annali idrologici.

Con DPCM 24 luglio 2002, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale serie generale n.239 del 11 ottobre 2002, dal giorno 1 ottobre 2002, gli Uffici compartimentali, le sezioni staccate e l'Officina di Stra del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) del Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali - con esclusione della sezione dell'Ufficio compartimentale di Venezia deputata al monitoraggio della laguna - sono stati trasferiti, ai sensi del comma 4 dell'articolo 92 del D.Lgs. 112/1998, alle Regioni presso le quali hanno sede, per essere incorporati nelle strutture operative regionali competenti in materia, per l'esercizio, nell'ambito del territorio regionale, delle funzioni già svolte nell'ambito del predetto Servizio ai sensi del citato articolo 22 del DPR 24 gennaio 1991, n.85.

A tale passaggio di funzioni, ha fatto seguito il trasferimento alla Regione della rete di osservazione idrografica tradizionale mediante la quale dette funzioni vengono esercitate.

Inoltre, a seguito del trasferimento dal Magistrato alle Acque di Venezia alla Regione delle competenze in materia di gestione delle opere idrauliche classificate, come disposto dal Dec.Lgs.112/98, la Regione è diventata titolare anche della rete di rete di monitoraggio idropluviometrico in telemisura, finalizzata al servizio di piena sui corsi d'acqua principali della rete idrografica regionale.

Con deliberazione n.3501 del 14 novembre 2003, la Giunta regionale ha stabilito di avviare il processo di assegnazione ad ARPAV delle funzioni di cui all'art.22 del DPR 85/91, trasferendo a detta Agenzia il personale già trasferito dallo Stato e avente funzioni di monitoraggio idrologico, le attrezzature e i beni funzionali a dette incombenze (compresa la rete di osservazione tradizionale), nonché la rete di monitoraggio idropluviometrico in telemisura, finalizzata al servizio di piena.

In data 22 dicembre 2004, in attuazione del citato provvedimento di Giunta n.3501/2003, è stato sottoscritto l'atto n.15780 "Verbale di primo trasferimento dalla Regione del Veneto ad ARPAV di parte dei beni mobili, beni strumentali e attrezzature funzionali al rilevamento e monitoraggio delle grandezze idrologiche sulla rete idrografica regionale (rete idrometeorologica in teletrasmissione, rete idrometeorologica tradizionale, stazioni teleferiche, rete idrometeorologica con trasmissione radio cellulare, rete freaticometrica, automezzi)".

Si aggiunga che, nell'ambito della costituzione del Centro Funzionale Decentrato del Veneto, organismo tecnico introdotto dalla L.267/98 al quale sono conferite le funzioni di protezione civile a livello locale, connesse alla raccolta e interpretazione dei dati idropluviometrici e alla conseguente attivazione dello stato di allerta, la Regione del Veneto ha affidato ad ARPAV la prima area tecnica del Centro, inerente proprio la raccolta e gestione dei dati rilevati.

Lo scorso anno, con Deliberazione n.2233 del 09.08.2005, la Giunta regionale ha individuato e quantificato le spese correnti, fisse e operative, necessarie per lo svolgimento delle funzioni trasferite ad ARPAV, riferite all'anno 2005, per un ammontare complessivo di € 1.200.000,00.

7.3 ELABORAZIONE STATISTICA

La determinazione della quantità dalle registrazioni effettuate presso le stazioni del Servizio Idrografico dotate di pluviografo registratore, presenti nelle immediate vicinanze al sito di intervento.

Per il tipo di elaborazioni da effettuare, i dati rilevati alla stazione di registrazione individuata devono essere rappresentativi per caratteristiche altimetriche, climatiche, morfologiche, per l'elevato numero di registrazioni nonché per la vicinanza al bacino considerato. Bisogna peraltro precisare che una semplice stazione pluviometrica può fornire la sola "quantità" di pioggia caduta nell'arco di una giornata ed eventualmente di un singolo evento, ma mai la reale "intensità" istantanea di una precipitazione.

E' comunque ragionevole ammettere e, l'esperienza lo conferma, che per zone estese qualche decina di km² il regime delle precipitazioni si mantiene abbastanza costante in assenza di forti discontinuità climatiche e orografiche.

Per l'acquisizione dei dati per il comune di Foza , analizzato nella seguente tesi, si è fatto riferimento al bacino di Asiago (VI) dove risulta presente la stazione pluviometrica e i dati sono i più significativi per la zona d'interesse.

Stazione	Asiago - aeroporto	
Quota	1016	m s.l.m.
Coordinata X	1694869	Gauss-Boaga fuso
Coordinata Y	5084184	Ovest (EPSG:3003)
Comune	ASIAGO (VI)	
Inizio attività sensore di pioggia 02/07/1996		
Fine attività sensore di pioggia ancora attivo		

Tabella 4- 2 Caratteristiche delle stazioni pluviometriche

La raccolta dei dati presi in considerazione è iniziata nell'anno 1996 e terminata nell'anno 2017 (pluviometria e idrometria) ad opera della ARPAV Veneto.

L'elaborazione delle piogge intense ha riguardato le altezze di precipitazione massima annua di durata pari a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h consecutive appartenenti o non allo stesso giorno.

Località	Periodo di oss. 1996-2017					
	Anno	Durata di pioggia (ore)				
		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
FOZA	1996	13,8	29	49	74	101
FOZA	1997	35	43,6	53	98	153
FOZA	1998	149,2	161	199,2	216,8	222,4
FOZA	1999	80	120	230	230	230
FOZA	2000	145	150,6	151	151,2	151,2
FOZA	2001	87,5	122,5	147,5	153	153
FOZA	2002	37,4	38,2	39,4	54	97
FOZA	2003	26,6	34,2	40,4	75,2	76,2
FOZA	2004	22	24,4	24,8	34	63
FOZA	2005	19,6	27,5	40,5	75	113
FOZA	2006	35	47	67,8	77,6	90,4
FOZA	2007	26,6	34,2	40,4	75,2	76,2
FOZA	2008	30	35,8	36,2	54,2	78,2
FOZA	2009	25	31,2	46,4	95,8	123,4
FOZA	2010	22	41,4	60	106,2	127,8
FOZA	2011	14,2	31	43	68,2	69,2
FOZA	2012	22	49	75	123	135
FOZA	2013	26,6	34	34,4	38,8	72
FOZA	2014	16	38	51	59,8	67,6
FOZA	2015	32,4	56,8	63,6	63,6	63,6
FOZA	2016	80	120	230	230	230
FOZA	2017	26,6	34,2	40,4	75,2	76,2

Tabella 4- 3 Valori delle precipitazioni di Foza(VI)

I valori delle altezze di pioggia ordinati in ordine decrescente rappresentano i dati statistici a nostra disposizione. Ognuno di questi dati possiede un tempo di ritorno proprio, ovvero ha una frequenza di accadimento direttamente collegata alla dimensione del campione.

Fissare il tempo di ritorno significa stabilire statisticamente che un certo evento si verifichi mediamente una volta nell'intervallo temporale fissato; in pratica si definisce una probabilità di non superamento.

Questo tipo di determinazione informa anche sul livello di criticità di una precipitazione e sul margine di rischio cui andrà incontro un'opera idraulica nel corso della sua vita.

Ovviamente tempi di ritorno elevati (100-1000 anni) preludono a precipitazioni di forte o fortissima intensità, viceversa bassi tempi di ritorno (2-5 anni) caratterizzano piogge con

intensità più modesta.

Affinché questi dati siano relazionati a un periodo di ritorno uguale per tutti, è stata operata un'elaborazione statistica, che richiede i seguenti passaggi:

$$Tr = \frac{N+1}{i} \quad (4.3)$$

Dove:

- i = posizione del dato (riga);
- N = numero totale di osservazioni

Dopodiché si va a calcolare la probabilità P per ogni dato:

$$P = 1 - \frac{1}{Tr} \quad (4.4)$$

e la variabile ridotta Y per ogni dato:

$$Y = -\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right) \quad (4.5)$$

La variabile ridotta rappresenta la massima altezza di pioggia che può cadere, fissato uno specifico tempo di ritorno (nel nostro caso 2 anni), per ciascun intervallo orario.

Durata: 1 ora					
h(mm)	N	Tr	Prob.sup.	Prob.n.sup.	Y(Tr)
149,2	1	23,0	0,043	0,957	3,113
145	2	11,5	0,087	0,913	2,397
87,5	3	7,7	0,130	0,870	1,968
80	4	5,8	0,174	0,826	1,655
80	5	4,6	0,217	0,783	1,406
37,4	6	3,8	0,261	0,739	1,196
35	7	3,3	0,304	0,696	1,014
35	8	2,9	0,348	0,652	0,850
32,4	9	2,6	0,391	0,609	0,700
30	10	2,3	0,435	0,565	0,561
26,6	11	2,1	0,478	0,522	0,430
26,6	12	1,9	0,522	0,478	0,304
26,6	13	1,8	0,565	0,435	0,183
26,6	14	1,6	0,609	0,391	0,064
25	15	1,5	0,652	0,348	-0,055
22	16	1,4	0,696	0,304	-0,174
22	17	1,4	0,739	0,261	-0,295
22	18	1,3	0,783	0,217	-0,423
19,6	19	1,2	0,826	0,174	-0,559
16	20	1,2	0,870	0,130	-0,711
14,2	21	1,1	0,913	0,087	-0,893
13,8	22	1,0	0,957	0,043	-1,143

Tabella 4- 4 Valori di Tr, P e Y (esempio per durata di un'ora)

A questo punto con il "Metodo dei minimi quadrati" viene calcolata la X(Tr), con la seguente formula:

$$X(Tr) = \left(\bar{X} - \frac{S_x}{S_y} \bar{Y} \right) + \frac{S_x}{S_y} Y(Tr) \quad (4.6)$$

MODA ALPHA

che rappresenta il valore estremo dell'altezza di pioggia in funzione dei tempi di ritorno considerati.

\bar{X} è la media dei dati di pioggia (Xi) per ogni intervallo di precipitazione:

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (4.7)$$

\bar{Y} è la media delle variabili ridotte (Y_i) che variano in funzione del tempo di ritorno e non dell'intervallo di precipitazione:

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i \quad (4.8)$$

S_x è lo scarto quadratico medio (o deviazione standard) che mi descrive la variabilità dei dati di pioggia a disposizione intorno alla media \bar{X} in riferimento ad ogni durata di precipitazione:

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2} \quad (4.9)$$

S_y è lo scarto quadratico medio (o deviazione standard) che mi descrive la variabilità delle variabili ridotte intorno alla media \bar{Y} :

$$S_y = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (4.10)$$

Nella seguente tabella vengono riportati i risultati di Moda, Alpha, scarto e media ed i valori di $X(\text{Tr})$ per diversi Tr caratteristici per ogni durata di precipitazione per passare alla determinazione della "Curva di possibilità pluviometrica".

Parametri Gumbel	
per precipitazioni di durata 1 ora	
Numerosità (anni)	23
Media (mm)	36,27
Deviazione standard (mm)	11,06
Alfa	10,01
Mu	30,98
Precipitazioni di durata 1 ora	
con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	34,6
5 anni	46
10 anni	53,5
20 anni	60,7
25 anni	63
50 anni	70
100 anni	77
200 anni	84

Parametri Gumbel	
per precipitazioni di durata 3 ore	
Numerosità (anni)	22
Media (mm)	53,94
Deviazione standard (mm)	19,14
Alfa	17,391
Mu	44,77

Precipitazioni di durata 3 ore	
con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	51,1
5 anni	70,9
10 anni	83,9
20 anni	96,4
25 anni	100,4
50 anni	112,6
100 anni	124,8
200 anni	136,9

Parametri Gumbel	
per precipitazioni di durata 6 ore	
Numerosità (anni)	22
Media (mm)	68,06
Deviazione standard (mm)	17,35
Alfa	15,748
Mu	59,76

Precipitazioni di durata 6 ore	
con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	65,5
5 anni	83,4
10 anni	95,2
20 anni	106,5
25 anni	110,1
50 anni	121,2
100 anni	132,2
200 anni	143,2

Tabella 4- 5 Valori di Moda, Alpha, scarto, media e X(Tr) per diversi Tr

Parametri Gumbel	
per precipitazioni di durata 12 ore	
Numerosità (anni)	22
Media (mm)	87,12
Deviazione standard (mm)	23,01
Alfa	20,921
Mu	76,11
Precipitazioni di durata 12 ore	
con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	83,8
5 anni	107,5
10 anni	123,2
20 anni	138,2
25 anni	143
50 anni	157,7
100 anni	172,3
200 anni	186,9

Parametri Gumbel	
per precipitazioni di durata 24 ore	
Numerosità (anni)	22
Media (mm)	113,35
Deviazione standard (mm)	28,38
Alfa	25,773
Mu	99,76
Precipitazioni di durata 24 ore	
con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	109,2
5 anni	138,4
10 anni	157,8
20 anni	176,3
25 anni	182,2
50 anni	200,3
100 anni	218,3
200 anni	236,3

Tabella 4- 5 Valori di Moda, Alpha, scarto, media e X(Tr) per diversi Tr

La statistica fornisce alcuni metodi per valutare quale sia tale curva di probabilità e il relativo adattamento alla distribuzione dei dati alle ipotesi.

Trattandosi di campioni di massimi annuali di una variabile, in genere si ipotizza che la distribuzione di probabilità più idonea sia quella asintotica del massimo valore o di "Gumbel".

Quindi si procede utilizzando la legge di Gumbel per ricavare le "Curve di possibilità pluviometrica" e quindi la legge di possibilità pluviometrica.

L'elaborazione delle piogge intense ha riguardato le altezze di precipitazione massima annua di durata pari a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, conducendo alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica la cui espressione è del tipo:

$$h = a t^n \quad (4.11)$$

dove:

h = altezza di precipitazione [mm]

t = durata di precipitazione [ore]

a, n = parametri caratteristici della zona pluviometrica.

Arrivati a questo punto si procede costruendo graficamente "Le curve di possibilità pluviometrica di Gumbel":

Uno strumento fondamentale nell'analisi delle precipitazioni è rappresentato dalle relazioni interconnesse tra le altezze di pioggia massime annuali e la durata degli eventi che sono indicate come curve di possibilità pluviometriche.

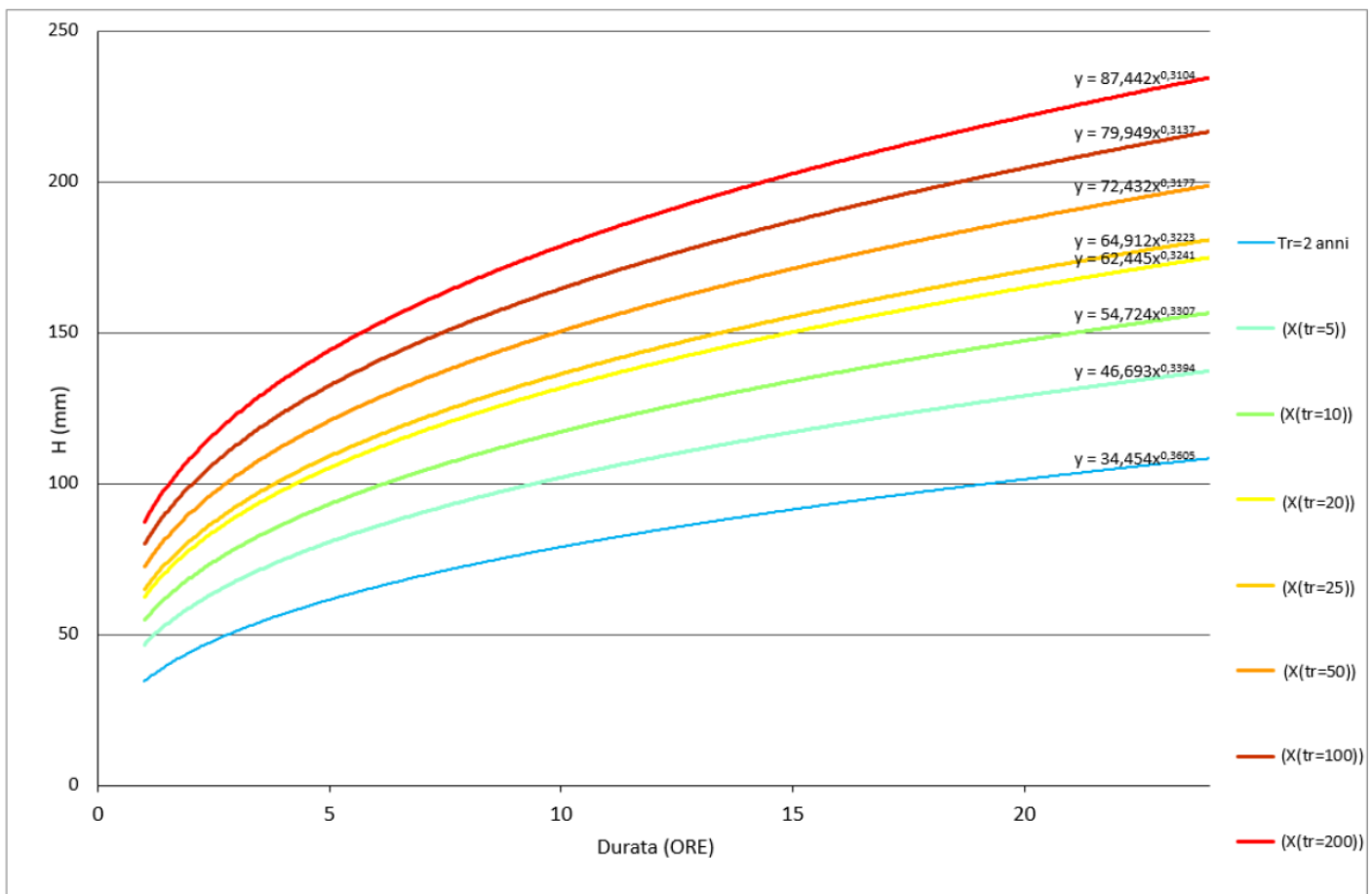


Figura 4- 4 Curve di possibilità pluviometrica

n	a	Tr [anni]
0,360	34,454	2
0,339	46,693	5
0,331	54,724	10
0,324	62,445	20
0,322	64,912	25
0,318	72,432	50
0,314	79,949	100
0,310	87,442	200

Tabella 4- 10 Valori di a e n

Tali curve si costruiscono individuando anno per anno l'altezza massima di precipitazione corrispondente ad una durata specifica. Lo studio delle precipitazioni intense e di durata inferiore a 24 ore è molto importante per la progettazione delle opere idrauliche, interessando direttamente il valore della portata di piena e quindi il dimensionamento dell'opera stessa. Per il calcolo della portata di piena è importante ricercare la massima precipitazione h_{max} (mm) che può avvenire per un determinato tempo di ritorno Tr (anni) e per una durata pari al tempo di corruzione o concentrazione τ_c (ore).

8. TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

Si procede ad utilizzare i dati ottenuti dallo studio delle precipitazioni per riprodurre un evento di pioggia con fissato tempo di ritorno e successivamente per simulare il conseguente comportamento della rete di drenaggio del bacino d'interesse.

È, quindi, necessario convertire i dati di pioggia da afflussi sul bacino di studio in deflussi nella rete, cioè definire in che porzione e con che modalità i volumi d'acqua precipitati al suolo in un dato tempo vanno a costituire le portate di piena.

Non è verosimile ritenere che l'intera mole di acque meteoriche possa scolare nei condotti fognari; infatti in parte viene intercettata dalla vegetazione, in parte va a costituire il deflusso superficiale che scorre per ruscellamento verso la rete idrografica seguendo le linee di massima pendenza del terreno, mentre una porzione si accumula in impluvi artificiali e in piccoli invasi naturali, come pozzanghere e avvallamenti del terreno. Infine la quota rimanente si infiltra nel suolo dando luogo al deflusso ipodermico.

La tipologia e la conformazione del suolo influenzano in maniera consistente la quantità di acqua che va a formare la portata di piena.

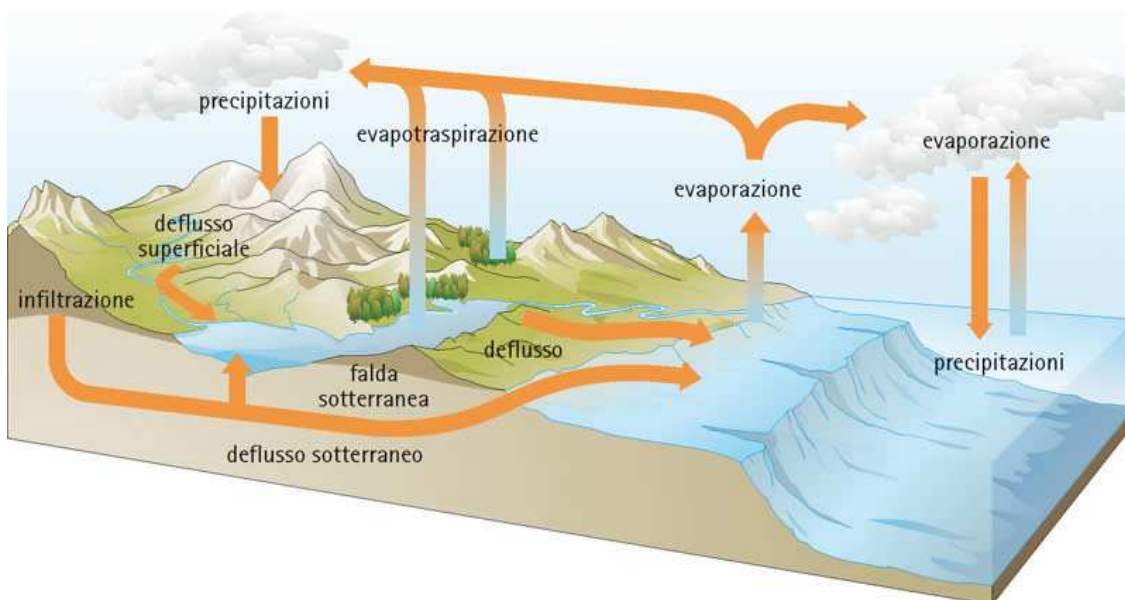


Figura 4- 5 Ciclo da afflussi a deflussi

Nelle aree vegetate, soprattutto nel periodo estivo in cui la flora è pienamente sviluppata e rigogliosa, è rilevante la porzione di acqua trattenuta dalla vegetazione; ha, quindi, luogo un fenomeno detto evapotraspirazione. La traspirazione è dovuta alle radici delle piante che assorbono una parte dell'acqua arrivata al suolo e la reintroducono in atmosfera attraverso gli stomi. Invece, la pioggia intercettata dalla flora e quella convogliata nelle pozzanghere si disperde in atmosfera, evaporando, per azione di particolari agenti atmosferici, quali la temperatura dell'aria e del suolo, l'umidità relativa dell'aria, la radiazione solare e la presenza di vento.

Il volume di precipitazione che arriva nei recapiti è, quindi, tanto più ridotto quanta più vegetazione è presente, come confermato dall'evidenza empirica.

Nella trasformazione degli afflussi in deflussi si deve, allora, assolutamente tenere conto della tipologia di suolo.

Bisogna, però, rammentare che anche il grado di saturazione del terreno influenza la quantità di acqua che defluisce in rete. Infatti nei momenti immediatamente successivi all'inizio dell'evento di pioggia si infila nel suolo una quantità d'acqua consistente. Ma man mano che piove il terreno si satura, si in-filtra meno acqua al suo interno e, quindi, si riduce la dispersione, aumentando la quantità d'acqua che ristagna in superficie o che va ad alimentare i rigagnoli che scorrono sul suolo, fino a raggiungere la rete drenante. Questo mette in evidenza che la capacità di infiltrazione del terreno è variabile nel tempo, all'interno di uno stesso fenomeno e che durata e intensità di pioggia influiscono sulla saturazione del suolo, facendo variare la quantità di acqua che si disperde in esso o che defluisce nei recapiti.

La modellazione del processo di trasformazione degli afflussi in deflussi si inserisce come componente essenziale nella più generale modellistica per la ricostruzione e/o la previsione di idrogrammi di piena, in una o più sezioni fluviali di un bacino idrografico, a partire dalla distribuzione spazio - temporale delle piogge insistenti sul bacino.

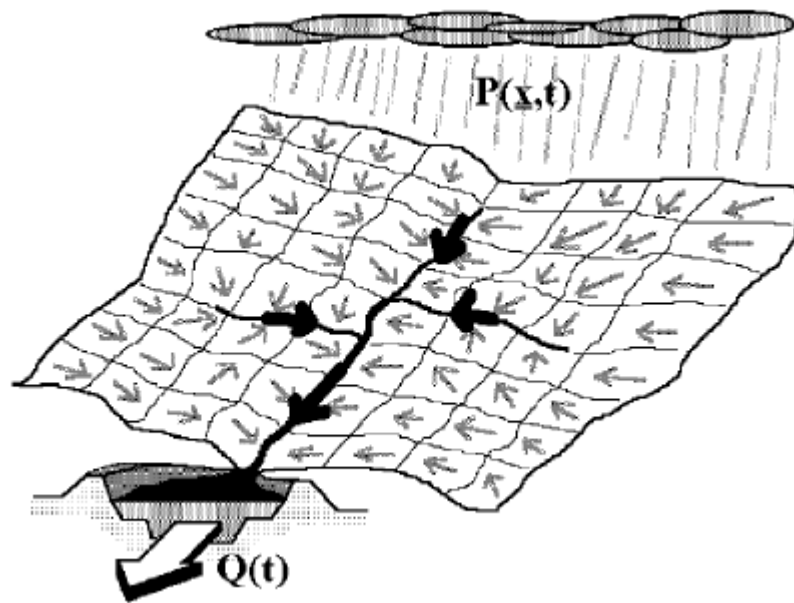


Figura 4- 6 Schema concettuale di trasferimento da precipitazioni distribuite nello spazio e nel tempo ad idrogramma di piena nella sezione di chiusura di un bacino

A questo punto è possibile definire che esistono varie modalità per trasformare gli afflussi in deflussi, a seconda di che risultato si desidera ottenere.

Fondamentalmente si discerne la trattazione in due strade: una che utilizza un metodo semplificato per la determinazione delle portate massime in transito in una sezione del corso d'acqua, su base statistica e in funzione della frequenza probabile di accadimento di un evento, l'altra che utilizza un metodo derivato dal primo, ma più recente e raffinato, che ricostruisce la formazione delle piene in modo più dettagliato. Il primo approccio si basa sull'utilizzo del metodo concettuale comunemente chiamato, in Italia, metodo cinematico; il secondo approccio, invece, si basa sulla teoria della risposta idrologica geomorfologica.

8.1 METODO CINEMATICO

Il metodo cinematico o metodo del ritardo di corrivazione, anche noto all'estero con il nome di metodo razionale, (Turazza, 1880) è un metodo semplificato per ricavare la portata al colmo fissato un tempo di ritorno e assegnata una sezione di chiusura al bacino d'interesse.

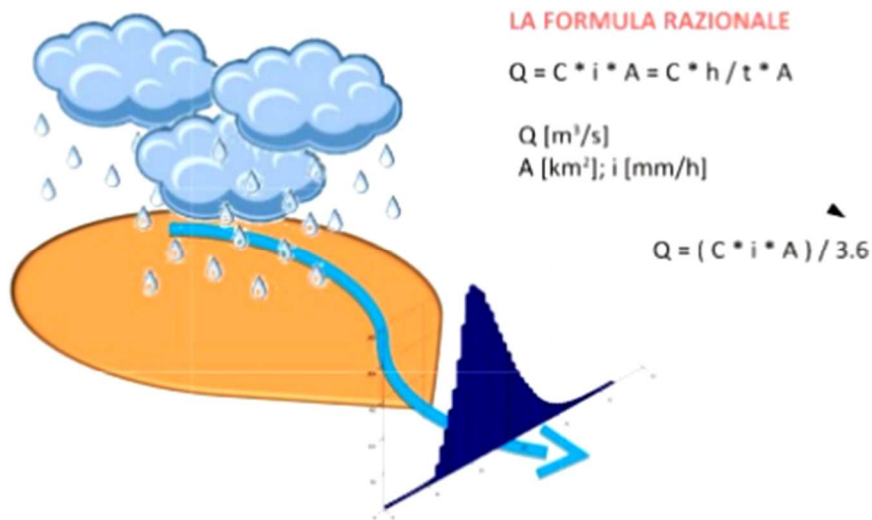


Figura 4- 7 Rappresentazione deflusso su un bacino generico

Esso è particolarmente indicato all'applicazione su bacini scolanti di dimensioni modeste e si basa sulla definizione di un tempo di corrivazione del bacino τ_c , cioè il tempo che impiega una goccia d'acqua generica che cade sul bacino per arrivare attraverso la rete alla sezione di chiusura. Tale tempo è assunto come elemento caratteristico del bacino scolante.

Fissata la sezione di chiusura di un corso d'acqua, il metodo si basa sulla logica assunzione che le portate defluenti attraverso una tale sezione siano funzione delle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione stessa e dell'evento pluviometrico considerato.

Inoltre, in tale metodo, la formazione del deflusso è fortemente correlata alla durata di precipitazione, e si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente a un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
- ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende unicamente dalla posizione del punto in cui essa è caduta;
- la velocità della singola goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre;
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle singole aree del bacino, e che arrivano nello stesso istante alla sezione di chiusura;
- la portata massima defluita si raggiunge quando l'insieme dei contributi di tutti i sottobacini tributari arriva alla sezione di chiusura.

La prima delle ipotesi precedenti esclude la presenza di qualsiasi fenomeno di invaso, la seconda e terza ipotesi equivalgono ad assumere che il tempo di corrivazione di qualsiasi punto del bacino sia costante.

In questa schematizzazione si assume, inoltre, che la durata del processo di esaurimento, valutata a partire dall'istante di cessazione della pioggia, sia pari al tempo di corrivazione.

Si schematizza, quindi, il processo di formazione della portata nella sezione terminale come dovuto a una fase di crescita lineare nel tempo fino al valore massimo, seguito da una fase costante se il tempo di pioggia è maggiore del tempo di corrivazione e, infine, concluso da una fase di decrescita lineare fino al completo esaurimento. Questo equivale ad assumere che il modello sia lineare e stazionario.

Il meccanismo di formazione delle piene così come è rappresentato dal modello cinematico, richiede l'individuazione nel bacino delle cosiddette linee isocorrive, ossia i punti del bacino caratterizzati dallo stesso tempo di corrivazione: questo, per le ipotesi sopra fatte, è indipendente dai deflussi defluenti e quindi è costante per tutta la durata del fenomeno

Si prendano in considerazione le linee isocorrive con tempo di corrivazione uguale ad un multiplo di Dt , $t_1=Dt$, $t_2= 2Dt$,..., $t_N = NDt$ (a t_N corrisponde il tempo di corrivazione del bacino) e si indichi con $A(t_1)$, $A(t_2)$,..., $A(t_N)$ le aree delle porzioni di bacino caratterizzate da un tempo di corrivazione inferiore rispettivamente a t_1 , t_2 , ..., t_N (A_n coincide, quindi, con l'area dell'intero bacino).

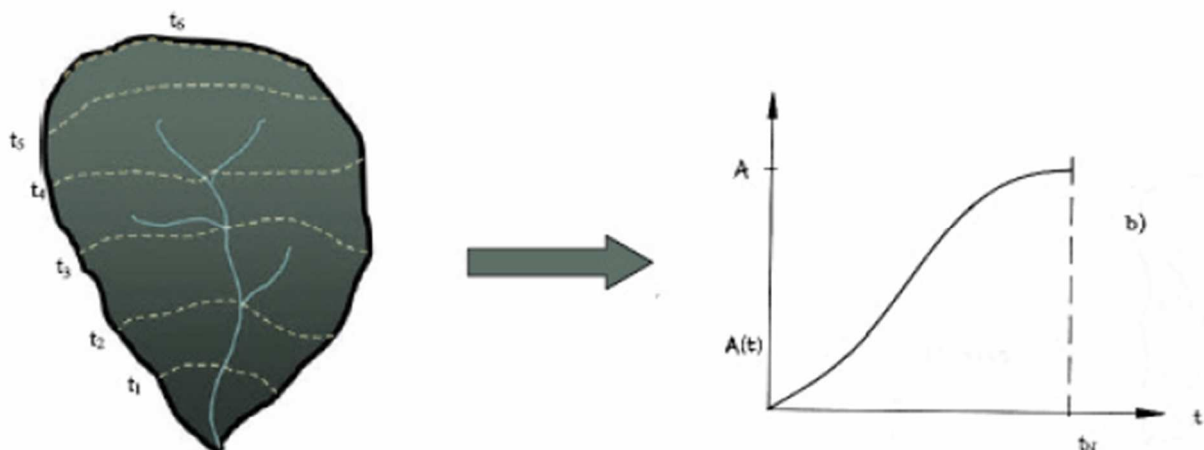


Figura 4- 8 Costruzione in forma discretizzata della curva area-tempi

L'applicazione del metodo della corrivazione richiede la conoscenza della curva area-tempi del bacino e quindi il tracciamento delle isocorrive, cioè delle linee che uniscono i punti del bacino con uguale tempo di corrivazione.

E' possibile considerare le linee isocorrive coincidenti con le linee isoipse del bacino nel presupposto che il tempo di corrivazione di ciascun punto del bacino sia proporzionale alla distanza **che intercorre tra esso** e la sezione di chiusura e che, in generale, a punti di quota più elevata corrispondano distanze maggiori; in tal caso la curva area-tempi viene a coincidere con la curva ipsografica (ipotesi di Viparelli).

8.2 DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE

I volumi ed i tempi di formazione del deflusso superficiale in un bacino idrografico sono condizionati da due principali meccanismi (Hortoniano e Dunniano) utilizzati per descrivere l'interazione tra precipitazione meteorica e processi idrologici nel bacino. Entrambi i meccanismi sono caratteristici della scala di versante, definita come unità morfologica, priva di vie preferenziali di scorrimento, attraverso cui le acque meteoriche vengono convogliate alla sponda del canale, effimero o permanente, che la sottende.

8.3 MECCANISMO HORTONIANO

Secondo il meccanismo Hortoniano, si ha la formazione di deflusso superficiale quando l'intensità di precipitazione $P(t)$ supera la velocità di infiltrazione $f(t)$, producendo un deflusso superficiale pari alla differenza tra volume di pioggia e volume assorbito dal suolo nell'unità di tempo.

E' un meccanismo tipico di climi aridi o semiaridi, è comunque raro che il deflusso superficiale si formi per via hortoniana in bacini con clima umido e caratterizzati da suoli profondi e notevolmente permeabili.

Il modello di Horton (1933) è un modello fisico semplificato, offre una descrizione del fenomeno dell'infiltrazione basata sulle seguenti ipotesi:

- se l'intensità di pioggia è maggiore della velocità di infiltrazione allora la superficie è satura;
- ogni tipologia di suolo è caratterizzata da una velocità di infiltrazione massima iniziale, f_0 , ed una minima, f_c , al cui valore tende asintoticamente la velocità di infiltrazione quando la durata dell'evento tende all'infinito (figura);
- in ogni istante dell' evento la variazione dell' intensità di infiltrazione $d f(t)/ dt$ è proporzionale, tramite un coefficiente a , alla differenza tra velocità di infiltrazione istantanea e finale:

$$\frac{df}{dt} = -a (f - f_c) \quad (4.13)$$

Integrando si ha:

$$\ln(f - f_c) = -at + C \quad (4.14)$$

E introducendo la condizione iniziale: $f = f_0$ per $t = 0$ si ottiene:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-at} \quad (4.15)$$

La stima dello ietogramma di pioggia netta si ricava dalla differenza tra intensità di precipitazione e velocità di infiltrazione per ogni intervallo temporale.

Per la sua natura concettuale i parametri del modello, f_0 , f_c , ed a , si determinano tramite calibrazione.

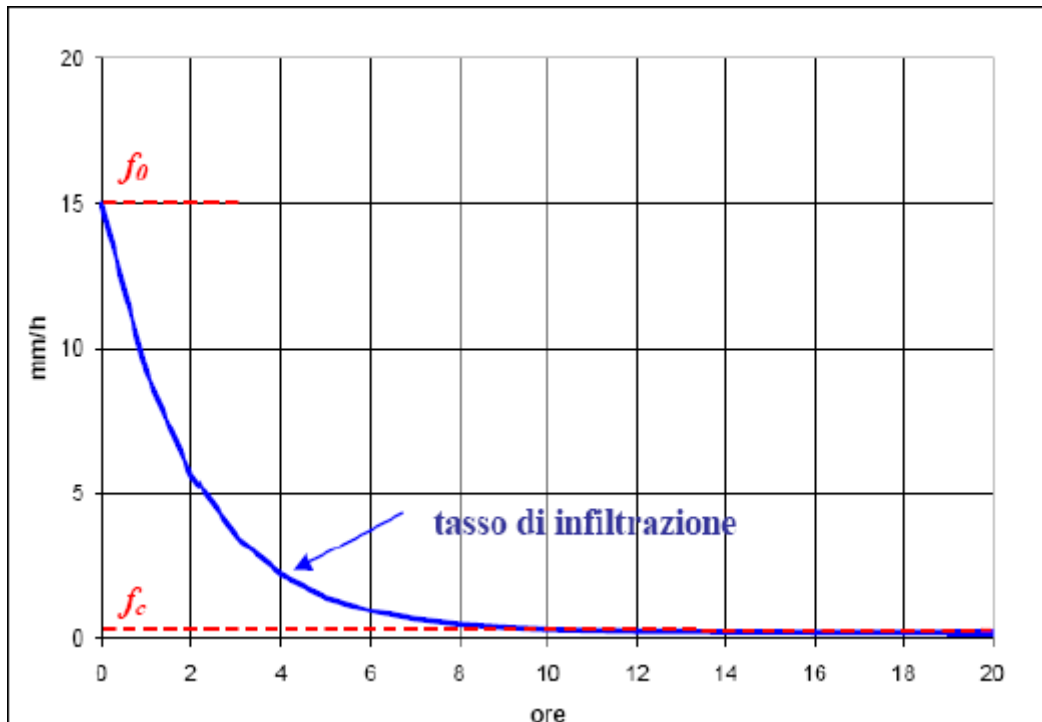


Figura 4- 9 Rappresentazione velocità di infiltrazione

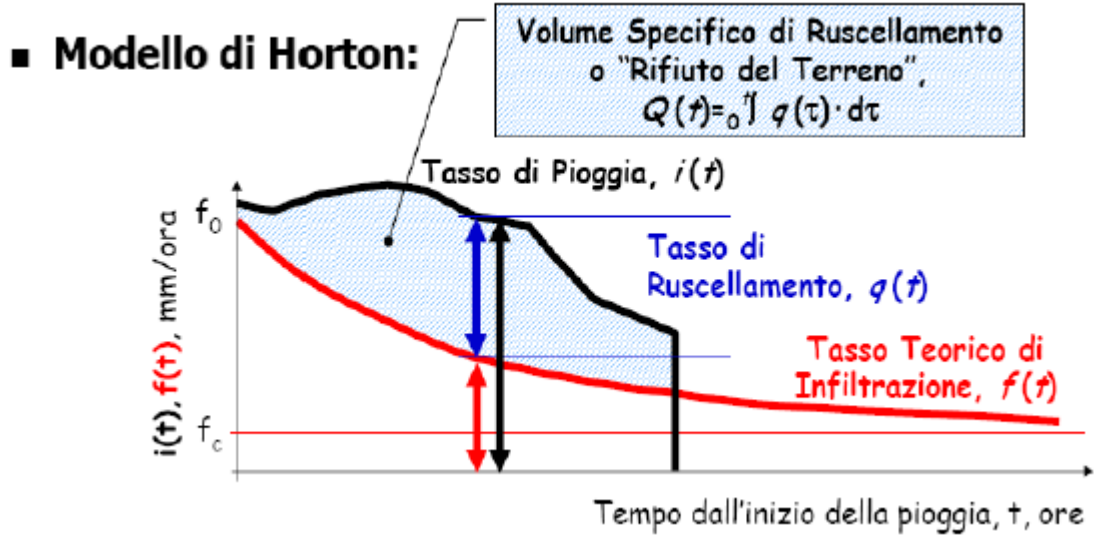


Figura 4- 10 Rappresentazione grafica volume di ruscellamento

Dove:

- $f(t)$ è la capacità d' infiltrazione al tempo t (mm/ora)
- f_c è la capacità d' infiltrazione asintotica per t che tende ad infinito (mm/ora)
- k è la costante di esaurimento (ore^{-1})

Ipotesi: $d f(t) / dt = -k (f(t) - f_c)$ \longrightarrow integrando si ottiene $f (t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}$ \longrightarrow
il volume infiltrato è:

$$F(t) = \frac{f_c t + (f_0 - f_c)(1 - e^{-kt})}{k} \quad (4.16)$$

8.4 MECCANISMO DUNNIANO

Nel meccanismo dunniano il deflusso è generato dalla saturazione progressiva degli strati superficiali del suolo per intercettazione da parte del piano di campagna della superficie freatica, dovuta all'innalzamento della falda per il contributo combinato di deflusso sub superficiale e precipitazione che si infiltra.

Si stabilisce un volume massimo invasabile al di sotto della superficie prima che si raggiunga la saturazione del terreno. Il deflusso superficiale a luogo a partire dall'istante t_0 , in cui il suolo ha raggiunto la saturazione.

Dunque, per tempi inferiori a t_0 l'intera precipitazione si infiltra nel suolo e viene perduta ai fini del deflusso superficiale, mentre per tempi superiori a t_0 l'intera precipitazione va a formare il deflusso superficiale.

Tale meccanismo è prettamente tipico di aree a clima umido e coperte di vegetazione.

9. IETOGRAMMA DI PROGETTO

Per la stima di portate per assegnato periodo di ritorno, occorre assegnare la distribuzione dell'intensità di pioggia nello spazio e nel tempo; in caso di un evento effettivamente osservato, si potrà ricorrere a ietogrammi registrati in occasione dell'evento nelle diverse stazioni della zona considerata; per eventi artificiali la distribuzione nello spazio e nel tempo dell'intensità di pioggia potrà essere assegnata suddividendo l'area in esame in zone e attribuendo a ciascuna uno ietogramma (artificiale), che rappresenta l'andamento dell'intensità di pioggia (ragguagliata) sulla zona considerata. La caratterizzazione dello ietogramma si completa con la definizione dell'andamento temporale, nel corso dell'evento, dell'intensità della precipitazione; questo dato viene poi utilizzato nel modello di simulazione della trasformazione afflussi-deflussi.

Con ietogramma di progetto si intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di giungere ad una corretta stima della portata al colmo; tale evento potrà essere riprodotto artificialmente o si potrà far riferimento ad un evento già accaduto: in entrambi i casi si deve comunque riportare la variazione, nello spazio e nel tempo, dell'intensità di pioggia. Per queste ragioni lo ietogramma viene generalmente dedotto da analisi statistiche sulla base di informazioni pluviometriche regionalizzate.

Uno ietogramma di progetto artificiale è caratterizzato:

- dall'altezza di pioggia totale h ;
- dalla durata totale t dell'evento;
- dalla distribuzione nel tempo dell'altezza totale h .

La scelta della durata t generalmente influisce poco sulla massima intensità di pioggia (salvo usare uno ietogramma ad intensità costante): influisce invece in modo rilevante sul volume totale d'afflusso.

L'altezza di pioggia ragguagliata h si ricava da una curva di possibilità pluviometrica caratterizzata da un periodo di ritorno T_r ; allo ietogramma viene associato il tempo di ritorno che caratterizza la curva di possibilità pluviometrica utilizzata per costruirlo, e lo stesso valore di tempo di ritorno si attribuirà anche alla portata al colmo dell'idrogramma di piena che la pioggia produce.

Per ripartire nel tempo l'altezza di precipitazione totale dell'evento si possono utilizzare diverse tipologie di ietogrammi di progetto: alcune rispondenti a criteri puramente concettuali, che possono essere usate indistintamente per ripartire altezze di pioggia puntuali o ragguagliate (ietogramma ad intensità costante, ietogramma Chicago), altre ricavate dall'analisi di piogge puntuali possono essere usati solo per ripartire altezze di pioggia puntuali (ietogramma Sifalda, ietogramma del Flood Studies Report).

Nel seguente studio di tesi si andranno ad analizzare e rappresentare successivamente con simulazioni in SWMM soltanto due tipologie di ietogramma: ietogramma costante (o rettangolare) e ietogramma triangolare.

9.1 IETOGRAMMA COSTANTE (O RETTANGOLARE)

Questo ietogramma è dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica con l'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la sua durata. Per la sua definizione è necessario quindi specificare la durata dell'evento. Se la curva di possibilità pluviometrica rappresenta un'altezza ragguagliata allora si ottiene un'intensità di pioggia ragguagliata; se invece rappresenta un'altezza di pioggia puntuale si ottiene un'intensità di pioggia puntuale che sarà poi trasformata in intensità di pioggia ragguagliata moltiplicandola per il coefficiente di riduzione $R (tp, A)$. In fase progettuale normalmente si conducono vari tentativi con durate differenti, fino ad individuare quella che dà luogo al massimo valore della grandezza di interesse (portata al colmo per il dimensionamento delle canalizzazioni, volume da immagazzinare per il dimensionamento di vasche volano, etc.). Tale durata prende il nome di "durata critica". Per la costruzione di tale ietogramma, si riporta nell'asse delle ascisse il tempo t in ore e nell'asse delle ordinate l'intensità di pioggia costante data dalla seguente espressione:

$$i = \frac{-h}{-t_p} = a t^{(n-1)} \quad [\text{mm/h}]$$

Conoscendo l'altezza di progetto h ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica:

$$h = a t_p^n \quad [\text{mm}]$$

con t_p tempo di progetto.

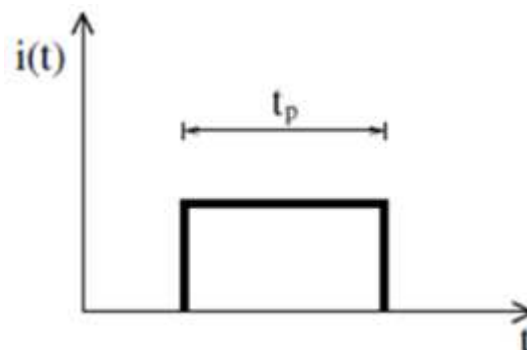


Figura 6- 1 Esempio di ietogramma costante

All'aumentare delle dimensioni del bacino aumenta la durata critica dell'evento da considerare. Poiché la deduzione dello ietogramma costante deriva dalle curve di possibilità pluviometrica,

esso risente delle ipotesi che sono alla base della loro definizione. In particolare il volume complessivo dell'evento risulta sottostimato rispetto agli eventi reali ed inoltre l'intensità costante è generalmente ben inferiore all'intensità di picco degli eventi reali.

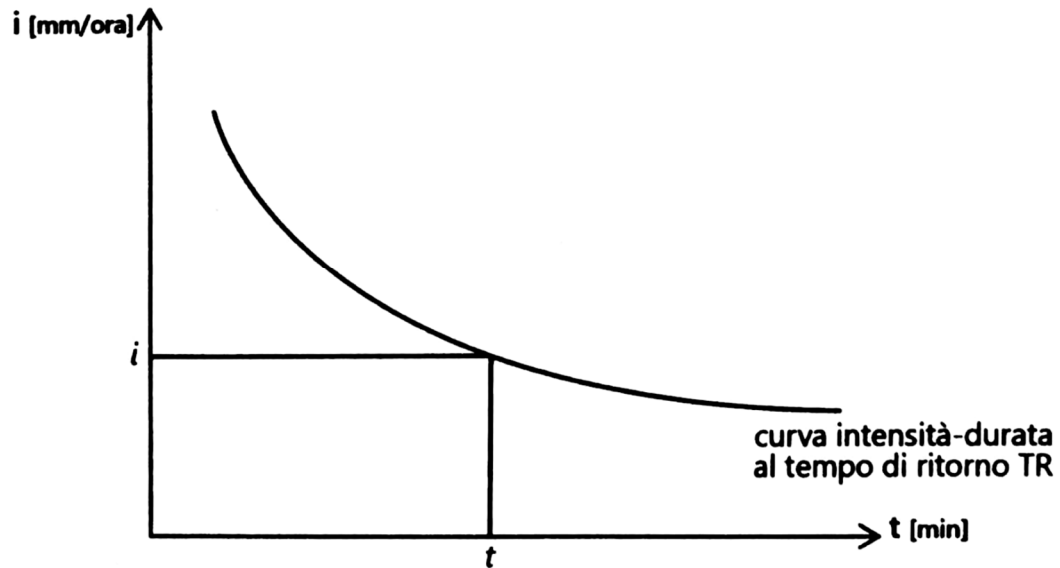


Figura 6- 2 Schema di uno ietogramma costante con CPP monomia

I metodi analitici per il dimensionamento delle reti di drenaggio (metodo cinematico, metodo dell'invaso ecc) fanno, ad esempio, riferimento a ietogrammi rettangolari, considerando l'intensità della pioggia costante per tutta la durata dell'evento.

9.2 IETOGRAMMA TRIANGOLARE

Lo ietogramma triangolare viene sviluppato con l'intento di inserire gli effetti di picco trascurati dallo ietogramma rettangolare precedentemente descritto.

Nonostante la durata complessiva dell'evento t e l'intensità media i_m siano uguali a quelle che caratterizzano lo ietogramma costante, la distribuzione nel tempo dell'intensità della pioggia presenta un andamento lineare crescente da zero ad un valore massimo pari al doppio del valore medio $2 i_m$ raggiunto nell'istante $t_p = k t$ con $k \leq 1$ e poi decrescente fino a zero.

Altezza h ed intensità di pioggia i sono definite:

$$h(\tau) = a t^{(n-2)} \left(\frac{\tau^2}{k} \right) \text{ per } \tau \leq t_p$$

$$i(\tau) = 2 a t^{(n-2)} \left(\frac{\tau}{k} \right)$$

$$h(\tau) = a t^{(n-2)} \left[t^2 - \left(\frac{(t-\tau)^2}{1-k} \right) \right] \text{ per } \tau \geq t_p$$

$$i(\tau) = 2 a t^{(n-2)} \left(\frac{t-\tau}{1-k} \right)$$

Tuttavia, è necessario specificare che anche lo ietogramma triangolare, pur valutando gli effetti di picco dell'intensità, sottostima l'altezza complessiva dell'evento, proprio come quello rettangolare.

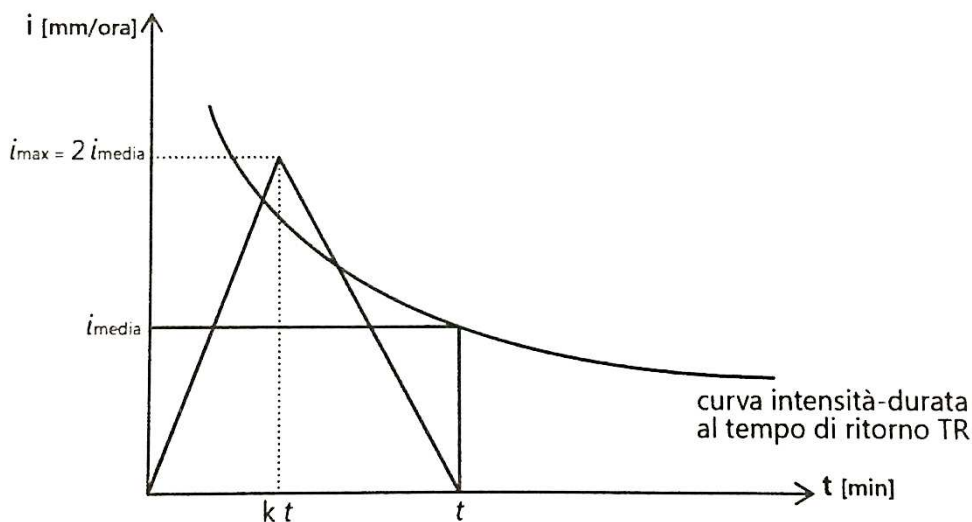


Figura 6- 3 Schema di uno ietogramma triangolare con CPP monomia

Nella presente tesi si fa riferimento ad uno ietogramma triangolare di altezza pari all'intensità i_m considerata nello ietogramma rettangolare ed una durata complessiva dell'evento pari a 2τ .

Si riportano di seguito gli ietogrammi di progetto che verranno utilizzati nelle simulazioni con il software Swmm 5.1, in particolare si farà riferimento a quelli con periodo di ritorno pari a 2 anni, mentre per altri periodi di ritorno verrà fatto riferimento in appendice.

Per le durate degli ietogrammi, si è fatto riferimento al tempo di corrivazione della rete analizzata, ed essendo questo di circa 30 minuti, per ottenere il massimo della portata in uscita i tempi di pioggia considerati saranno inferiori ad un'ora.

Essi sono:

- Ietogramma costante per $\tau = 900 \text{ sec}$ (15 min) e

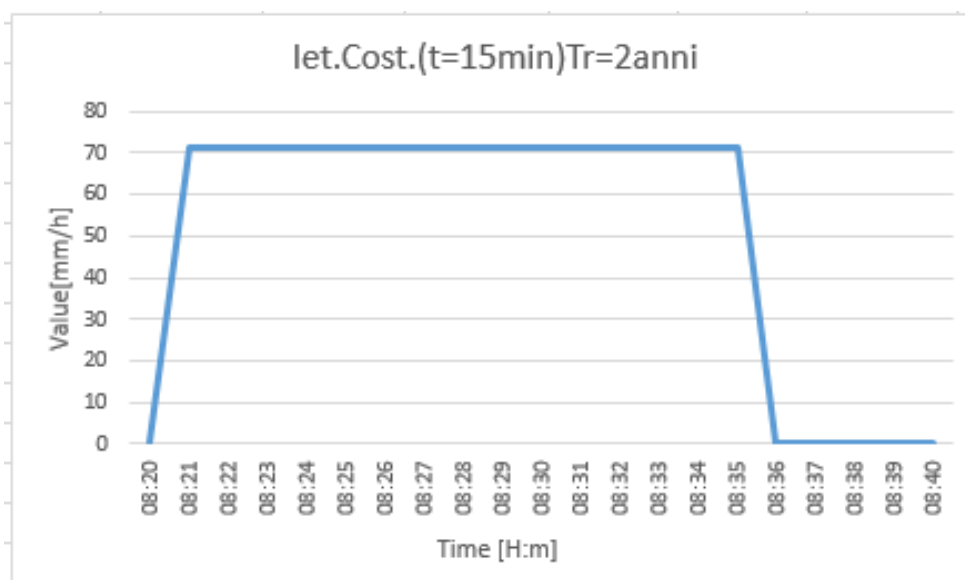
Tempo di ritorno $T_r = 2 \text{ anni}$

La tabella ed il grafico riportati, sono ricavati direttamente dal software, in cui va inserita una data (non necessariamente significativa) un orario e un valore.

L'orario che viene indicato mi da l'effettiva durata dell'evento di pioggia, qui espresso minuto per minuto, a cui è associato un valore che in questo caso rappresenta l'intensità di pioggia.

;Ietogramma costante (t=15min) Tr=2anni

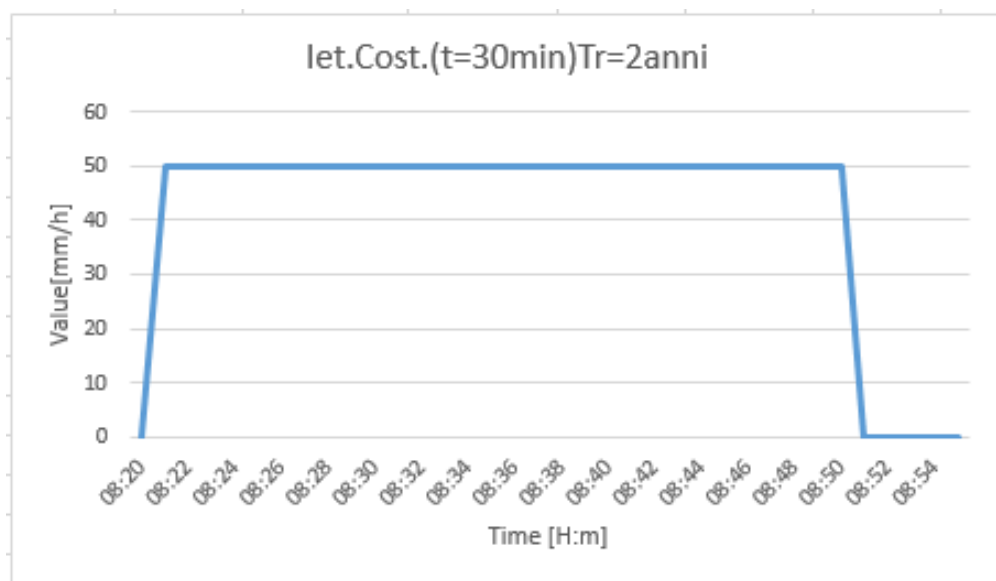
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	71
	08:22	71
	08:23	71
	08:24	71
	08:25	71
	08:26	71
	08:27	71
	08:28	71
	08:29	71
	08:30	71
	08:31	71
	08:32	71
	08:33	71
	08:34	71
	08:35	71
	08:36	0
	08:37	0
	08:38	0
	08:39	0
	08:40	0



- Ietogramma costante per $\tau = 1800$ sec (30 min)
e
Tempo di ritorno $T_r = 2$ anni

;Ietogramma costante (t=30min) Tr=2anni

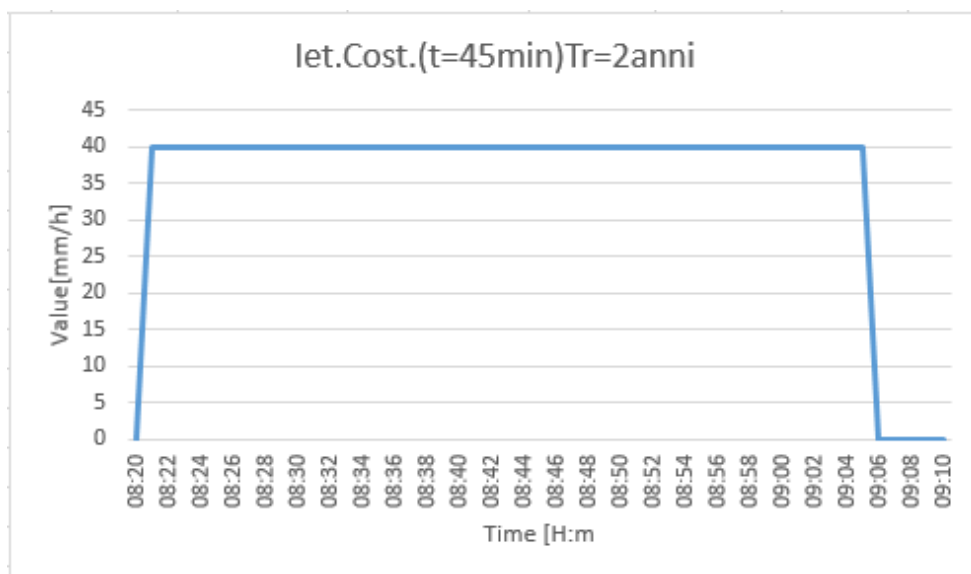
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	50
	08:22	50
	08:23	50
	08:24	50
	08:25	50
	08:26	50
	08:27	50
	08:28	50
	08:29	50
	08:30	50
	08:31	50
	08:32	50
	08:33	50
	08:34	50
	08:35	50
	08:36	50
	08:37	50
	08:38	50
	08:39	50
	08:40	50
	08:41	50
	08:42	50
	08:43	50
	08:44	50
	08:45	50
	08:46	50
	08:47	50
	08:48	50
	08:49	50
	08:50	50
	08:51	0
	08:52	0
	08:53	0
	08:54	0
	08:55	0



- letogramma costante per $t_p = 45$ minuti
e Tempo di ritorno $T_r = 2$ anni

;letogramma costante (t=45min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	40
	08:22	40
	08:23	40
	08:24	40
	08:25	40
	08:26	40
	08:27	40
	08:28	40
	08:29	40
	08:30	40
	08:31	40
	08:32	40
	08:33	40
	08:34	40
	08:35	40
	08:36	40
	08:37	40
	08:38	40
	08:39	40
	08:40	40
	08:41	40
	08:42	40
	08:43	40
	08:44	40
	08:45	40
	08:46	40
	08:47	40
	08:48	40
	08:49	40
	08:50	40
	08:51	40
	08:52	40
	08:53	40
	08:54	40
	08:55	40
	08:56	40
	08:57	40
	08:58	40
	08:59	40
	09:00	40
	09:01	40
	09:02	40
	09:03	40
	09:04	40
	09:05	40
	09:06	0
	09:07	0
	09:08	0
	09:09	0
	09:10	0

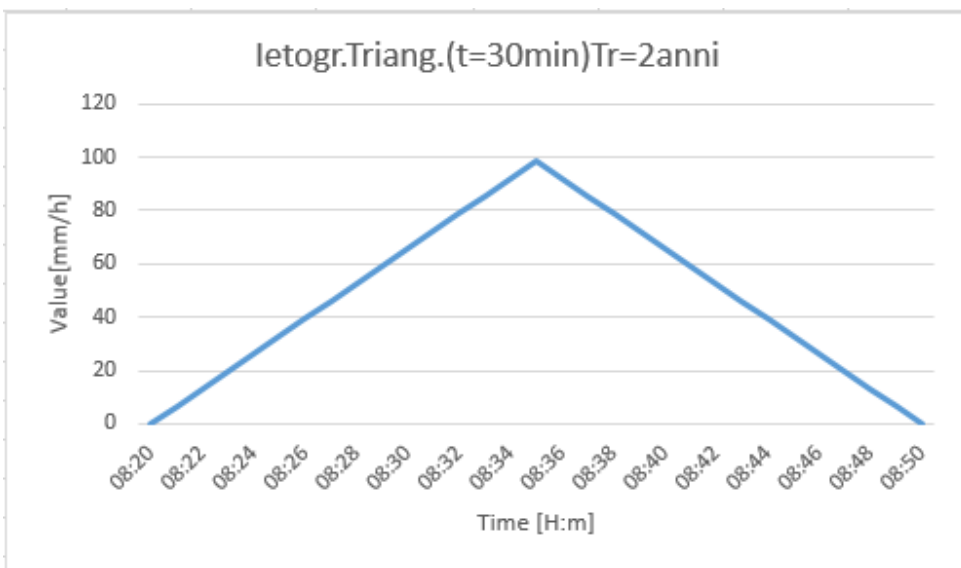


- letogramma triangolare per $\tau = 900$ sec (15 min)

e Tempo di ritorno $T_r = 2$ anni

;letogramma triang. (t=30min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	6,60
	08:22	13,19
	08:23	19,79
	08:24	26,38
	08:25	32,98
	08:26	39,58
	08:27	46,17
	08:28	52,77
	08:29	59,37
	08:30	65,96
	08:31	72,56
	08:32	79,15
	08:33	85,75
	08:34	92,35
	08:35	98,94
	08:36	92,35
	08:37	85,75
	08:38	79,15
	08:39	72,56
	08:40	65,96
	08:41	59,37
	08:42	52,77
	08:43	46,17
	08:44	39,58
	08:45	32,98
	08:46	26,38
	08:47	19,79
	08:48	13,19
	08:49	6,60
	08:50	0



10. IL SOFTWARE DI MODELLAZIONE IDRAULICA

PREMESSA

I modelli matematici vengono utilizzati per l'interpretazione di fenomeni fisici ed in particolare, nel caso delle reti di drenaggio urbano, per la valutazione delle portate nel tempo, dei tiranti idrici e di eventuali inquinanti trasportati.

Possono essere utilizzati sia in fase di progettazione che per la verifica di reti esistenti e presentano un diverso grado di dettaglio a seconda dei processi idrologici esaminati e del tipo di approccio utilizzato.

10.1 SWMM 5.1

Storm Water Management Model (SWMM) è un software prodotto nel 1971 e sviluppato (fino alla più recente versione 5.1) dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA).

Si tratta di un software complesso in grado di simulare la precipitazione meteorica, e la risposta di un bacino, e del relativo sistema di drenaggio urbano: è infatti stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico. Questi includono:

- Precipitazioni;
- Evaporazione d' acqua;
- Accumulo e scioglimento della neve;
- Infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- Percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- Interflow tra acqua freatica e la rete di fognatura.

Consente inoltre, (sebbene non sia un aspetto sviluppato in questa tesi) di valutare e modellare il carico inquinante del runoff trasportato dalle superfici verso la rete dei collettori.

Di fatto risulta essere un software molto flessibile e, benché sia nato prevalentemente come software di modellazione per reti di fognature urbane, può essere tranquillamente applicato anche nel caso di canali aperti con sezioni regolari oppure di forma varia.

Le operazioni generalmente svolte per la modellazione di un caso di studio prevedono:

- Rappresentazione e assegnazione delle proprietà delle componenti (*visual e non-visual objects*) che descrivono la situazione in esame: regime delle precipitazioni (*Rain Gage*), sottobacini (*subcatchments*), nodi e condotte, punto di scarico (*Outfall*);
- Settaggio dei parametri che caratterizzano l'analisi: modello di infiltrazione, regime di moto, estensione temporale della simulazione, frequenza di calcolo ecc
- Lancio della simulazione;
- Lettura ed elaborazione dei risultati della simulazione: *Status Report*, *Summary Results*, profili longitudinali, idrogrammi di piena, graficizzazioni della mappa ecc.

Successivamente verranno trattati i blocchi, i modelli e le opzioni di calcolo messe a disposizione dal software e adottate per effettuare le simulazioni del caso di studio trattato.

10.2 MODELLO TEORICO

Una rete di drenaggio collocata in un bacino sul quale insiste un evento meteorico, nel software, viene concettualizzata con una serie di livelli (*layer*) contenenti *visual* e *non visual objects* che compongono il sistema.

Si distinguono: l'*atmospheric layer*, il *Land Area Layer*, il *Groundwater Layer* ed il *Transport layer*.

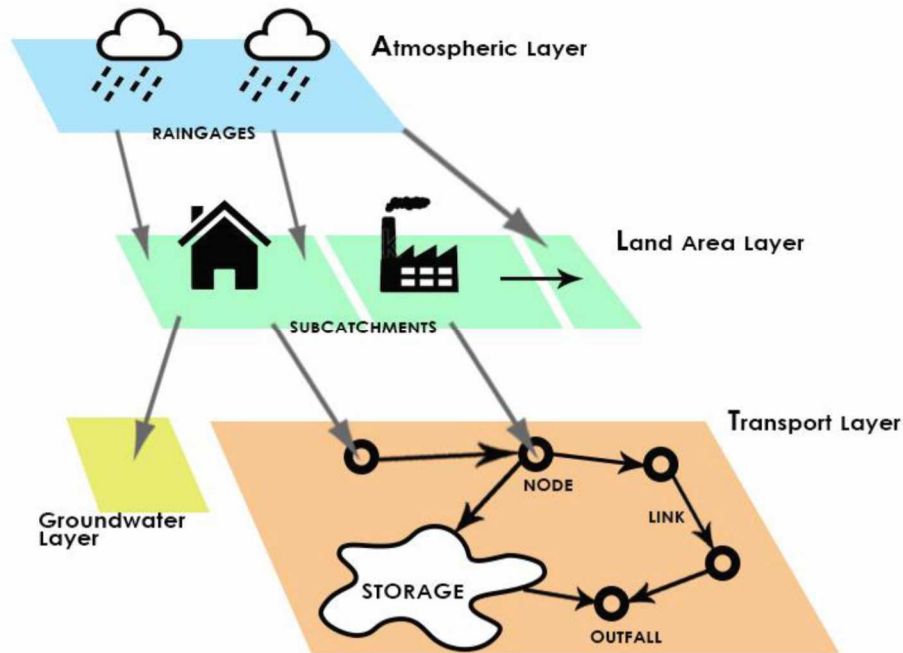


Figura 7- 1 Livelli SWMM

- **Atmospheric layer:** vi vengono definiti i valori di pioggia delle precipitazioni che insistono sul *Land Area layer*. Gli eventi meteorici vengono rappresentati mediante un *Rain Gage* il quale fa riferimento a serie di dati inseriti tramite una *Time Serie* o file esterno.
- **Land Area layer:** viene definito tramite l'introduzione di porzioni di superficie (subcatchments), ognuna caratterizzata in modo diverso. Riceve gli afflussi come pioggia dall' *Atmospheric layer* o sotto forma di deflusso superficiale proveniente da altri sottobacini. Questi saranno poi indirizzati, in parte, al *Groundwater Layer* simulando l'infiltrazione nel suolo, e in parte al *Transport layer* in qualità di deflusso superficiale.
- **Groundwater Layer:** riceve l'infiltrazione dal *Land Area layer* in misura proporzionale alle caratteristiche del terreno inserito e al modello di infiltrazione scelto, dopodiché trasferisce gli afflussi al *Transport layer*.
- **Transport layer:** contiene la rete di canali, collettori e unità di stoccaggio che trasportano le acque verso i manufatti di trattamento o al punto di scarico. La rappresentazione idraulica della rete avviene attraverso la combinazione di nodi e *Links*, ognuno con le opportune caratteristiche.

In questo comparto si procede al calcolo della propagazione in rete, scegliendo tra diversi moduli:

- Moto uniforme;
- Onda cinematica;
- Moto vario (basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant). In quest'ultima opzione il programma consente di effettuare i calcoli in maniera più accurata, poiché vengono modellati anche i fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversione del flusso nei rami.

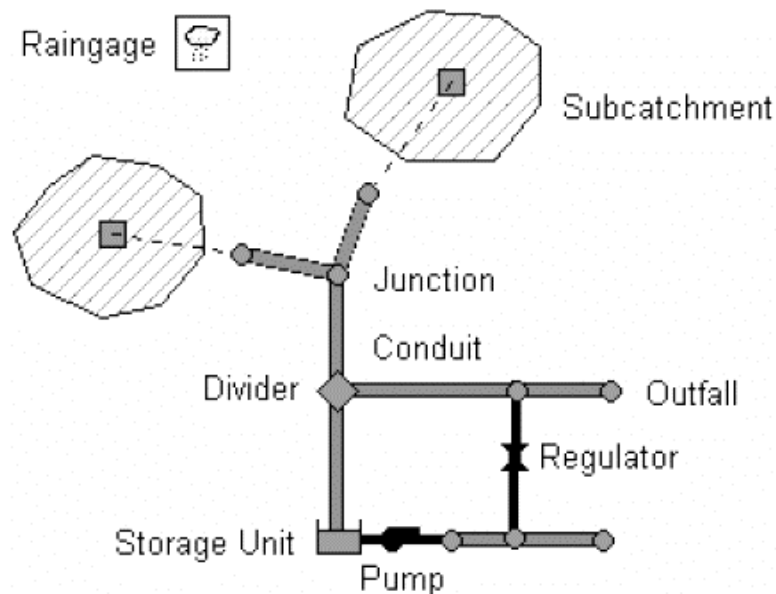


Figura 7- 2 Visual objects che compongono una rete di drenaggio in SWMM

10.3 DESCRIZIONE DEI MODELLI IDROLOGICI

SWMM è in grado di rappresentare i processi idrologici che contribuiscono alla formazione del deflusso superficiale in aree urbane includendo variabili al problema difficilmente considerabili tramite i più tradizionali metodi di calcolo analitici.

Consente la simulazione di precipitazioni caratterizzate da intensità variabile nel tempo, sia che si tratti di un singolo evento della durata di poche ore, sia che si voglia avere una rappresentazione in continuo riferita a finestre temporali più ampie (giorni o mesi).

Permette inoltre di considerare:

- l'accumulo delle acque meteoriche in avvallamenti e depressioni superficiali;
- infiltrazione degli strati insaturi di suolo;
- evaporazione di superfici d' acqua stagnante;
- eventuale accumulo e successivo scioglimento delle precipitazioni nevose;
- detenzione ed infiltrazione nel suolo di acque meteoriche precipitate direttamente o proveniente dall' immediato intorno attraverso differenti tipologie di LIDs.

10.3.1 Rain Gage (Pluviometro)

Il regime delle precipitazioni in SWMM viene rappresentato mediante i Rain Gages attribuibili ad uno o più sottobacini. I dati pluviometrici, relativi all' intensità di precipitazione, volume o cumulata, possono essere inseriti manualmente tramite una *Time Series* o essere caricati mediante file esterno.

Una *Time Serie*, creata attraverso il relativo editor, consente la rappresentazione di un evento pluviometrico per punti, associando ad un istante un valore della grandezza di riferimento (intensità, volume o cumulata).

L'intervallo temporale che intercorre tra una registrazione dei dati e l'altra può variare da 1 minuto fino a 24ore ed è richiesto che venga specificato tra le proprietà del *Rain Gage*. Un aspetto significativo consentito dal software è la possibilità di inserire nello stesso modello più di un Rain Gage, ciascuno in riferimento ad una *Time Serie* differente. Attribuendoli a diversi sottobacini è così possibile simulare eventuali variazioni della precipitazione nello spazio.

<i>Name</i>	Nome dell'oggetto
<i>X-Coordinate</i>	Posizione dell'oggetto sulla mappa
<i>Y-Coordinate</i>	
<i>Description</i>	Eventuale descrizione dell'oggetto
<i>Tag *</i>	
<i>Rain Format</i>	Grandezza fisica con cui i dati pluviometrici sono presentati: -INTENSITA' di pioggia media in ciascun intervallo di registrazione; -VOLUME di pioggia caduto in ciascun intervallo di registrazione; -CUMULATA di pioggia a partire dall' ultima serie di valori diversi da 0
<i>Rain Interval</i>	Intervallo di tempo che intercorre tra due letture successive del Rain Gage
<i>Snow Catch Factor</i>	Fattore di correzione per precipitazioni nevose
<i>Data Sources</i>	TIME SERIES/ DATA FILES
<i>TIME SERIES</i>	
<i>Series Name</i>	Nome della Time Serie che si intende impiegare
<i>DATA FILES</i>	
<i>File Name</i>	Nome del file esterno che si intende impiegare
<i>Station No</i>	Numero della stazione di registrazione
<i>Rain Units</i>	Unità di misura con cui i dati pluviometrici sono presentati nel file

Tabella 7- 1 Proprietà che descrivono un Rain Gage

10.3.2 Subcatchments

I Subcatchments rappresentano le porzioni di superficie in cui l'intera area in esame viene divisa; ciascun sottobacino individuato può dirigere i propri deflussi meteorici verso un solo oggetto: un punto di entrata di una rete di fognatura o un altro sottobacino (graficamente indicato dalla linea tratteggiata).

Ogni sottobacino è diviso in due parti: una permeabile e una impermeabile. Il deflusso superficiale generato a seguito di un evento meteorico non può penetrare nel suolo al di sotto della superficie impermeabile; può, invece, infiltrarsi nel terreno sottostante la superficie permeabile in misura proporzionale ai parametri di infiltrazione inseriti. Anche la parte impermeabile può, a sua volta, essere suddivisa in due porzioni, una delle quali contenente avvallamenti e depressioni superficiali: queste consentono l'accumulo dell'acqua meteorica, riducendo l'onda di piena del canale di drenaggio che riceve i deflussi del sottobacino.

La divisione dell'area in un adeguato numero di sottobacini, consente la rappresentazione nel modello dell'esatta natura della superficie scolante: ogni porzione può essere settata differenzialmente rispetto alle altre, specificando i valori che meglio rappresentano la sua geometria e superficie.

<i>Name</i>	Nome dell'oggetto
<i>X-Coordinate</i>	Posizione dell'oggetto sulla mappa
<i>Y-Coordinate</i>	
<i>Description</i>	Eventuale descrizione dell'oggetto
<i>Tag *</i>	
<i>Rain Gage</i>	Rain Gage associato al sottobacino
<i>Outlet</i>	Nodo o sottobacino che riceve il deflusso superficiale generato
<i>Area (ha)</i>	Superficie di estensione del sottobacino (compresa di eventuali LIDs)
<i>Width (m)</i>	Larghezza caratteristica del sottobacino. Generalmente utilizzato come parametro di calibrazione; una sua prima stima (e per aree dalla forma regolare) è data dall' area del sottobacino divisa per la massima lunghezza di scorrimento media ovvero la lunghezza media del percorso di flusso dal punto idraulicamente più lontano al collettore
<i>% Slope</i>	Pendenza media del sottobacino
<i>% Imperv</i>	Percentuale della superficie del sottobacino ritenuta impermeabile (esclusi eventuali LIDs presenti)
<i>N- Imperv (s / m^{1/3})</i>	Coeff. di Manning riferito alle superfici impermeabili
<i>N- Perv (s / m^{1/3})</i>	Coeff. di Manning riferito alle superfici permeabili
<i>Dstore-Imperv (mm)</i>	Profondità media delle depressioni superficiali presenti sulle porzioni impermeabili del sottobacino
<i>Dstore- perv (mm)</i>	Profondità media delle depressioni superficiali presenti sulle porzioni permeabili del sottobacino
<i>%Zero- Imperv</i>	Percentuale della porzione impermeabile senza depressioni superficiali
<i>Subarea Routing</i>	Meccanismo interno di deflusso: -IMPERV il deflusso superficiale generato dalle porzioni permeabili

	viene diretto verso le superfici impermeabili; -PERV il deflusso superficiale generato dalle porzioni impermeabili viene diretto verso le superfici permeabili; -OUTLET il deflusso superficiale generato dalle porzioni impermeabili e permeabili viene diretto alla rete di drenaggio
<i>Percent Routed</i>	<i>Percentuale di deflusso interno</i>
<i>Infiltration</i>	<i>Modello di infiltrazione scelto e relativi parametri necessari alla sua definizione (tramite Infiltration Editor)</i>
<i>LID Controls</i>	<i>Eventuali LIDs presenti e relativi parametri necessari alla loro definizione (tramite LIDs controls Editor)</i>

Tabella 7- 2 Proprietà che descrivono un subcatchment

Surface Type	Manning <i>n</i>	
	Recommended	Range
Concrete/Asphalt**	0.011	0.01-0.013
Bare Sand**	0.01	0.01-0.06
Bare Clay-Loam** (eroded)	0.02	0.012-0.033
Gravelled Surface**	0.02	0.012-0.03
Packed Clay**	0.03	0.02-0.04
Short Grass**	0.15	0.10-0.20
Light Turf*	0.20	0.15-0.25
Lawns*	0.25	0.20-0.30
Dense Turf*	0.35	0.30-0.40
Pasture*	0.35	0.30-0.40
Dense Shrubbery and Forest Litter*	0.40	0.35-0.50

Tabella 7- 3 Tipici valori per il coeff. di Manning in relazione a diverse tipologie di superficie

10.3.3 L'infiltrazione

L'infiltrazione dell'acqua meteorica negli strati di terreno insaturo sottostanti le superfici permeabili, in SWMM, può essere descritta attraverso quattro modelli:

- metodo di Horton;
- metodo di Green- Ampt;
- metodo SCS curve number.

METODO DI HORTON

Il metodo è basato su osservazioni empiriche secondo le quali, nel caso di una precipitazione meteorica sufficientemente prolungata, l'infiltrazione decresce esponenzialmente da un tasso iniziale massimo fino ad un tasso minimo finale secondo la legge:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (7.1)$$

dove:

- f = capacità di infiltrazione al tempo t ;
- f_0 = valore massimo iniziale di f ;
- f_c = valore costante finale di f a suolo saturo;
- k = costante dipendente dalle caratteristiche del suolo;
- t = durata della pioggia

I parametri di input richiesti da questo metodo includono: il tasso di infiltrazione minimo e massimo (mm/ ora), un coefficiente che descriva quanto velocemente il tasso decresce (1/ ora), il tempo impiegato per un terreno del tutto saturo ad asciugarsi completamente (giorni).

METODO GREEN- AMPT

Il modello suppone che il processo di infiltrazione inizi quando uno strato d'acqua di altezza h_0 si sia accumulato sulla superficie del suolo.

Esso sottolinea come il suolo sia caratterizzato da un'umidità iniziale, che è supposta omogenea, indicata con θ_i e ipotizza che il fronte umido sia rappresentato da una superficie orizzontale S_u che all'istante iniziale del processo di infiltrazione coincide con S_h .

Successivamente, S_u avanza nel sottosuolo muovendosi lungo la verticale e mantenendo giacitura invariata, poiché si suppone che l'infiltrazione avvenga per traiettorie liquide verticali e con vettore velocità d'infiltrazione invariante nello spazio.

Al passaggio del fronte umido, l'umidità assume il valore della capacità di immagazzinamento idrico del suolo C_s .

Con il simbolo θ_r , viene indicata l'umidità residua del suolo che permane dopo un prolungato drenaggio per gravità.

MODELLO SCS-CURVE NUMBER

Il metodo proposto dal SCS (Soil Conservation Service) è una procedura che consente una stima della pioggia netta a partire dalla conoscenza della pioggia totale e dagli usi del suolo.

Questo modello presume che la capacità di infiltrazione totale di un terreno può essere trovata tramite un valore tabulato (il Curve Number) associato alla tipologia d'uso; durante un evento di pioggia tale capacità diminuisce in funzione della pioggia cumulata e della capacità rimanente.

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S} \quad (7.2)$$

Dove:

V = volume di deflusso;

P_n = precipitazione netta;

W = invaso del suolo, cioè il volume idrico effettivamente immagazzinato;

S = il valore massimo immagazzinabile nel terreno in condizioni di saturazione dopo l'inizio della precipitazione.

10.3.4 Deflusso Superficiale

A differenza dei metodi analitici per il calcolo della portata di piena in uscita ad una rete di drenaggio, per la definizione delle superfici scolanti in SWMM non viene richiesto di indicare in input alcun coefficiente di deflusso. Tale coefficiente è fornito come dato in output (Summary Results → Subcatchment Runoff → Runoff Coeff).

I fenomeni idrologici di infiltrazione, intercettazione e accumulo nelle depressioni superficiali, nelle simulazioni ad 'evento singolo' costituiscono delle perdite che sottratte all'afflusso meteorico totale forniscono la quota di precipitazione che contribuisce alla formazione del deflusso superficiale. In SWMM questo aspetto è concettualizzato considerando ogni superficie come un serbatoio non lineare: gli ingressi sono forniti dalla precipitazione governata dal *Rain Gage*, mentre le uscite sono garantite dal deflusso superficiale, dall'infiltrazione e dall'evaporazione (che è significativa in una scala temporale molto più ampia rispetto agli altri fenomeni).

Il volume è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni (per le superfici impermeabili); dal volume dei vuoti e dal grado di saturazione del terreno (per le superfici permeabili).

Il deflusso superficiale si forma ogni volta che l'altezza dell'acqua (d) che insiste sulla superficie supera la capacità del serbatoio (d_p); ed in questo caso il flusso che fuoriesce è dato dalla equazione:

$$Q = W \frac{1.49}{n} (d - d_p)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (7.3)$$

Dove:

Q = deflusso superficiale;

W = width, o "larghezza" del sottobacino;

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

d = altezza dell'acqua;

d_p = altezza delle depressioni superficiali;

S = pendenza del sottobacino.

L'altezza dell'acqua accumulata sulla superficie è continuamente aggiornata durante il procedimento di calcolo risolvendo numericamente un'equazione di bilancio idrico sul sottobacino.

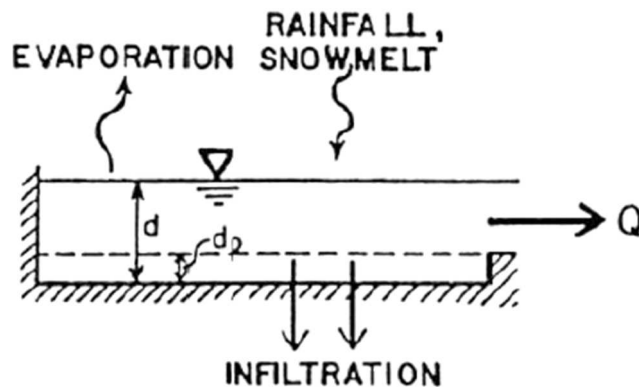


Figura 7-3 Concettualizzazione del deflusso superficiale in SWMM

Qualora si voglia modellare in SWMM un sistema già progettato mediante metodo analitico, sarà necessario tarare ciascun sottobacino in modo tale che il valore restituito dal software sia sufficientemente vicino al coefficiente di deflusso a cui si è fatto riferimento in fase di progettazione.

Tra tutti, il principale parametro di calibrazione è *Width*, di difficile determinazione esatta per i sottobacini dalla forma irregolare.

10.4 DESCRIZIONE DEI MODELLI IDRAULICI

Swmm consente la modellazione di tutti i manufatti presenti in una rete di drenaggio, atti a dirigere i deflussi superficiali all' interno del sistema di fognatura: canali naturali e artificiali, collettori, vasche di detenzione e laminazione, unità di trattamento, pompe ecc.

Permette inoltre di valutare il comportamento della rete mediante differenti modelli di calcolo: *steady flow*, *kinematic wave* e *dynamic wave*.

Il sistema di drenaggi è modellato nel software mediante la giustapposizione di rami (*links*) e nodi (*nodes*) in corrispondenza dei quali avvengono gli afflussi e i deflussi.

10.4.1 Nodes

I nodi costituiscono i punti dove i sistemi di trasporto si intersecano; si distinguono quattro blocchi differenti: *junctions*, *outfalls*, *dividers*, e *storage units*.

I *junctions* rappresentano fisicamente i pozzetti della rete di drenaggio. Alcuni di essi fungono anche da luogo di immissione dei deflussi superficiali; tutto il *runoff* proveniente da un sottobacino viene sintetizzato dal software in modo tale da convergere in un unico punto: il nodo di inizio del collettore.

L' *outfall* costituisce un particolare tipo di *junction* poiché rappresenta il nodo finale della rete, il punto di scarico al quale può essere collegato un solo collettore.

I principali parametri di input che caratterizzano *junctions* e *outfall* sono la quota altimetrica di fondo del nodo, la quota altimetrica del terreno in quel punto e gli eventuali afflussi esterni in ingresso (diversi da quelli provenienti da uno o più sottobacini).

<i>Name</i>	Nome dell'oggetto
<i>X-Coordinate</i>	Posizione dell'oggetto sulla mappa
<i>Y-Coordinate</i>	
<i>Description</i>	Eventuale descrizione dell'oggetto
<i>Tag *</i>	
<i>Inflows</i>	Eventuali afflussi esterni e relativi parametri necessari alla loro definizione (tramite <i>Inflows Editor</i>)
<i>Treatments</i>	Eventuali trattamenti e relativi parametri necessari alla loro definizione (tramite <i>Treatments Editor</i>)
<i>Invert elevation (m)</i>	Quota altimetrica del fondo del nodo
<i>Max. Depth (m)</i>	Massima profondità del nodo ovvero distanza tra il fondo del nodo e il piano campagna
<i>Initial Depth (m)</i>	Altezza dell'eventuale acqua presente nel nodo all'inizio della simulazione
<i>Surcharge Depth (m)</i>	Ulteriore altezza allagabile consentita prima che dal nodo si verifichi un deflusso
<i>Ponded Area (m²)</i>	Superficie allagabile nell' immediato intorno del nodo

Tabella 7- 4 Proprietà che descrivono uno junction

Le altre tipologie di nodo messe a disposizione dal programma, *dividers* e *storage units*, consentono la rappresentazione di situazioni frequenti nelle reti di drenaggio urbano: manufatti che deviano i flussi in due collettori differenti e unità di stoccaggio (vasche di prima pioggia, bacini di laminazione).

Le proprietà volumetriche di una *storage unit* sono descritte mediante una storage curve la quale consente la modellazione della sezione trasversale del manufatto per punti, indicando come varia la superficie a disposizione al crescere dell'altezza.

Oltre a ricevere flussi in entrata e scaricarli in uscita verso altri rami della rete di drenaggio, le unità di stoccaggio permettono di considerare eventuali perdite d'acque per effetto dell'evaporazione o infiltrazione del terreno sottostante.

10.4.2 Links

I *links* costituiscono i sistemi di trasporto di una rete di drenaggio, consentendo il moto dell'acqua da un nodo all'altro del sistema.

Con *conduits* si intende l'insieme di tubi, collettori e canali, le cui sezioni trasversali possono essere selezionate da una varietà di geometria standard aperte e chiuse, già presenti come blocchi del software. SWMM consente inoltre, mediante il *transect editor*, la modellazione per punti di sezioni trasversali dalla forma irregolare, necessarie per una corretta rappresentazione dei corsi d'acqua naturali.

Ogni elemento presenta caratteristiche costanti in termini di forma, dimensioni, pendenza e scabrezza; pertanto, per costruire un modello corretto, ogni qualvolta si registri la variazione di questi aspetti, la confluenza di più collettori, sarà necessario introdurre un collettore differente.

Name	Nome dell'oggetto
Inlet Node	Nome del nodo di ingresso del collettore
Outlet Node	Nome del nodo di uscita del collettore
Description	Eventuale descrizione dell'oggetto
Tag	
Shape	Forma della sezione trasversale del collettore (scelta tra quelle proposte o definita tramite Transect Editor)
Max. Depth (m)	Altezza massima (o diametro) della sezione trasversale del collettore
Lenght (m)	Lunghezza del collettore
Roughness (s/m ^{1/3})	Coeff. di Manning riferito alla superficie interna di collettore
Inlet offset (m)	Distanza tra il fondo del collettore e il fondo del nodo di ingresso
Outlet offset (m)	Distanza tra il fondo del collettore e il fondo del nodo di u
Initial Flow (m ³ /s)	Portata eventualmente presente nel collettore all'inizio della simulazione
Max Flow (m ³ /s)	Portata massima consentita all'interno del collettore
Entry Loss Coeff	Coeff. associato alle perdite di energia concentrate all'ingresso del collettore (specifico per condotte in pressione)

Exit Loss Coeff	Coeff. associato alle perdite di energia concentrate all'uscita del collettore (specifico per condotte in pressione)
Average Loss Coeff.	Coeff. associato alle perdite di energia concentrate sulla lunghezza del collettore (specifico per condotte in pressione)
Seepage Loss Rate	Tasso di perdite per infiltrazioni nel terreno circostante
Flap Gate	Presenza (YES) / assenza (NO) di valvola Clapet che eviti potenziali effetti di rigurgito all' interno del collettore

Tabella 7- 5 Proprietà che descrivono una Conduit

Altre tipologie di *links* messi a disposizione da SWMM sono: *pumps*, *weirs* e *orifices* che consentono la rappresentazione all' interno del modello rispettivamente di pompe di aspirazione, organi regolatori (scaricatori) e manufatti quali paratoie o diaframmi.

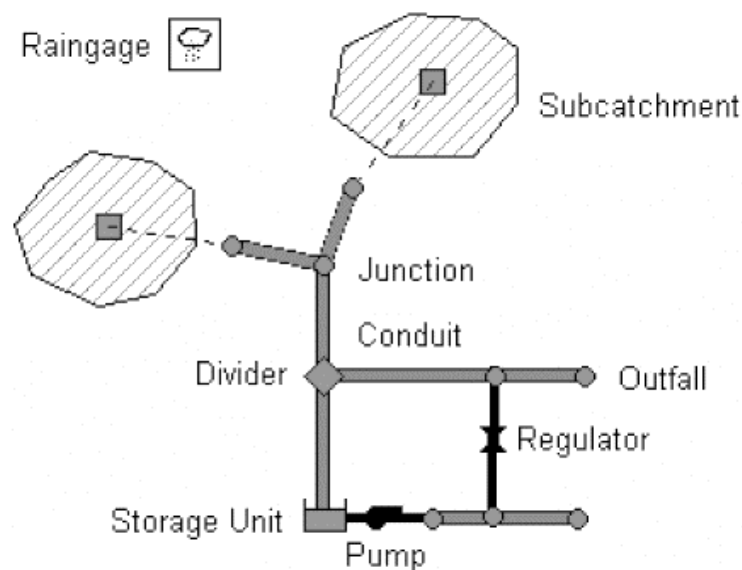


Figura 7- 4 Modello concettuale SWMM

10.5 MODELLI DI CALCOLO

Il flusso all' interno dei collettori è governato da due leggi fondamentali: l'equazione del moto (teorema di *Bernulli* applicato alle correnti di moto vario) e l'equazione di continuità relativa ai fluidi.

Insieme prendono il nome di equazioni di *De Saint-Venant*, le quali si basano sulle tre ipotesi fondamentali di:

- fluido incomprimibile;
- corrente gradualmente variata;
- sezioni trasversali piane e verticali: la piezometrica della corrente coincide quindi con il pelo libero.

In SWMM è possibile risolvere il sistema di equazioni mediante tre differenti modelli di calcolo: *Steady Flow routing model*, *Kinematic Wave routing model* e *Dynamic Wave routing model*.

10.5.1 Steady Flow routing model

Si tratta del modello di calcolo proposto più semplice. Si basa sulla semplificazione del problema dinamico che si evolve nel tempo trattandolo come un susseguirsi di un determinato numero di stati di moto permanente studiati separatamente; si escludono quindi dalle equazioni di *De Saint-Venant* tutti i termini che dipendono dal tempo.

Impiegando questo metodo non vengono considerati gli eventuali effetti di rigurgito, le perdite di carico in ingresso e in uscita ed eventuali pressurizzazioni delle condotte. Può essere quindi utilizzato solamente in simulazioni di reti 'convergenti' dove più collettori confluiscono in un nodo dal quale parte un solo collettore.

L'importante approssimazione effettuata sulla non dipendenza del problema dal fattore tempo rende questo metodo molto rapido e poco impegnativo dal punto di vista computazionale; è quindi particolarmente adatto ad analisi preliminari.

10.5.2 Kinematic Wave routing model

Questo modello di calcolo prevede la soluzione dell'equazione di continuità mediante una forma semplificata dell'equazione del moto. Presuppone inoltre che il pelo libero del fluido sia sempre parallelo alla pendenza del fondo del collettore.

Nel caso una condotta risulti piena, un eventuale ulteriore afflusso viene perso oppure può stagnare nel nodo di ingresso finché non si crea nuovamente spazio all'interno del canale.

Come per il modello di calcolo *steady flow*, anche con l'impiego di questo metodo non si possono considerare gli effetti di rigurgito, le perdite in ingresso e in uscita ed eventuali pressurizzazioni delle condotte. Di conseguenza anche questo modello è consigliato solamente per reti 'convergenti'.

È particolarmente adatto per analisi di lunga durata e risulta stabile dal punto di vista numerico se gli step di calcolo rientrano nell'ordine di 1-5 minuti.

10.5.3 Dynamic Wave routing model

Si tratta del modello di calcolo che risolve in forma esatta le equazioni di *De Saint-Venant* e di conseguenza restituisce, dal punto di vista teorico, i risultati più accurati. Alle equazioni relative alle condotte aggiunge un'ulteriore equazione di continuità sui nodi; si possono considerare, in questa maniera, anche le condotte in pressione. Quando in un nodo l'altezza d'acqua supera la sua profondità si verifica una fuoriuscita e l'acqua in eccesso viene persa oppure stagnata sopra il nodo per poi rientrare successivamente nel sistema di drenaggio.

Poter considerare questi fenomeni, oltre al rigurgito e alle correnti di ritorno, rende questo metodo adatto a valutare tutte le tipologie di rete, comprese quelle con anelli e diramazioni varie, reti con presenza di regolatori di portata, paratoie e diaframmi.

Per ragioni matematiche, l'impiego di questo metodo richiede l'uso step di calcolo brevi (non superiori a 30''). In caso di instabilità evidenti la riduzione del tempo di ogni step è anche effettuata automaticamente dal software.

11. MODELLAZIONE DELLA RETE IN SWMM 5.1

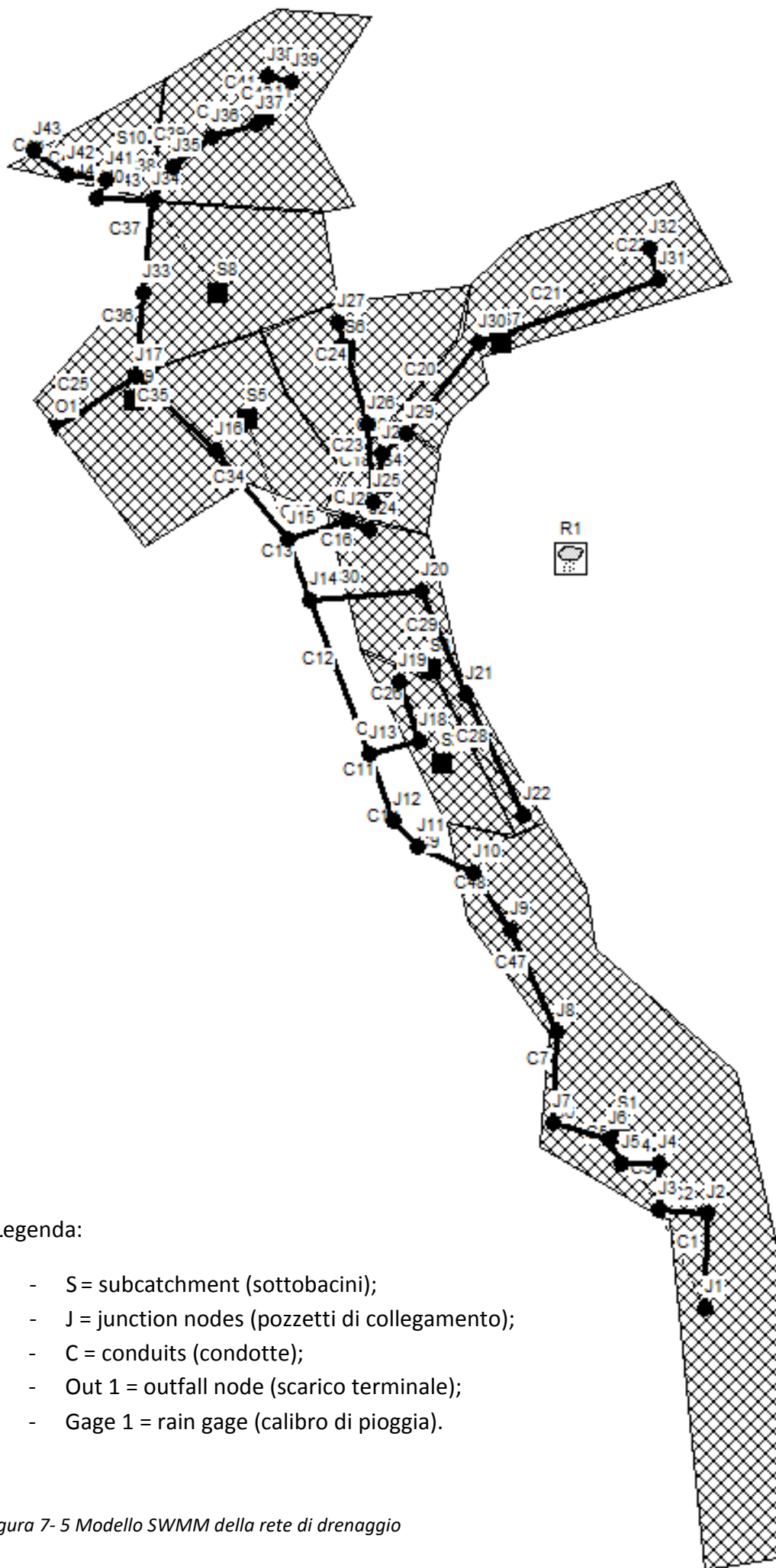
La rete di drenaggio del caso di studio della presente tesi, dimensionata come descritto in precedenza, è stata successivamente valutata e modellata all'interno del software SWMM 5.1. L'intera superficie del comune è stata divisa in undici *subcatchments* (S1-S11) che corrispondono alle superfici scolanti di ciascun collettore che compone la rete; queste scaricano nei nodi e attraverso le condotte l'acqua arriva al tronco finale che conduce al punto di scarico, l'*outfall Out1 (Out)*.

Ad ogni nodo della rete è stata assegnata una quota, per cui le acque reflue scorrono all'interno delle condotte per gravità ed arrivano al punto finale che è quello situato a quota inferiore rispetto a tutta la rete.

Le varie aree scolanti sono state identificate tramite le curve di livello presenti nella corografia riferita a tutta l'area comunale; ad ogni superficie sono stati poi attribuiti vari parametri che saranno evidenziati nel seguito e che caratterizzano le stesse in vari aspetti, come ad esempio la conformazione superficiale e la percentuale di area impermeabile.

Il regime delle piogge è definito mediante il *rain gage* Gage1, attribuito a ciascun sottobacino del modello.

All'interno del rain gage viene definita la "time series" che mi dice come varia l'intensità di pioggia nel tempo, ovvero si definiscono gli ietogrammi di progetto oppure quelli di eventi reali che si intendono simulare.



Legenda:

- S = subcatchment (sottobacini);
- J = junction nodes (pozzetti di collegamento);
- C = conduits (condotte);
- Out 1 = outfall node (scarico terminale);
- Gage 1 = rain gage (calibro di pioggia).

Figura 7- 5 Modello SWMM della rete di drenaggio

I parametri inseriti sono i seguenti:

- **Rain Gage:** viene impostato per far capire al software che per le superfici di raccolta valgono gli stessi dati di pioggia rinchiusi in Gage 1;
- **Outlet:** è il nodo in cui scarica ogni superficie;
- **Area:** si intende l'area di ogni superficie di raccolta espressa in ettari, ovviamente questa varia in base al caso di studio;
- **Width:** larghezza della superficie di raccolta, varia in base al caso di studio;
- **Inflows:** si intendono tutti gli afflussi esterni che arrivano al pozzetto, nel nostro caso non ne abbiamo in quanto consideriamo che ai pozzetti arriva solamente acqua proveniente dalle superfici;
- **Treatment:** trattamento, bisogna specificare se l'acqua raccolta subisce trattamenti per eliminare inquinanti presenti in essa, nel nostro caso non consideriamo trattamenti;
- **Max Depth:** si intende la profondità del pozzetto, impostata a 70 cm (*Figura 9-7*);
- **Invert El:** è la quota del pozzetto rispetto ad un asse di riferimento che è stato fissato a 0.00m s.l.m.

Gli altri parametri vengono lasciati di default.

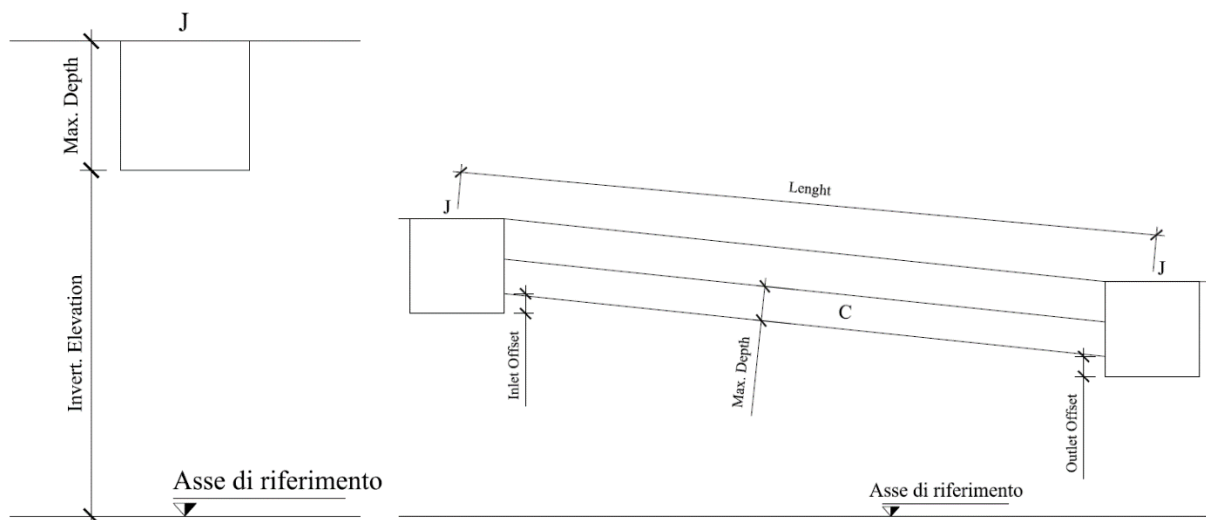


Figura 7- 6 Spiegazione grafica dei nodi

Non avendo a disposizione un'indagine geologica del lotto in esame è stata supposta una tipologia di terreno verosimile con il territorio in cui il lotto in trasformazione è situato.

Il modello impiegato per la stima del processo di infiltrazione è il metodo *Horton*, lasciato invariato come da default.

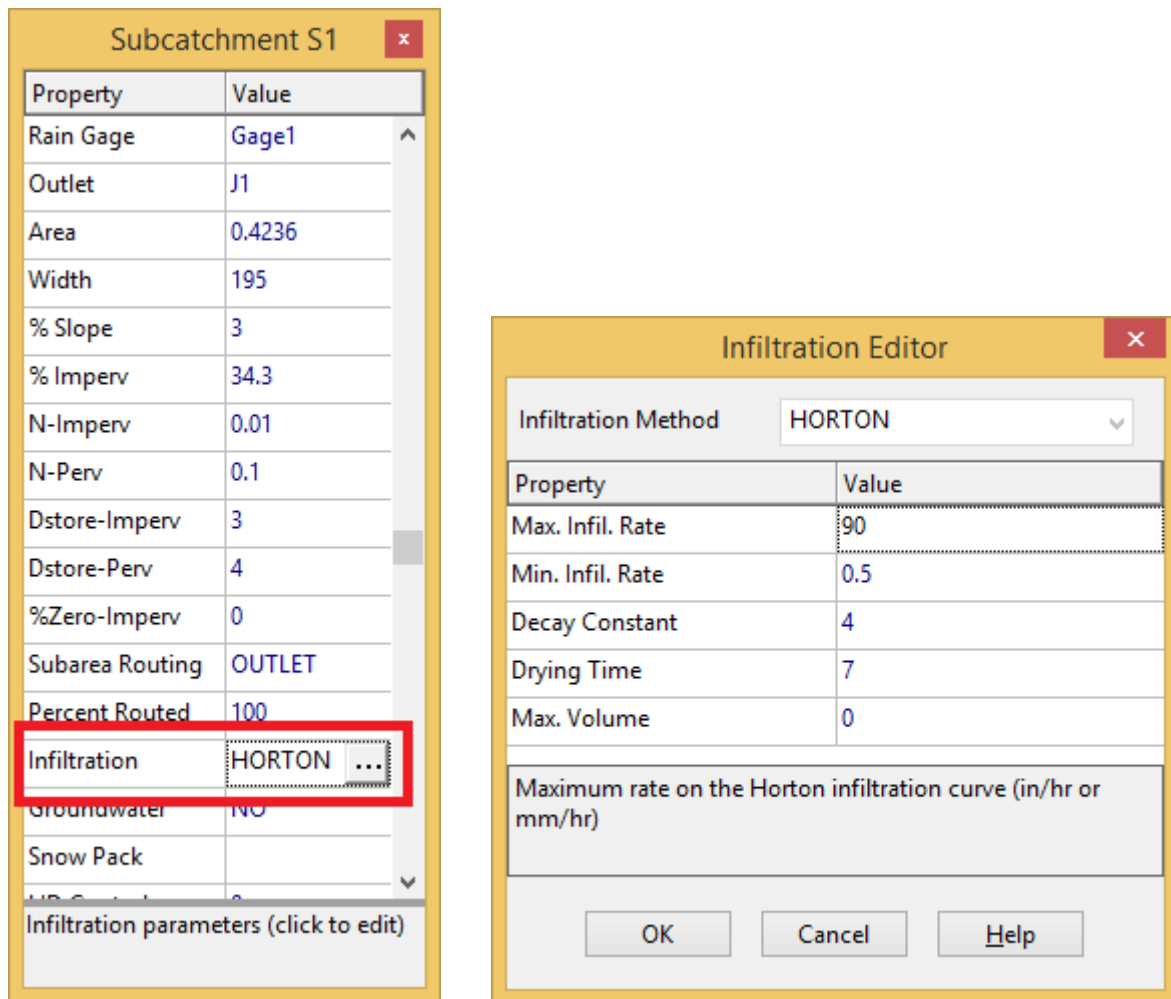


Figura 7- 7 Proprietà e parametri di infiltrazione di un sottobacino tipo

Considerando il fatto che in SWMM il coefficiente di deflusso caratterizzante le superfici scolanti è un parametro di output piuttosto che di input, diventa necessario effettuare una taratura del modello al fine di garantire che i processi per il calcolo del deflusso superficiale siano conformi a quanto considerato per il dimensionamento analitico della rete.

L'operazione è stata eseguita per tentativi, attraverso la calibrazione di alcune proprietà che descrivono i sottobacini: coefficienti di Manning per le superfici impermeabili (*N-Imperv*) e permeabili (*N-Perv*), profondità delle depressioni superficiali per le superfici impermeabili (*Dstore-Imperv*) e permeabili (*Dstore-Perv*) e percentuale di superficie impermeabile priva di avvallamenti (*%Zero-Imperv*).

Una volta determinati i valori più adeguati per le proprietà citate, questi sono stati attribuiti a tutti i bacini.

Subcatchment S1	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J1
Area	0.5
Width	170
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S2	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J19
Area	0.9
Width	60
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S3	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J22
Area	1.8
Width	60
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S4	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J25
Area	0.7
Width	48
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S5	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J15
Area	1.6
Width	80
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	25
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S6	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J27
Area	2
Width	140
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Figura 7- 8 Attribuzione di coeff a diversi subcatchment

Subcatchment S7	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J32
Area	2.8
Width	95
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S8	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J34
Area	2.3
Width	120
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S9	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J17
Area	2.1
Width	130
% Slope	3
% Imperv	25
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S10	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J43
Area	0.8
Width	62
% Slope	3
% Imperv	30
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Subcatchment S11	
Property	Value
Rain Gage	R1
Outlet	J39
Area	3
Width	165
% Slope	3
% Imperv	25
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	3
Dstore-Perv	4
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration Data	HORTON
User-assigned name of subcatchment	

Figura 7- 8 Attribuzione di coeff a diversi subcatchment

La precipitazione di riferimento per la calibrazione dei parametri del modello è quella costituita da uno scroscio di durata di 15 minuti circa e tempo di ritorno 2 anni, rappresentato mediante ietogramma rettangolare (in linea con l'ipotesi del metodo dell'invaso secondo cui l'intensità di pioggia è ipotizzata costante per tutta la durata dell'evento) definito per punti con un intervallo di registrazione di un minuto.

Ietogramma costante (t=15min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	71
	08:22	71
	08:23	71
	08:24	71
	08:25	71
	08:26	71
	08:27	71
	08:28	71
	08:29	71
	08:30	71
	08:31	71
	08:32	71
	08:33	71
	08:34	71
	08:35	71
	08:36	0
	08:37	0
	08:38	0
	08:39	0
	08:40	0

Figura 7- 9 Times Series dello ietogramma costante per uno scroscio di 15min e Tr 2anni

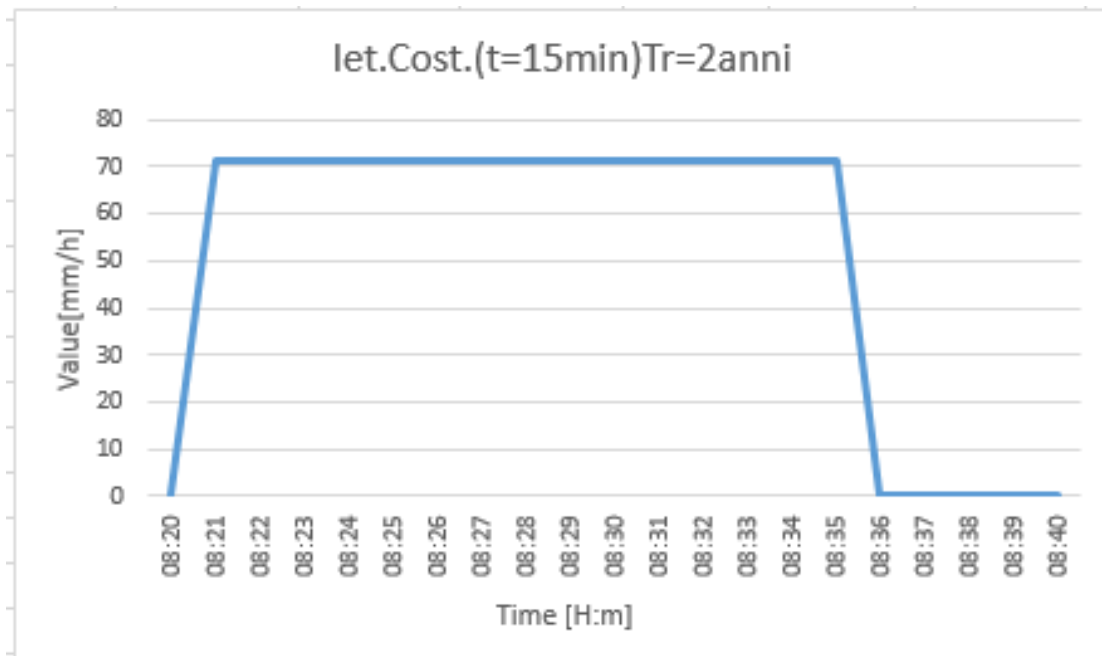


Figura 7- 10 Grafico dello ietogramma costante per uno scroscio di 15min e Tr 10anni

12. SIMULAZIONI DELLA RETE CON LO SWMM E RELATIVI RISULTATI

Una volta definito in dettaglio e calibrato il modello idrografico da utilizzare, si è proceduto alle simulazioni numeriche dei vari ietogrammi di progetto descritti nel capitolo 6.

Scopo del modello è la verifica, mediante simulazione in moto vario, dei diversi collettori delle fognature che, funzionanti a pelo libero, devono provvedere all'allontanamento delle acque meteoriche.

Lo scopo principale delle successive simulazioni sarà quello di verificare come il sistema di collettori di scarico esistente si comporta nei confronti dei vari ietogrammi di progetto per i diversi periodi di ritorno; la stessa verifica verrà fatta considerando la rete progettata con differenti diametri, così da poter valutare per quali eventi pluviometrici si ha una buona o meno risposta della rete in funzione dei differenti diametri.

12.1 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE E TRIANGOLARE $t_p = 900 \text{ SEC (15 min)}$ ($T_r=2$ anni) (rete esistente)

La prima simulazione effettuata è quella rappresentativa dello ietogramma costante relativo ad un evento generico. Innanzitutto sono stati inseriti nelle Times Series i valori di intensità con andamento costante per una durata complessiva di 30min (da 0 a 15min il valore di intensità massima è pari a 71 mm/h per poi ritornare al valore zero dopo il tratto costante) con intervallo di registrazione di un minuto.

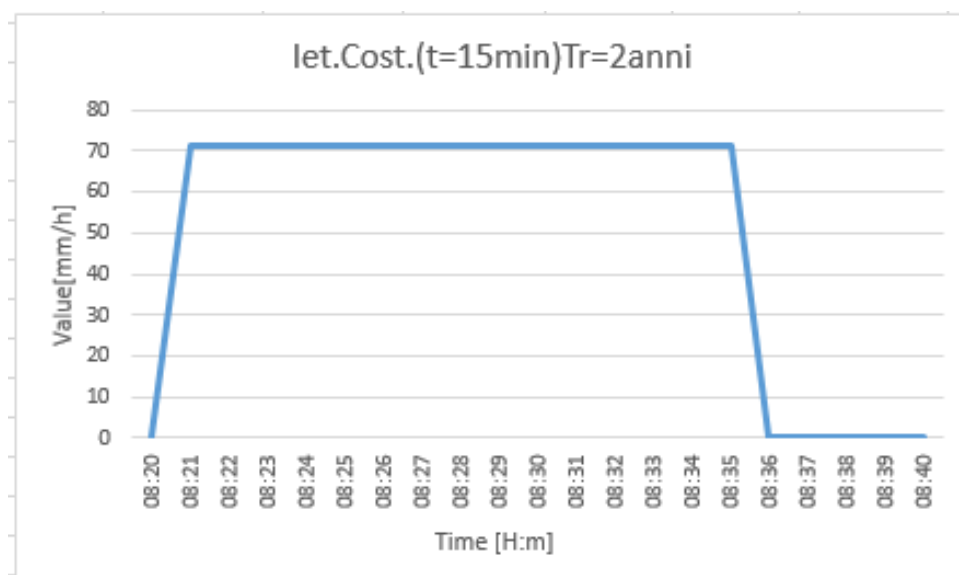


Figura 8- 1 Grafico Times Series ietogramma costante

;ietogramma costante (t=15min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	71
	08:22	71
	08:23	71
	08:24	71
	08:25	71
	08:26	71
	08:27	71
	08:28	71
	08:29	71
	08:30	71
	08:31	71
	08:32	71
	08:33	71
	08:34	71
	08:35	71
	08:36	0
	08:37	0
	08:38	0
	08:39	0
	08:40	0

Figura 8- 2 Times Series ietogramma costante

Per quanto riguarda i dati relativi al diametro delle condotte, vengono in questo caso riportati quelli esistenti, che sono:

- 300mm dal nodo J14 a J17 e da J17 ad Outfall
- 200mm tutte le altre

Nella figura successiva è possibile, oltre alla lettura dei nodi della rete, che aiutano nell'individuazione dei diametri precedentemente indicati, la visualizzazione delle pendenze relative ai vari tratti.

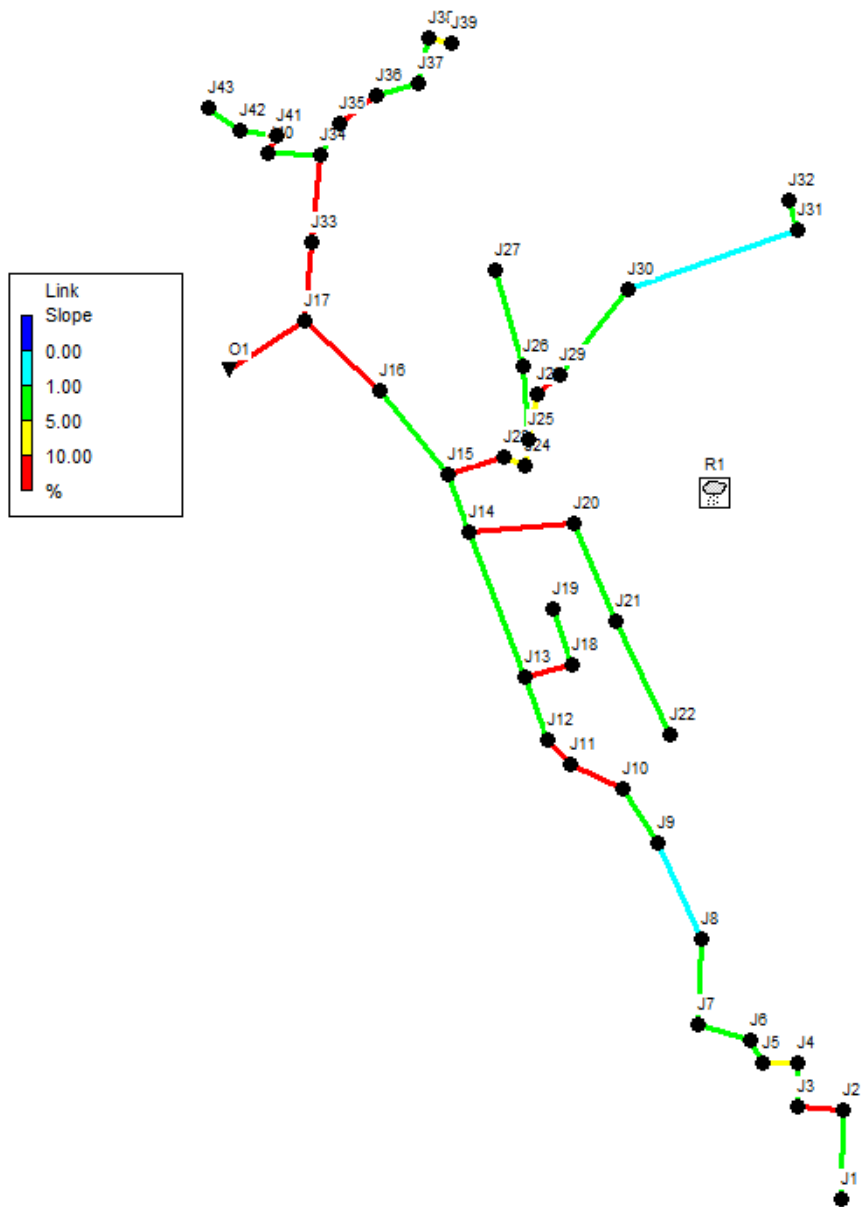


Figura 8- 2 Pendenze dei diversi tratti della rete

Una volta inseriti nel programma i dati di input, cliccando su Project poi su Run Simulation è possibile avviare l’analisi del modello costruito; apparirà successivamente una finestra riguardante l’esito della simulazione (fig 8-4).

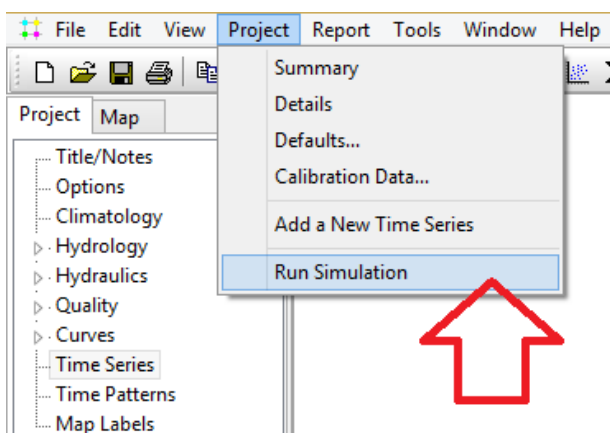


Figura 8- 3 Procedimento run simulation

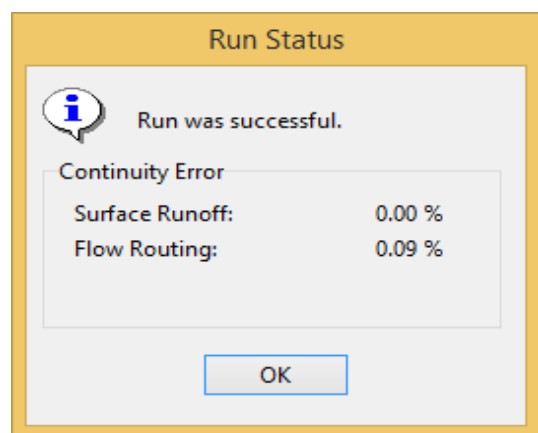


Figura 8- 4 Run Status

A questo punto, una volta eseguita l'analisi, è possibile controllare i risultati cliccando sulla tendina Map e scegliendo la voce Capacity (grado di riempimento y/D) sotto la voce Links.

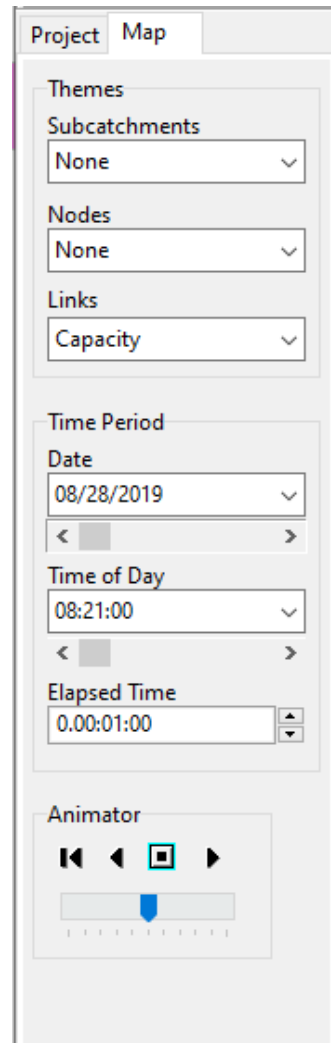


Figura 8- 5 tendina Map

È intuitivo comprendere, osservando la legenda a fianco della rappresentazione, che le tubazioni si stanno sovraccaricando con il passare del tempo; alcuni tratti della rete arriveranno ad un valore massimo di grado di riempimento (colore giallo e rosso delle condotta).

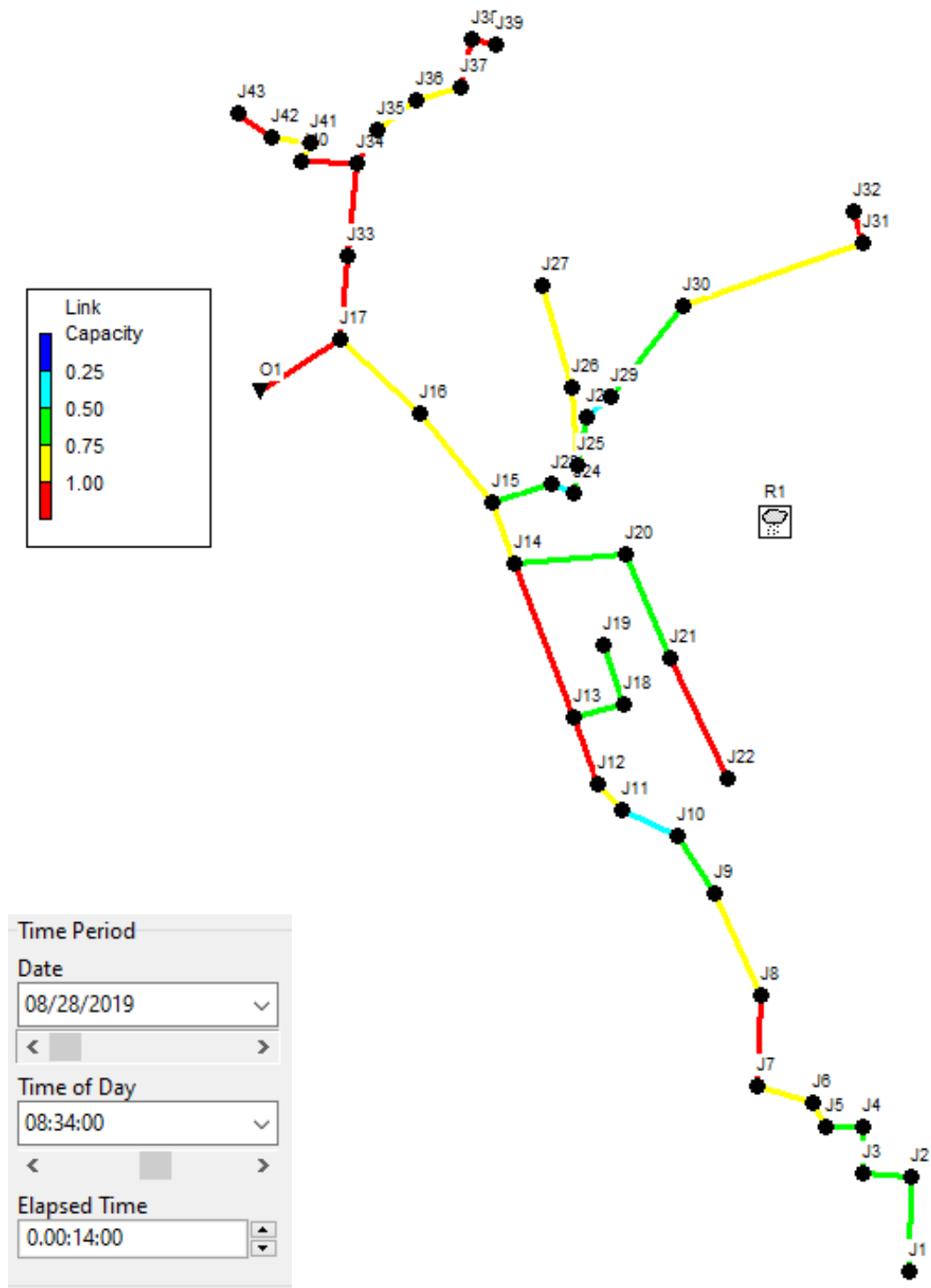


Figura 8- 6 Grado di riempimento ore 08:45

A circa 10 minuti dall'inizio della simulazione la situazione risulta critica in diversi tratti della condotta che vanno in pressione

Inoltre è anche possibile ricavare i profili longitudinali e verificare il livello dell'acqua all'interno delle tubazioni cliccando su *Profile* e inserendo il nodo iniziale e finale del tratto interessato.

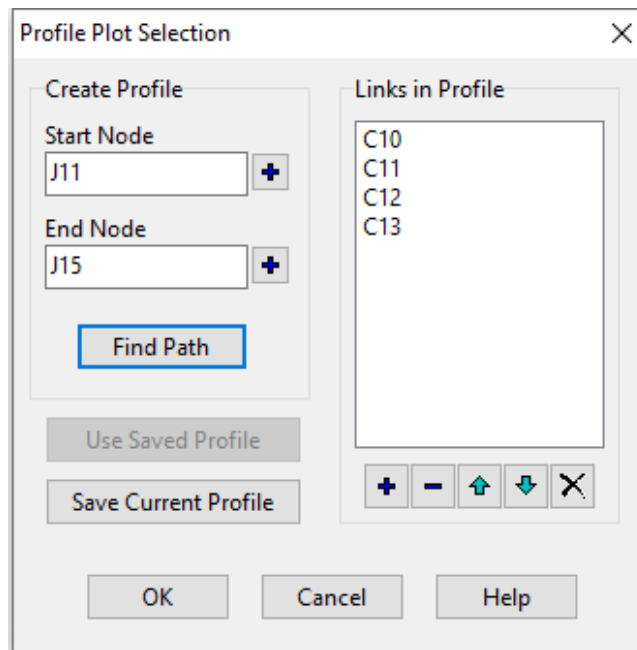


Figura 8- 7 tendina Profile Plot

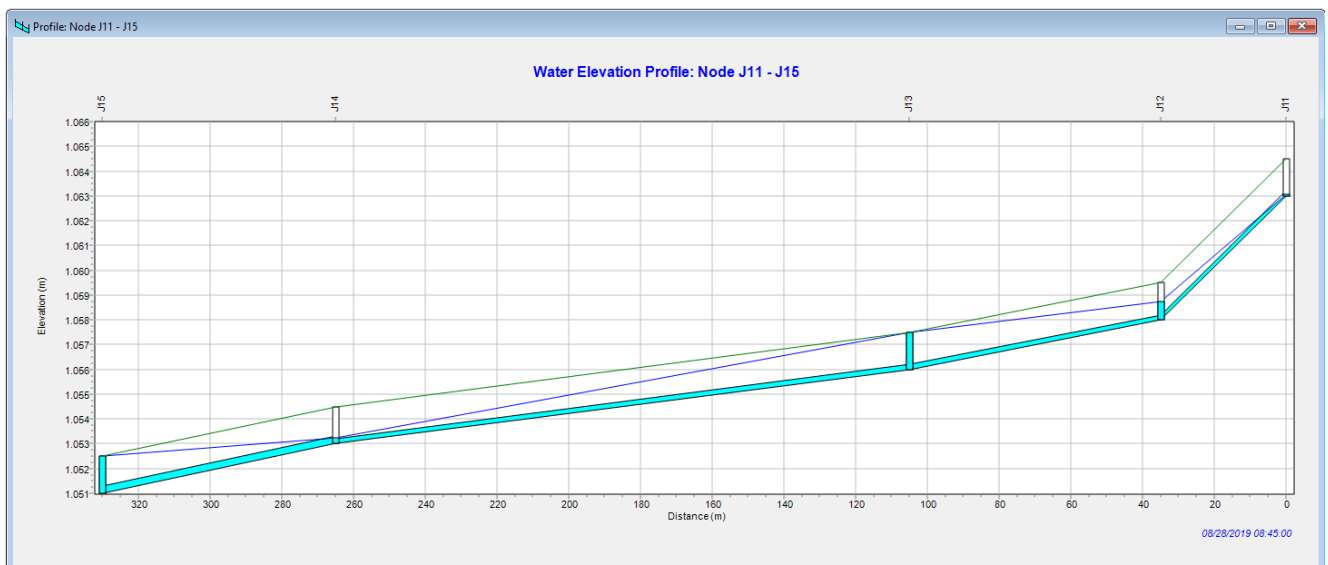


Figura 8- 8 Profilo longitudinale tratto J11- J15

In questo caso è stato selezionato un tratto della condotta in cui viene raggiunto il massimo grado di riempimento della stessa, inoltre come si può vedere dalle linee parallele verticali, che rappresentano i pozzetti di ispezione; la fognatura risulta essere in pressione, poichè l'acqua tende a risalire dai pozzetti verso il piano stradale.

La *tabella 8-1* riporta i risultati dell'analisi effettuata in SWMM e relativi alla formazione dei deflussi superficiali di ciascun sottobacino.

Subcatchment	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Imperv Runoff mm	Perv Runoff mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10 ⁶ ltr	Peak Runoff CMS	Runoff Coeff
S1	18.93	0.00	0.00	0.49	4.30	1.93	6.23	0.53	0.71	0.329
S2	18.93	0.00	0.00	0.49	4.68	4.60	9.28	0.08	0.11	0.490
S3	18.93	0.00	0.00	0.49	4.52	2.90	7.41	0.13	0.18	0.392
S4	18.93	0.00	0.00	0.49	4.69	4.68	9.36	0.07	0.09	0.494
S5	18.93	0.00	0.00	0.49	4.85	3.85	8.70	0.14	0.18	0.459
S6	18.93	0.00	0.00	0.49	4.69	4.73	9.42	0.19	0.25	0.498
S7	18.93	0.00	0.00	0.49	4.52	2.93	7.46	0.21	0.28	0.394
S8	18.93	0.00	0.00	0.49	4.64	3.96	8.59	0.20	0.26	0.454
S9	18.93	0.00	0.00	0.52	3.92	4.52	8.44	0.18	0.24	0.446
S10	18.93	0.00	0.00	0.49	4.70	5.01	9.71	0.08	0.11	0.513
S11	18.93	0.00	0.00	0.52	3.90	4.19	8.09	0.24	0.33	0.428

Tabella 8- 1 Infiltrazione e deflusso superficiale relativo a ciascun bacino

Inoltre dalla tabella è possibile osservare come i valori del coefficiente di deflusso (Runoff Coeff) per i vari sottobacini sia molto simile a quello ponderato assunto nel calcolo analitico che risultava essere di 0,5.

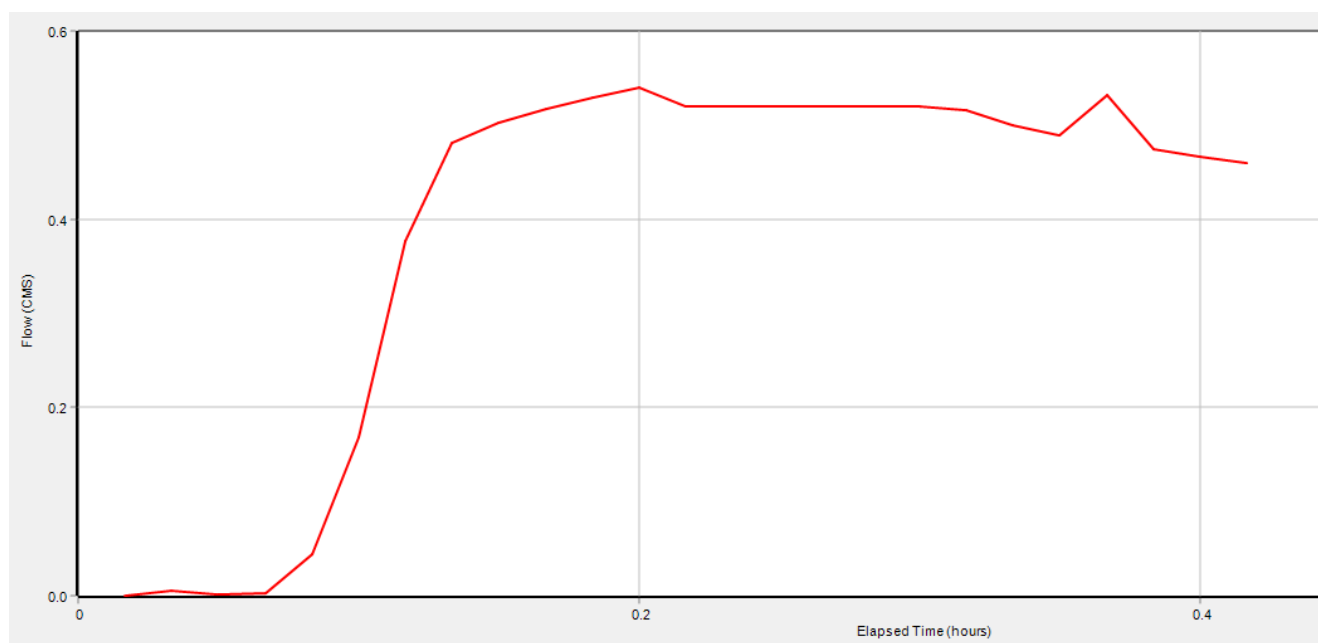


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale

Nella figura qui sopra riportata, viene valutato l'idrogramma di piena del collettore finale che conduce all'outfall della rete, il picco di portata come si può vedere è di circa 0,5 mc/s il che risulta essere molto inferiore a quella calcolata con il metodo analitico. Questa differenza con il metodo analitico è dovuta al fatto che in quest'ultimo sono stati rispettati, nel dimensionamento delle condotte, i gradi di riempimento massimi consigliati in fase di progettazione; in questo caso invece la condotta va in pressione e si hanno dei rigurgiti, che disperdono parte del volume di scarico al di fuori della rete fognaria.

Lo stesso procedimento di analisi e le valutazioni sopra approfondite possono essere svolte ugualmente per uno ietogramma **triangolare** di durata 30minuti e $Tr = 2$ anni.

;letogramma triang. (t=30min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	6,60
	08:22	13,19
	08:23	19,79
	08:24	26,38
	08:25	32,98
	08:26	39,58
	08:27	46,17
	08:28	52,77
	08:29	59,37
	08:30	65,96
	08:31	72,56
	08:32	79,15
	08:33	85,75
	08:34	92,35
	08:35	98,94
	08:36	92,35
	08:37	85,75
	08:38	79,15
	08:39	72,56
	08:40	65,96
	08:41	59,37
	08:42	52,77
	08:43	46,17
	08:44	39,58
	08:45	32,98
	08:46	26,38
	08:47	19,79
	08:48	13,19
	08:49	6,60
	08:50	0

Figura 8- 14 Times Series Ietogramma triangolare

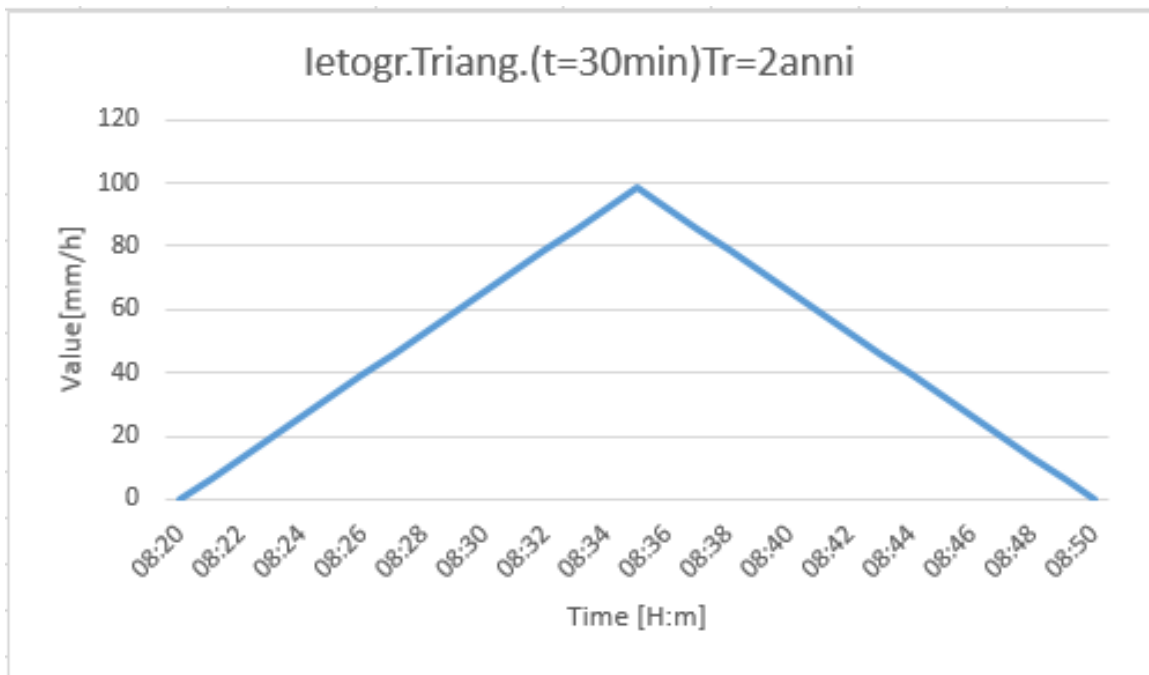


Figura 8- 15 Grafico ietogramma triangolare

Viene ora riportato il grado di riempimento del modello idraulico analizzato, che anche in questo caso risulta andare in pressione in diversi tratti della rete.

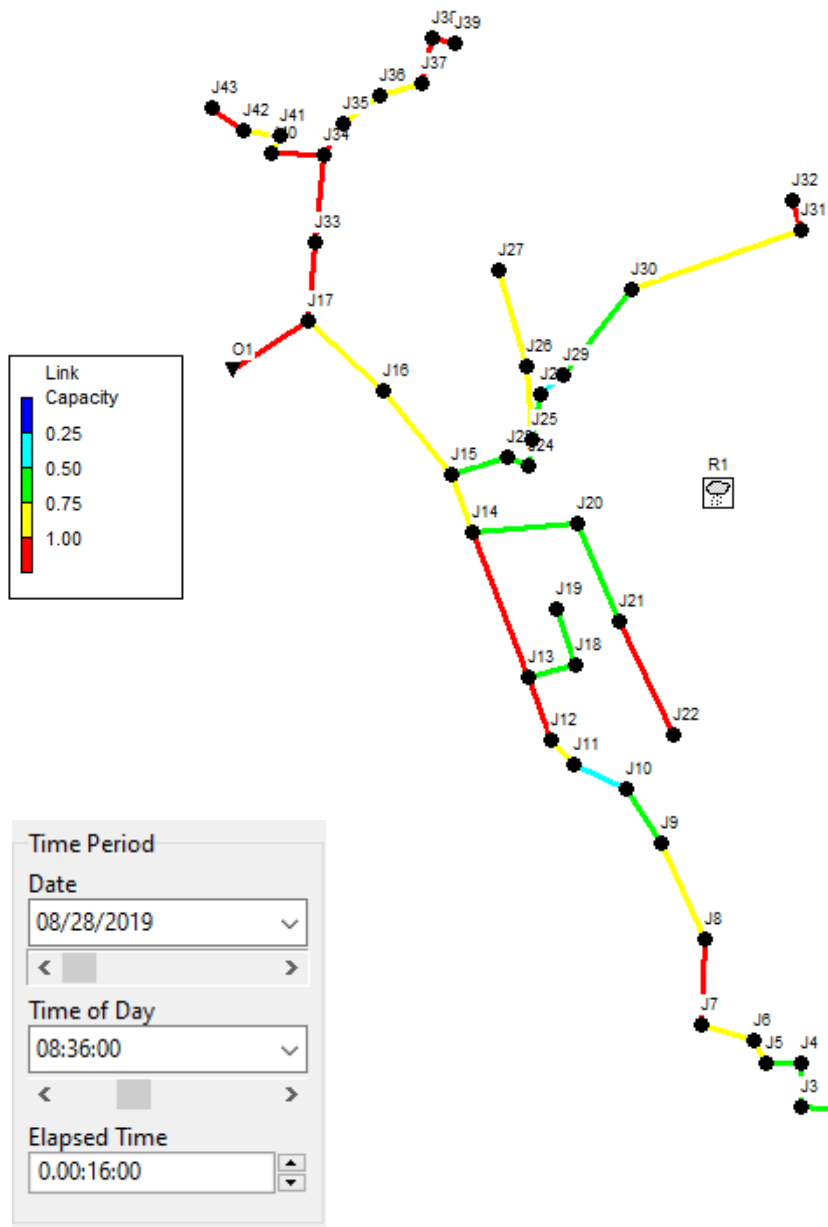


Figura 8- 16 Grado di riempimento ore 08:36

In questo caso di ietogramma triangolare, possiamo vedere che circa dopo 16 minuti dall'inizio della simulazione si è raggiunta la condizione critica nella rete, infatti diversi tratti sono di colore rosso, il che vuol dire che sono in pressione.

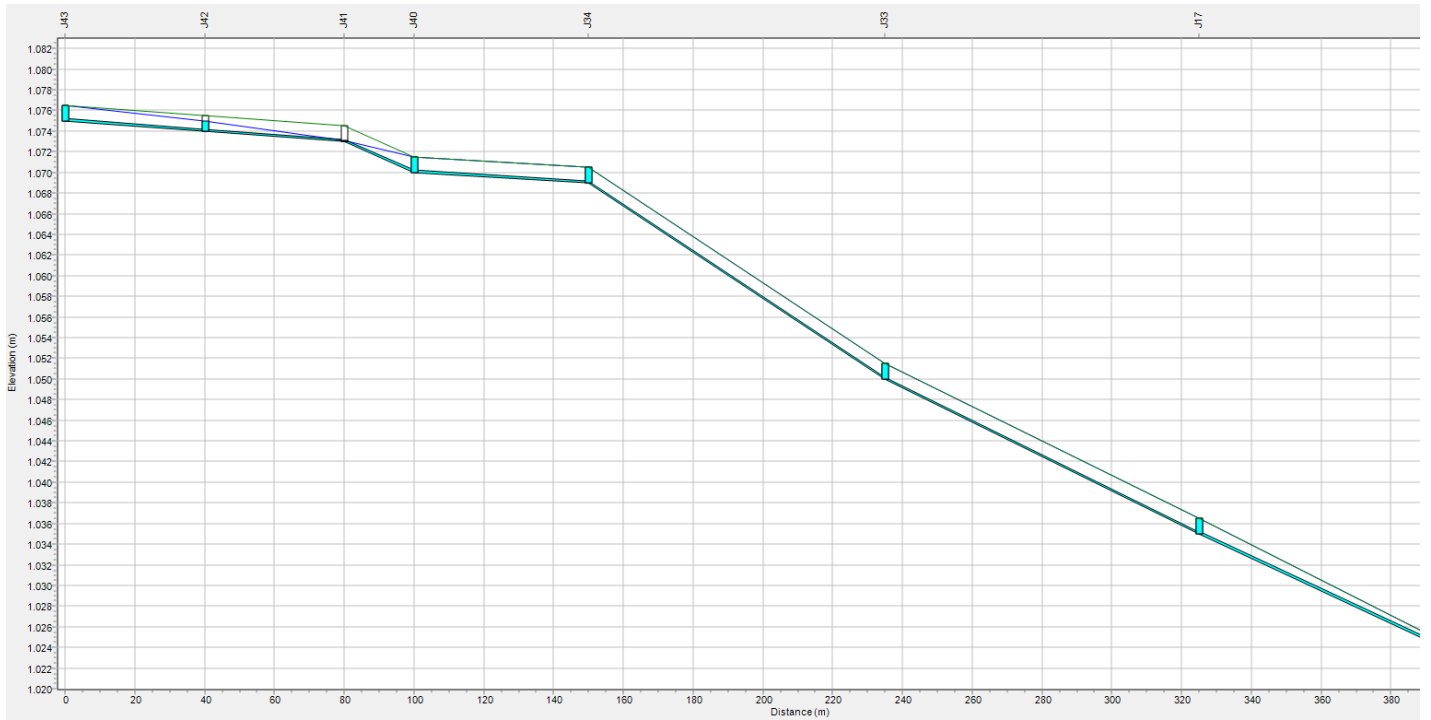


Figura 8- 8 Profilo longitudinale tratto J43- O1

E' stato selezionato un tratto della condotta in cui viene raggiunto il massimo grado di riempimento, inoltre come si può vedere dalle linee parallele verticali, che rappresentano i pozzetti di ispezione; la fognatura risulta essere in pressione, poichè l'acqua tende a risalire dai pozzetti verso il piano stradale.

Prendendo in considerazione la condotta prossima al tratto finale (C25) che conduce all' Out1, si valuta come variano le portate massime nelle due simulazioni considerate.

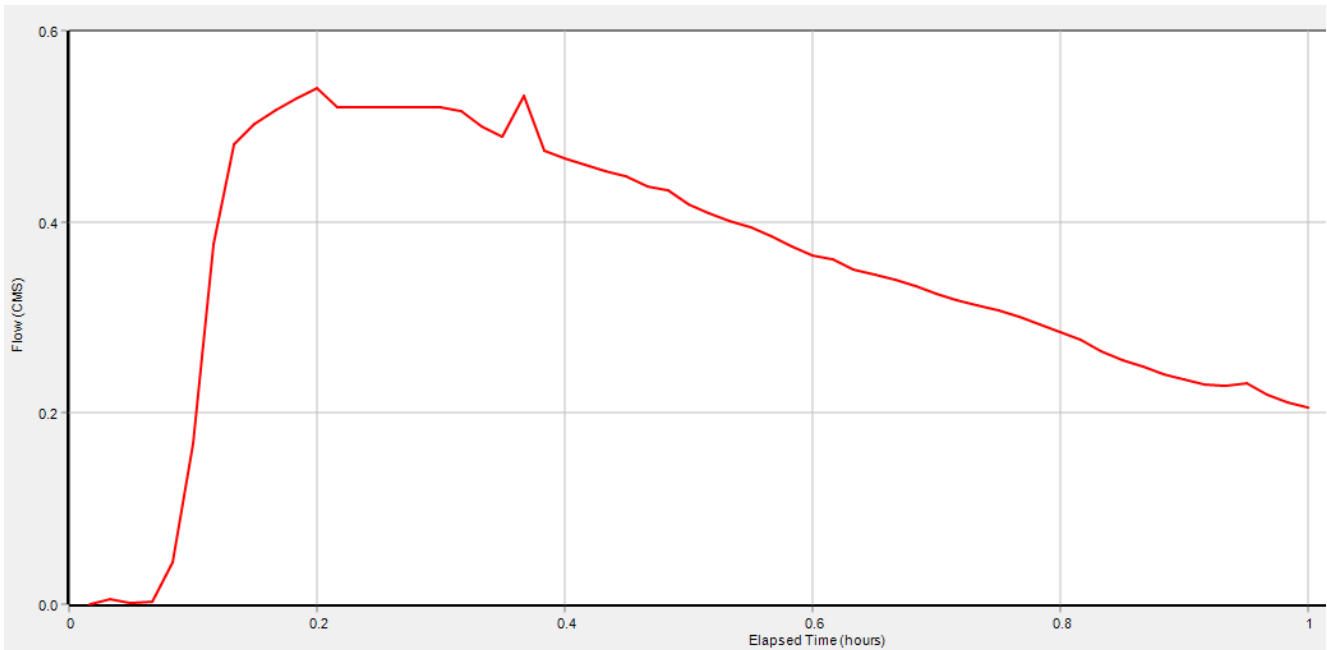


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante)

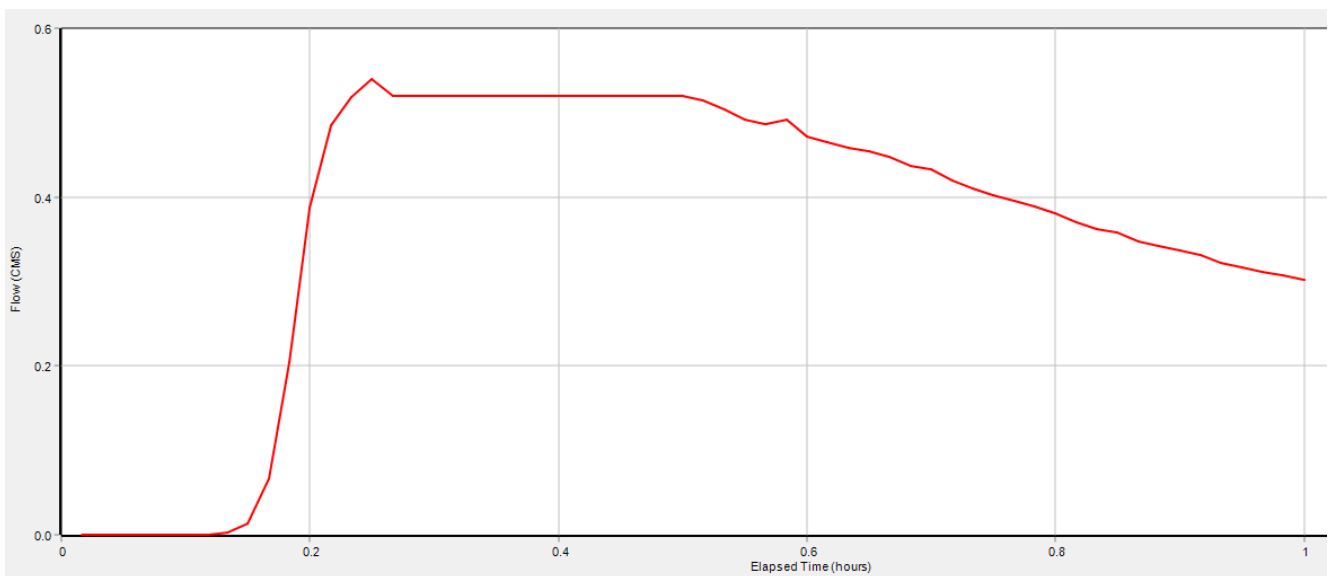


Figura 8- 18 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma di progetto triangolare)

I picchi di portata nel caso dei due differenti idrogrammi è pressoché identico, ma viene raggiunto prima nel caso di letogramma costante e più in ritardo nel caso di letogramma triangolare, inoltre il suo andamento nel tempo è leggermente differente.

In entrambi i casi le curve tendono a decrescere per il progressivo svuotamento della condotta.

12.2 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE (t= 30 e 45) minuti (TR=2 anni) (rete esistente)

Dopo aver valutato quali sono gli effetti di uno scroscio di 15 minuti gravante nella rete di drenaggio studiata, si effettuano simulazioni con ietogramma costante variando il tempo di pioggia, considerandolo cioè maggiore (tp= 30 e 45 minuti) rispetto al tempo di corrivazione del nostro progetto ($\tau = 30$ minuti). Cioè consideriamo quindi il tempo di pioggia pari a quello di corrivazione, che nel metodo cinematico è quello che conduce al massimo di portata nella rete.

Sono stati inseriti nelle *Times Series* i valori di intensità con andamento costante per una durata complessiva di 30 minuti (con valore di intensità pari a 50 mm/h) e 45 minuti (con il valore di intensità massima pari a 40 mm/h per poi ritornare al valore zero dopo il tratto costante) con intervallo di registrazione di 1 minuto.

;Ietogramma costante (t=30min) Tr=2anni		
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	50
	08:22	50
	08:23	50
	08:24	50
	08:25	50
	08:26	50
	08:27	50
	08:28	50
	08:29	50
	08:30	50
	08:31	50
	08:32	50
	08:33	50
	08:34	50
	08:35	50
	08:36	50
	08:37	50
	08:38	50
	08:39	50
	08:40	50
	08:41	50
	08:42	50
	08:43	50
	08:44	50
	08:45	50
	08:46	50
	08:47	50
	08:48	50
	08:49	50
	08:50	50
	08:51	0
	08:52	0
	08:53	0
	08:54	0
	08:55	0

Figura 8- 19 Times Series ietogramma costante t=30minuti

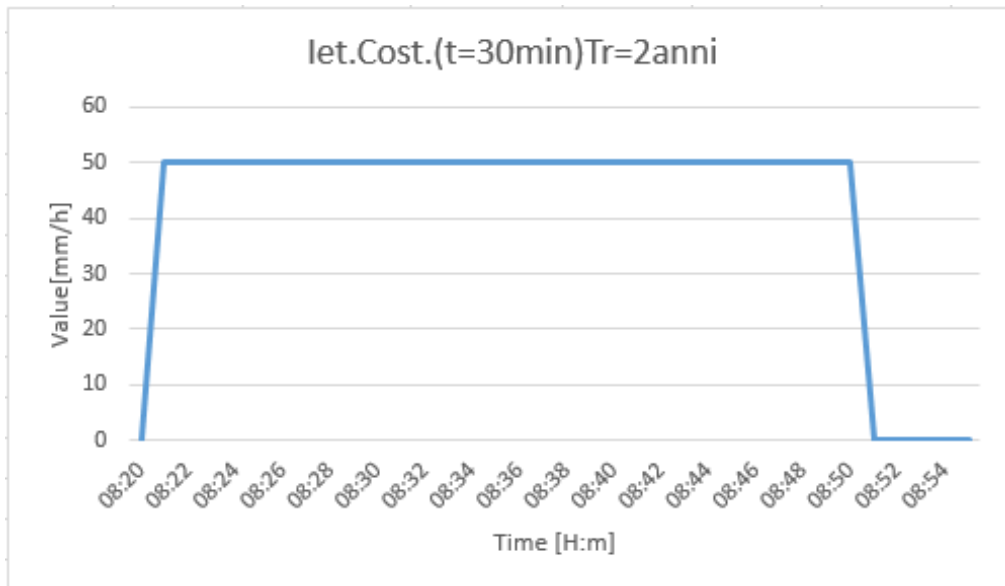


Figura 8- 20 Grafico ietogramma costante t=30minuti

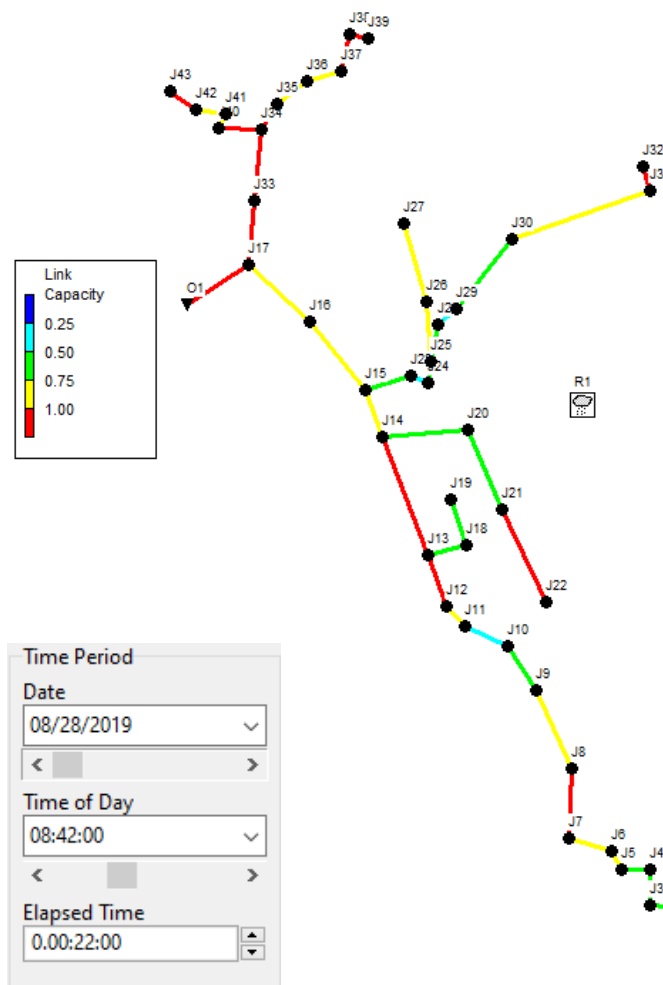


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:42

All'incirca 22 minuti dopo l'inizio della simulazione si raggiunge la condizione più critica nella rete ed in particolare anche il collettore finale giunge in pressione.

Dai profili longitudinali del livello dell'acqua del tratto J43-Out si può facilmente verificare che in quasi tutto il tratto si hanno condotte in pressione con acqua che risale i pozzetti.

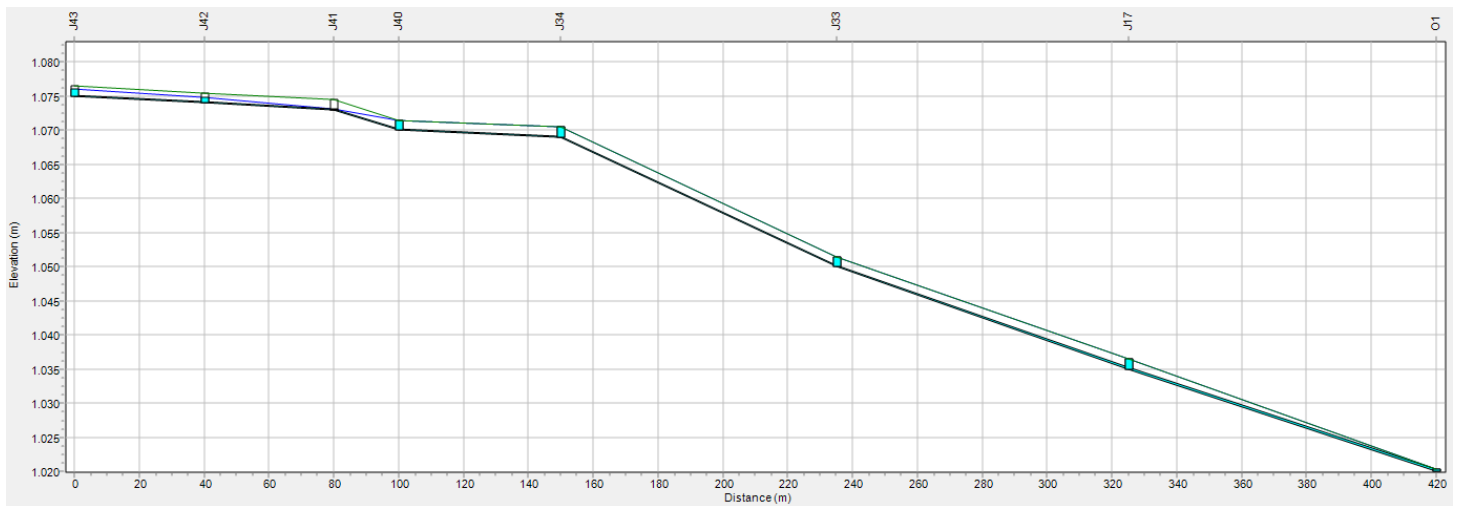


Figura 8- 22 Profilo longitudinale tratto J1-Out1

Consideriamo ora il caso di letogramma costante ma con tempo di pioggia di 45 minuti e poi confronteremo gli idrogrammi ottenuti in entrambi i casi.

:letogramma costante (t=45min) Tr=2anni		
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	40
	08:22	40
	08:23	40
	08:24	40
	08:25	40
	08:26	40
	08:27	40
	08:28	40
	08:29	40
	08:30	40
	08:31	40
	08:32	40
	08:33	40
	08:34	40
	08:35	40
	08:36	40
	08:37	40
	08:38	40
	08:39	40
	08:40	40
	08:41	40
	08:42	40
	08:43	40
	08:44	40
	08:45	40
	08:46	40
	08:47	40
	08:48	40
	08:49	40
	08:50	40
	08:51	40
	08:52	40
	08:53	40
	08:54	40
	08:55	40
	08:56	40
	08:57	40
	08:58	40
	08:59	40
	09:00	40
	09:01	40
	09:02	40
	09:03	40
	09:04	40
	09:05	40
	09:06	0
	09:07	0
	09:08	0
	09:09	0
	09:10	0

Figura 8- 19 Times Series ietogramma costante t=45minuti

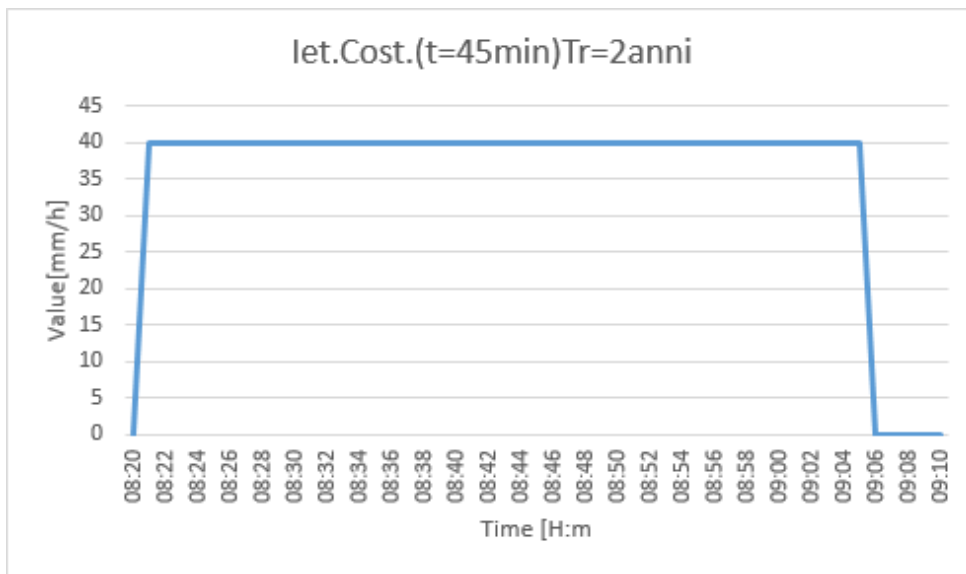


Figura 8- 20 Grafico ietogramma costante t=45minuti

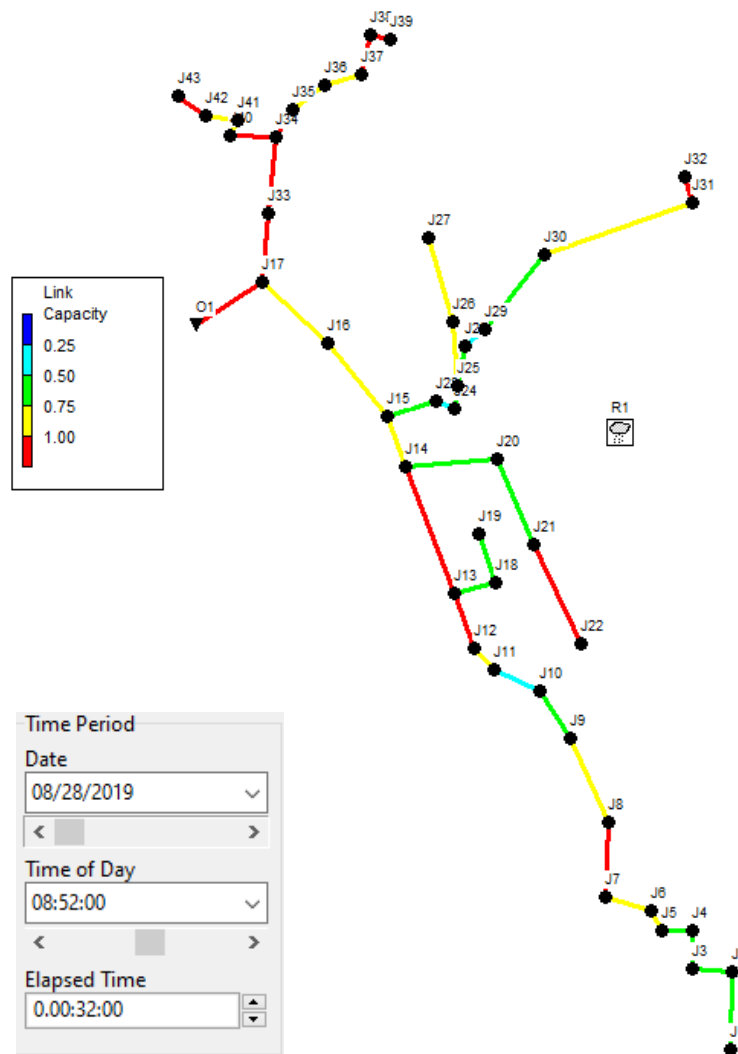


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:52

Nel caso di ietogramma costante di durata 45 minuti il livello critico viene raggiunto dopo 32 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia.

A questo punto si possono confrontare i due idrogrammi ottenuti con le due differenti durate e valutare le differenze.

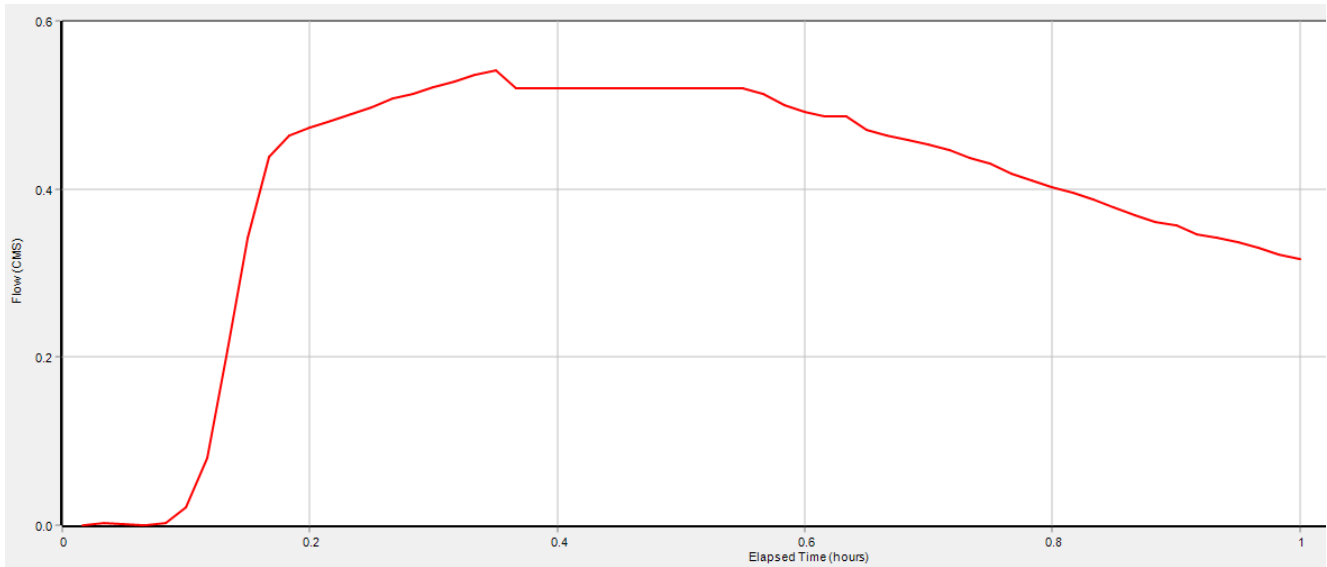


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 30 minuti)

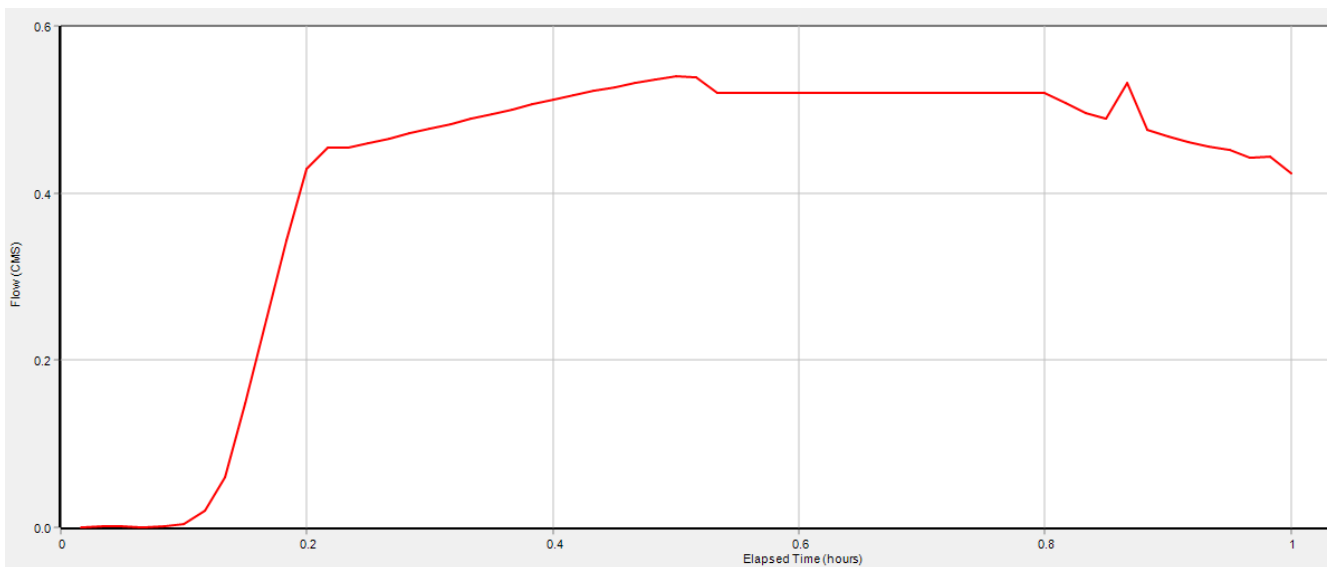


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 45 minuti)

Il picco raggiunto in questi due casi si attesta a 0,55 [mc/s] ma si ha in tempi diversi, in particolare più in ritardo con quello di durata 45 minuti e come si può facilmente intuire anche il tratto decrescente avviene più in ritardo nel grafico a 45 minuti rispetto a quello a 30.

In conclusione, per quanto riguarda la rete di scarico con i diametri originali presenti in situ, per eventi di pioggia inferiori all'ora, in particolare con tempi prossimi a quelli di corrivazione e valutati con ietogrammi costante e triangolare con tempi di ritorno di 2 anni; la rete va in pressione.

Come si è visto anche dai profili longitudinali riportati, l'acqua fuoriesce dai pozzetti di ispezione, il che vuol dire che parte del volume di scarico finisce al di fuori della rete, questo può essere visto da una tabella fornita dal programma, che valuta oltre ai deflussi dal collettore di uscita (Outfall) anche quelli dai nodi e quindi i pozzetti.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Day of Maximum Flooding	Hour of Maximum Flooding	Total Flood Volume 10 ⁶ ltr	Maximum Poned Depth Meters
J1	0.89	0.620	0	00:31	0.939	0.000
J12	0.01	0.006	0	00:11	0.000	0.000
J13	0.77	0.071	0	00:31	0.104	0.000
J15	0.84	0.318	0	00:31	0.508	0.000
J17	0.20	0.080	0	00:31	0.036	0.000
J19	0.16	0.020	0	00:31	0.006	0.000
J21	0.01	0.014	0	00:10	0.000	0.000
J22	0.55	0.113	0	00:31	0.107	0.000
J27	0.50	0.150	0	00:31	0.134	0.000
J31	0.87	0.034	0	00:08	0.087	0.000
J32	0.64	0.190	0	00:31	0.196	0.000
J33	0.55	0.030	0	00:10	0.045	0.000
J34	0.46	0.177	0	00:31	0.162	0.000
J35	0.48	0.008	0	00:34	0.013	0.000
J38	0.68	0.045	0	00:11	0.096	0.000
J39	0.50	0.198	0	00:31	0.167	0.000
J40	0.29	0.023	0	00:24	0.017	0.000
J43	0.13	0.012	0	00:31	0.003	0.000
J8	0.82	0.020	0	00:09	0.004	0.000

Figura 8- 17 Node Flooding ietogramma costante con durata 30 minuti

Nella tabella sopra è riportato l'esempio di allagamento (flooding) dei nodi per lo ietogramma costante di durata 30 minuti e come si può vedere c'è effettivamente un volume uscente in diversi nodi della rete.

12.3 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE E TRIANGOLARE $t_p = 900 \text{ SEC (15 min)}$ ($T_r=2$ anni) (rete di progetto)

A questo punto le stesse considerazioni fatte per la rete esistente verranno fatte per quella di progetto, confrontando innanzitutto i valori ottenuti precedentemente con il metodo analitico con quelli riportati dal programma. Infine si faranno delle valutazioni tra i valori appena visti per la rete esistente e quelli di progetto sempre per un tempo di ritorno pari a 2 anni, dato che già con questo tempo di ritorno si raggiungono condizioni critiche nella rete esistente.

Per questo tempo di ritorno sono state assunte per la condotte di progetto i seguenti diametri.

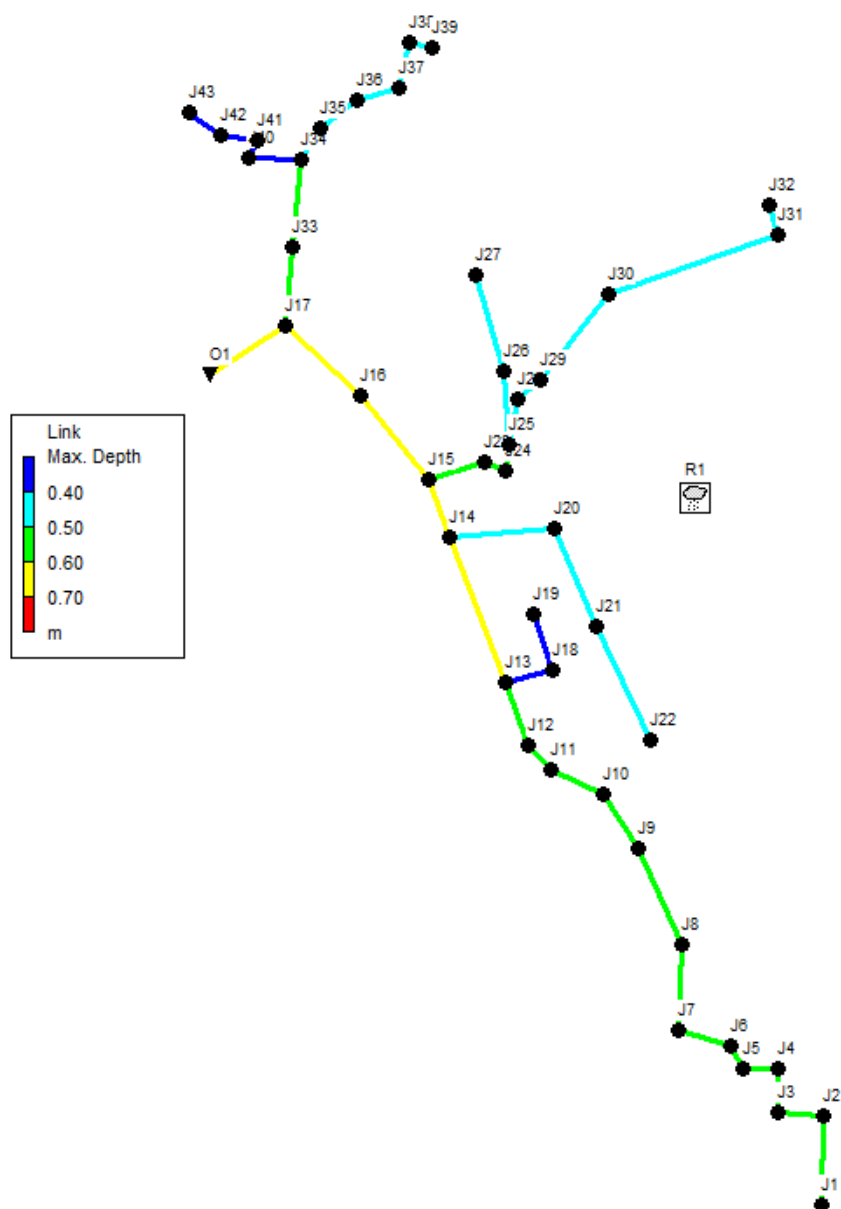


Figura 8- 21 Diametri condotte

Time series ietogramma costante di durata 15 minuti e relativo grafico.

;letogramma costante (t=15min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	71
	08:22	71
	08:23	71
	08:24	71
	08:25	71
	08:26	71
	08:27	71
	08:28	71
	08:29	71
	08:30	71
	08:31	71
	08:32	71
	08:33	71
	08:34	71
	08:35	71
	08:36	0
	08:37	0
	08:38	0
	08:39	0
	08:40	0

Figura 8- 2 Times Series ietogramma costante

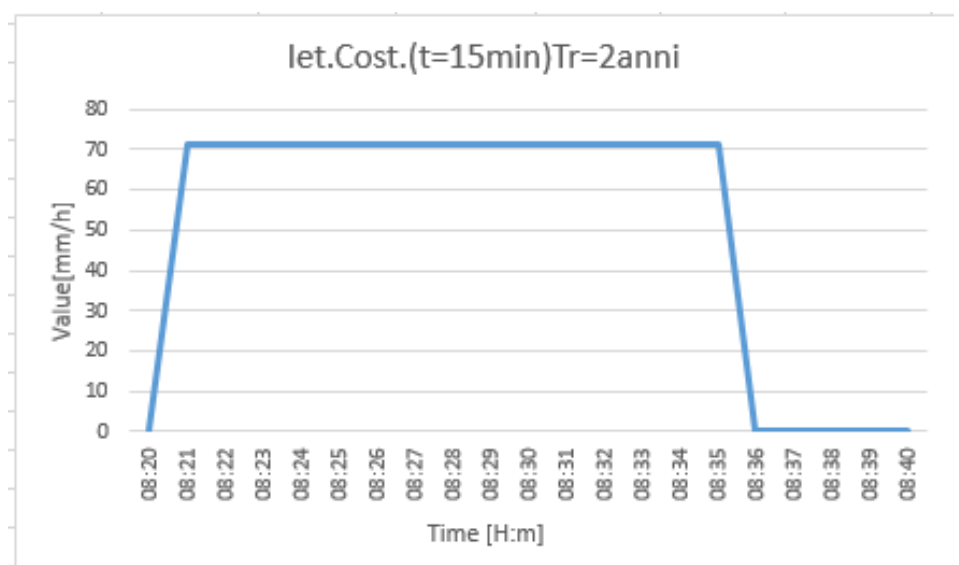


Figura 8- 1 Grafico Times Series ietogramma costante

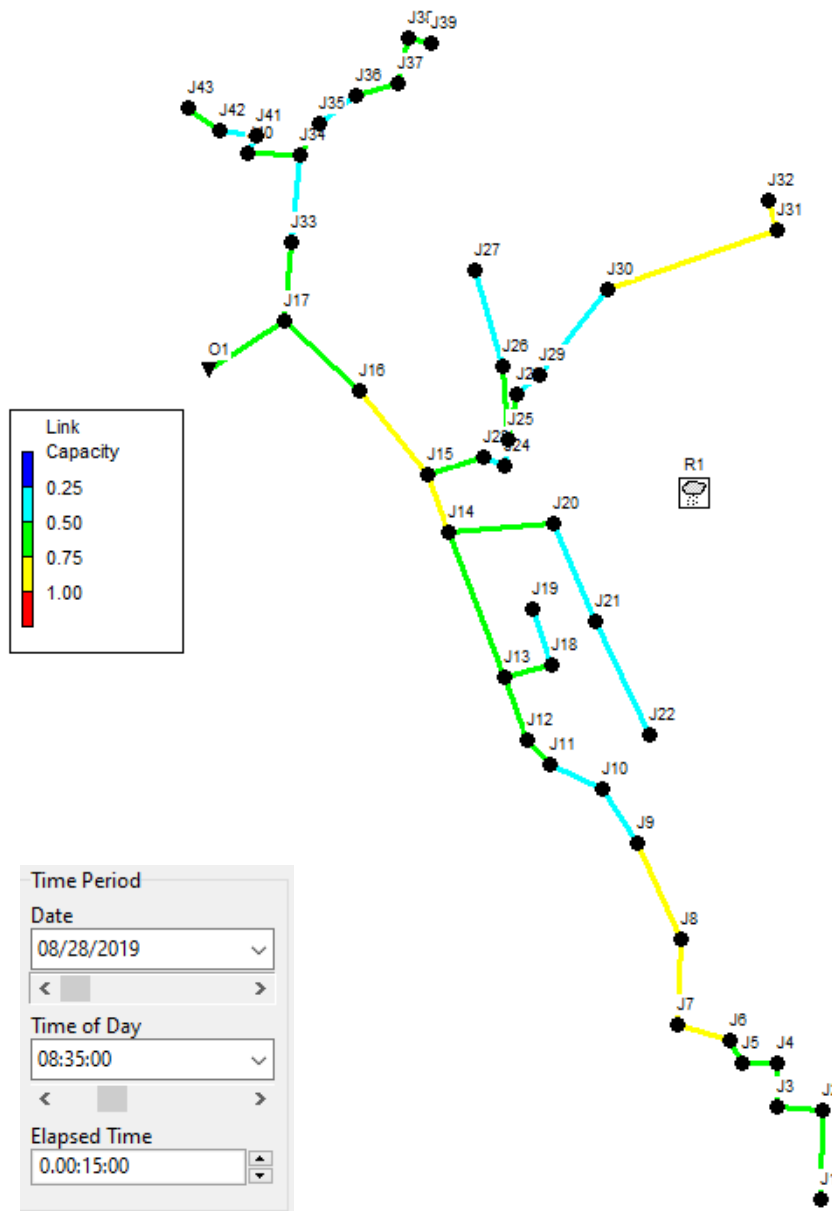


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:35

A 15 minuti dall'inizio dell'evento, che corrisponde anche alla fine, considerando che lo ietogramma in questo caso ha proprio quella durata; si ha il massimo grado di riempimento della rete, che come si può vedere, essendo progettata proprio con tempo di ritorno di 2 anni, non raggiunge la sua massima capacità a differenza di quella con i diametri reali, ma arriva ad un grado di riempimento attorno all'80% il che per una condotta di questo tipo è soddisfacente.

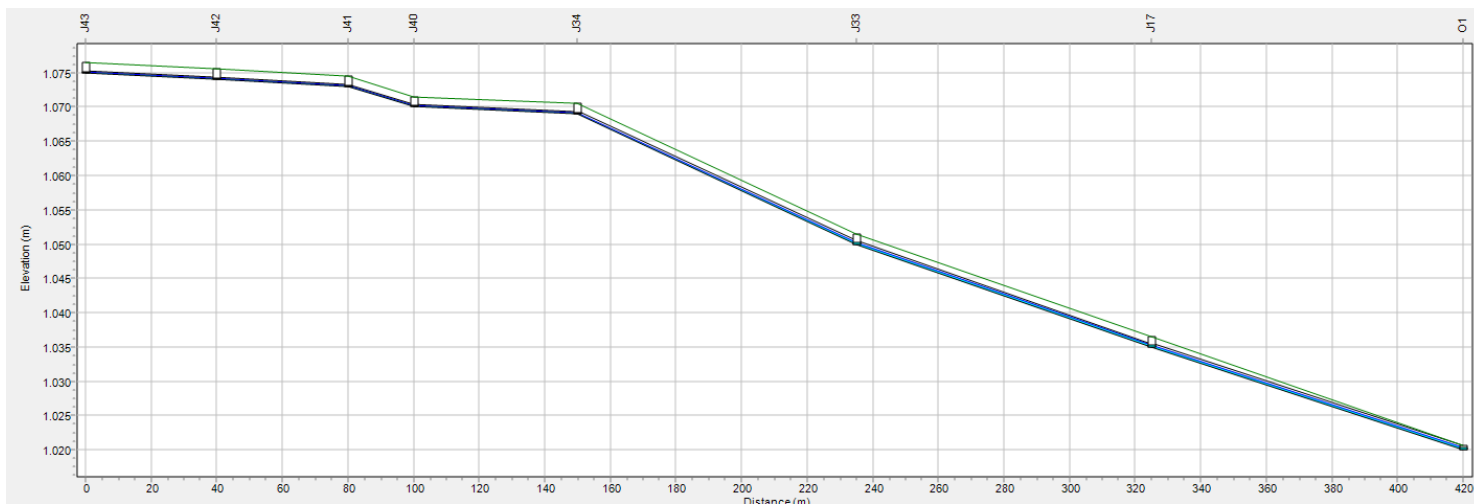


Figura 8- 22 Profilo longitudinale tratto J43-Out1

Come si evince dal profilo longitudinale del tratto che parte dal nodo J43 fino all'Outfall della rete, come si osservava anche nel grafico precedente con i gradi di riempimento, non si raggiunge il massimo grado di riempimento, ovvero la rete non va in pressione.

Time series ietogramma triangolare di durata 15 minuti e relativo grafico.

;letogramma triang. (t=30min) Tr=2anni

Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	6,60
	08:22	13,19
	08:23	19,79
	08:24	26,38
	08:25	32,98
	08:26	39,58
	08:27	46,17
	08:28	52,77
	08:29	59,37
	08:30	65,96
	08:31	72,56
	08:32	79,15
	08:33	85,75
	08:34	92,35
	08:35	98,94
	08:36	92,35
	08:37	85,75
	08:38	79,15
	08:39	72,56
	08:40	65,96
	08:41	59,37
	08:42	52,77
	08:43	46,17
	08:44	39,58
	08:45	32,98
	08:46	26,38
	08:47	19,79
	08:48	13,19
	08:49	6,60
	08:50	0

Figura 8- 14 Times Series Ietogramma triangolare

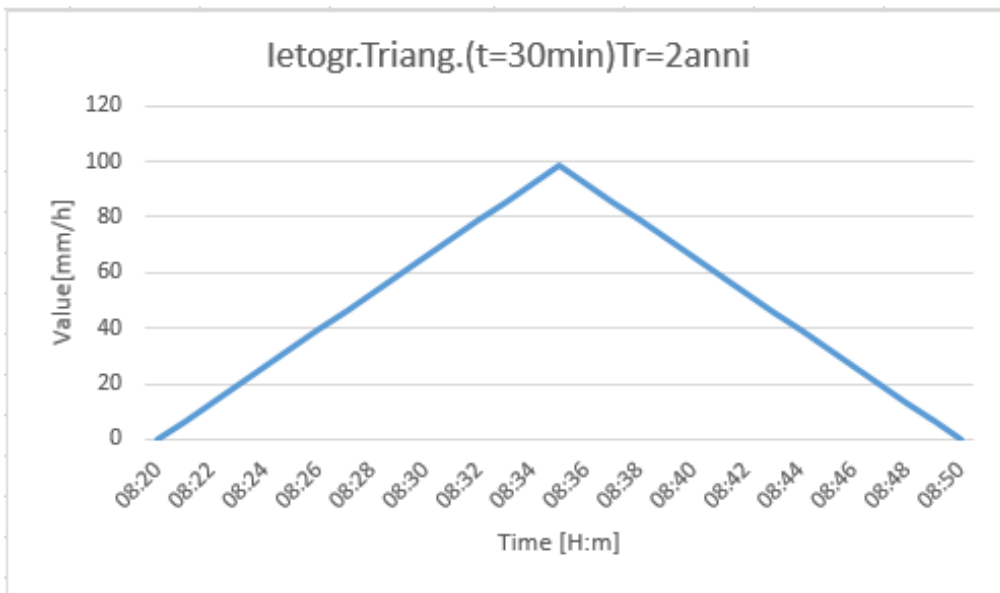


Figura 8- 15 Grafico ietogramma triangolare

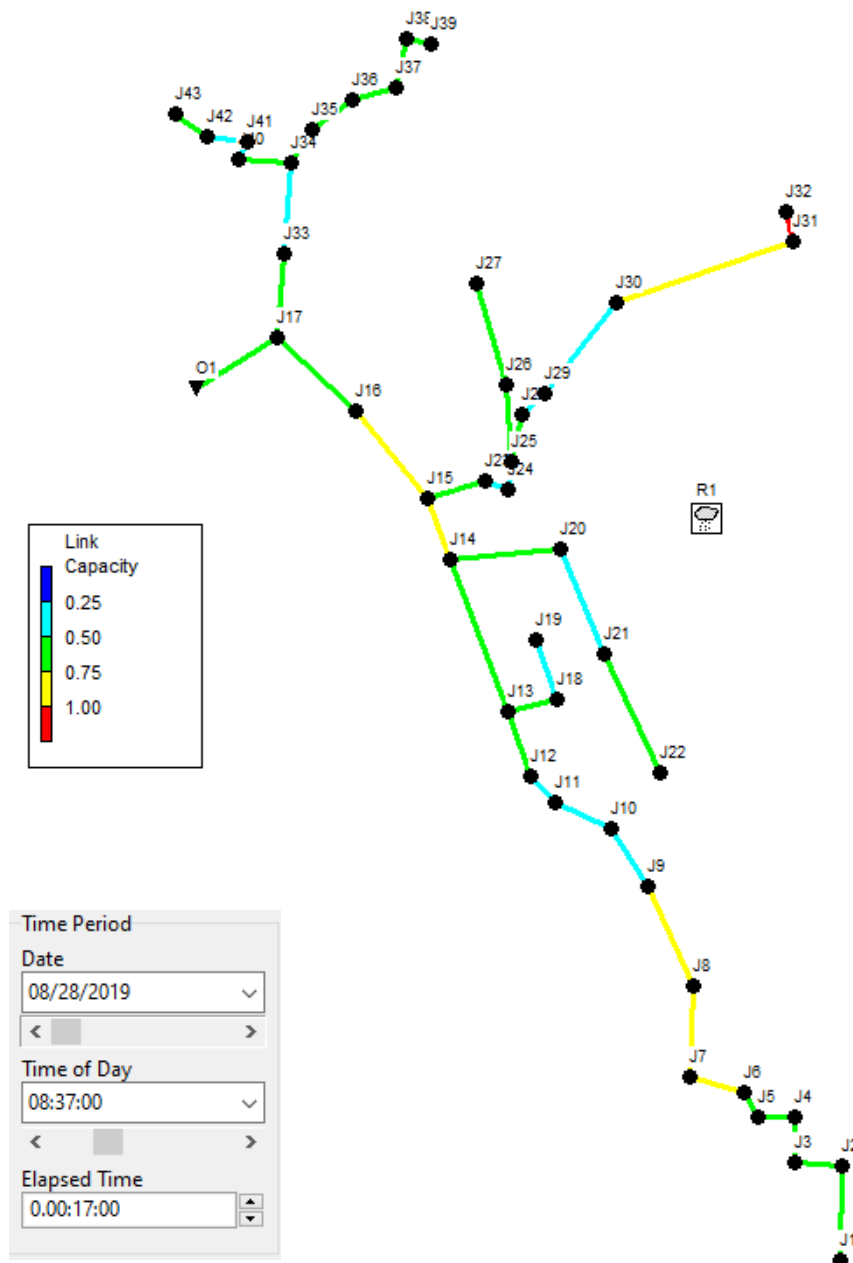


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:37

Anche nel caso di ietogramma triangolare la rete risponde in modo ottimale, raggiungendo il suo massimo grado di riempimento 17 minuti dopo l'inizio della simulazione, che si attesta sempre attorno all'80%

A questo punto possiamo confrontare i due idrogrammi ottenuti per i due diversi ietogrammi e valutarne le differenze.

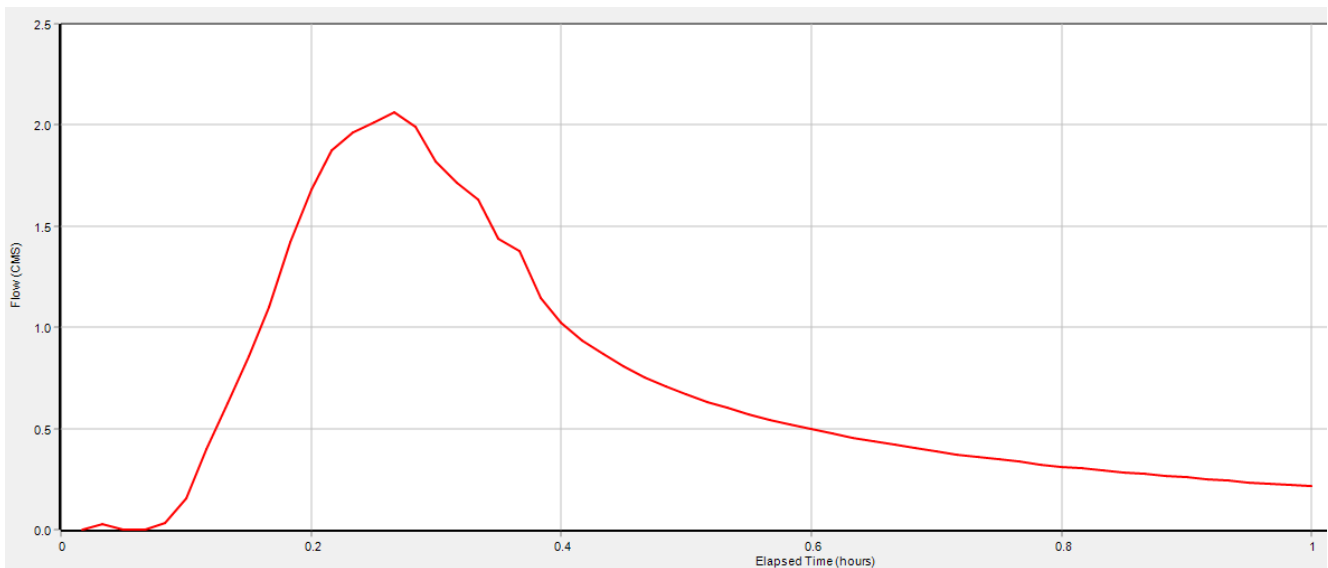


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (ietogramma costante 15 minuti)

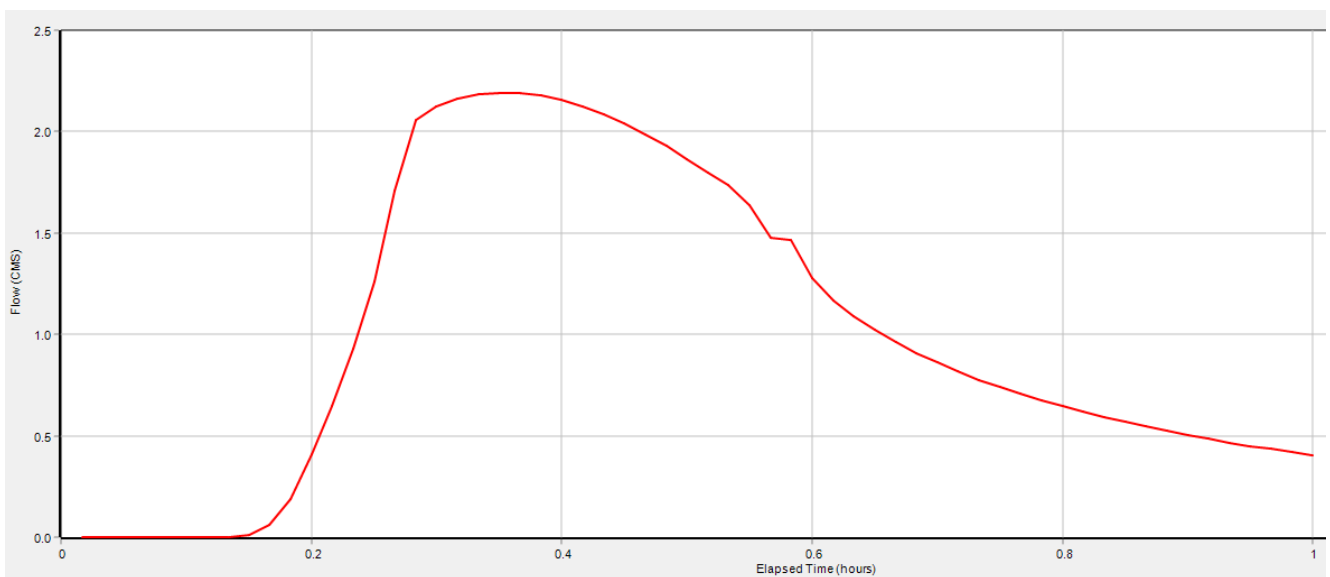


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (ietogramma triangolare 15 minuti)

Si possono osservare l'andamento differente delle due onde di piena, in cui per l'idrogramma costante si ha un picco maggiormente accentuato e ridotto nel tempo e viceversa per quello originato dallo ietogramma triangolare. Per quanto concerne il valore di picco della portata, si attestano entrambi poco al di sopra dei 2 [mc/s] così come visto anche nel metodo analitico.

12.4 SIMULAZIONI IETOGRAMMA COSTANTE (t= 30 e 45) minuti (TR=2 anni) (rete esistente)

Si passa quindi alla valutazione e confronto tra i due ietogrammi costanti e di durata, rispettivamente 30 e 45 minuti.

;ietogramma costante (t=30min) Tr=2anni		
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	50
	08:22	50
	08:23	50
	08:24	50
	08:25	50
	08:26	50
	08:27	50
	08:28	50
	08:29	50
	08:30	50
	08:31	50
	08:32	50
	08:33	50
	08:34	50
	08:35	50
	08:36	50
	08:37	50
	08:38	50
	08:39	50
	08:40	50
	08:41	50
	08:42	50
	08:43	50
	08:44	50
	08:45	50
	08:46	50
	08:47	50
	08:48	50
	08:49	50
	08:50	50
	08:51	0
	08:52	0
	08:53	0
	08:54	0
	08:55	0

Figura 8- 19 Times Series ietogramma costante t=30minuti

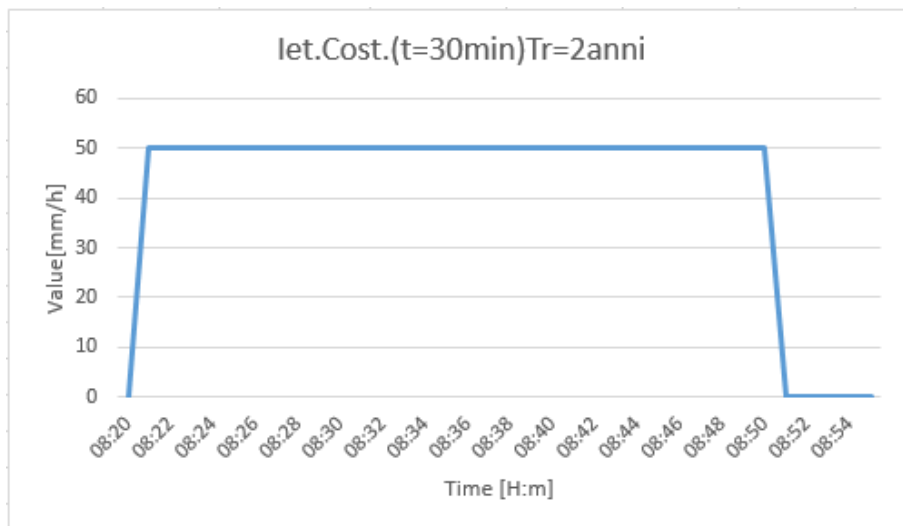


Figura 8- 20 Grafico ietogramma costante t=30minuti

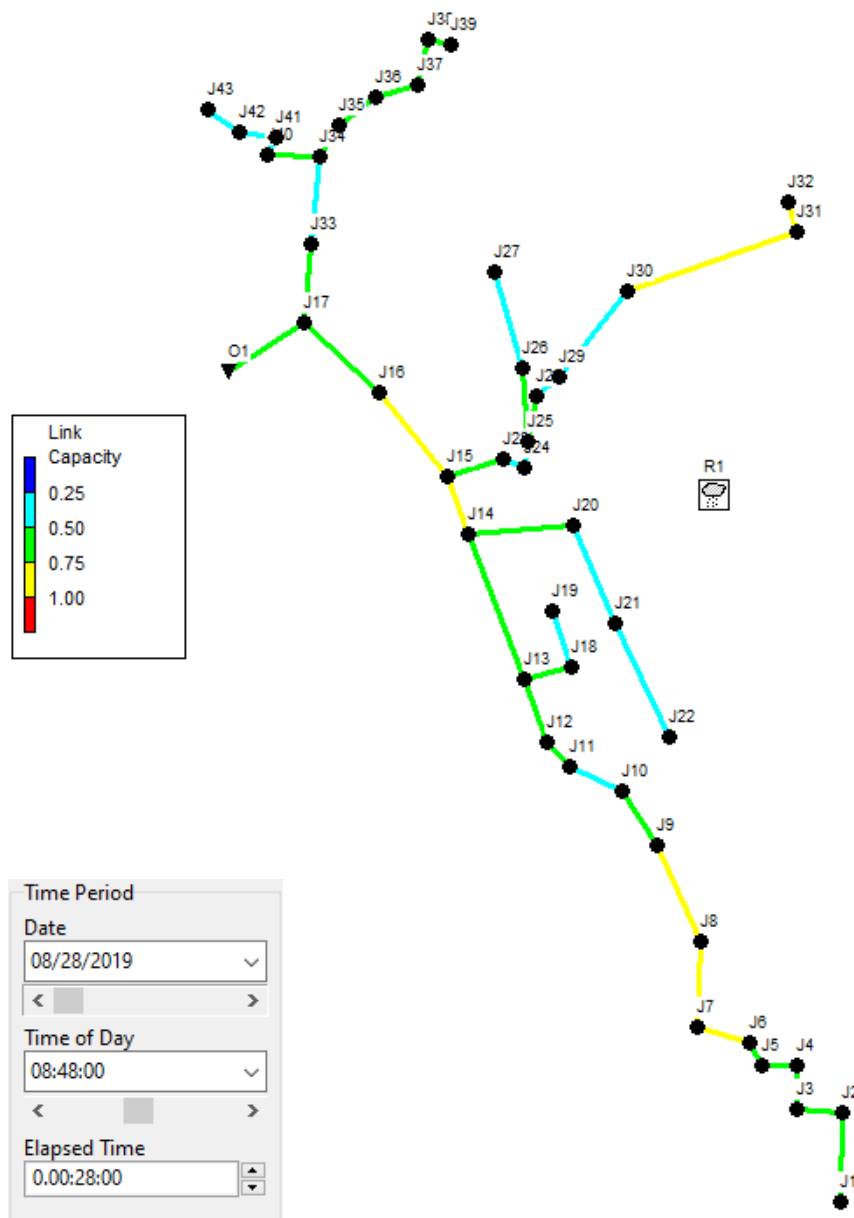


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:48

Dopo 28 minuti dall'inizio della simulazione si raggiunge la situazione di picco di portata con gradi di riempimento così come espressi nella figura precedente. Anche in questo caso non si raggiunge la condizione di condotta in pressione in nessun tratto.

;Ietogramma costante (t=45min) Tr=2anni		
Date	Time	Value
08/28/2019	08:20	0
	08:21	40
	08:22	40
	08:23	40
	08:24	40
	08:25	40
	08:26	40
	08:27	40
	08:28	40
	08:29	40
	08:30	40
	08:31	40
	08:32	40
	08:33	40
	08:34	40
	08:35	40
	08:36	40
	08:37	40
	08:38	40
	08:39	40
	08:40	40
	08:41	40
	08:42	40
	08:43	40
	08:44	40
	08:45	40
	08:46	40
	08:47	40
	08:48	40
	08:49	40
	08:50	40
	08:51	40
	08:52	40
	08:53	40
	08:54	40
	08:55	40
	08:56	40
	08:57	40
	08:58	40
	08:59	40
	09:00	40
	09:01	40
	09:02	40
	09:03	40
	09:04	40
	09:05	40
	09:06	0
	09:07	0
	09:08	0
	09:09	0
	09:10	0

Figura 8- 19 Times Series ietogramma costante t=45minuti

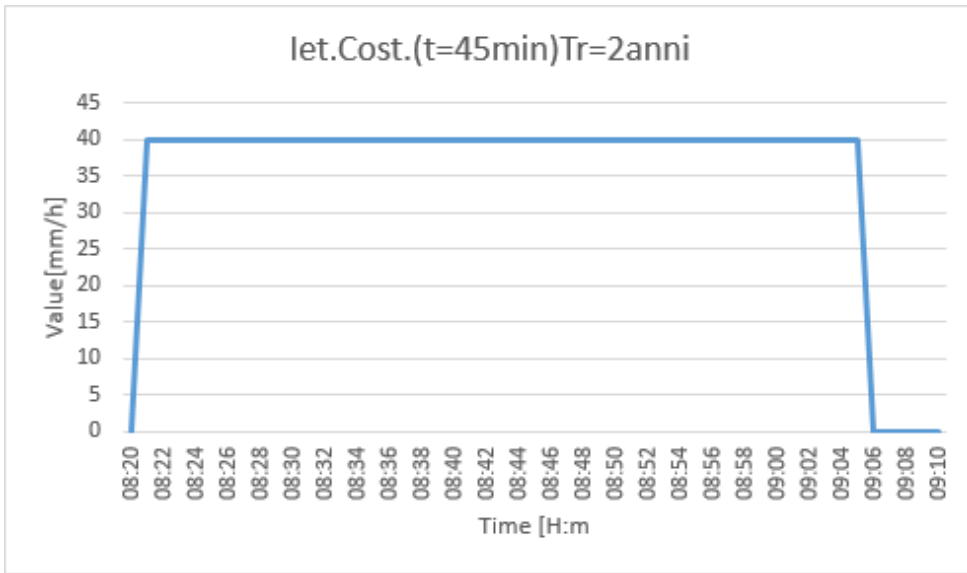


Figura 8- 20 Grafico ietogramma costante t=45minuti

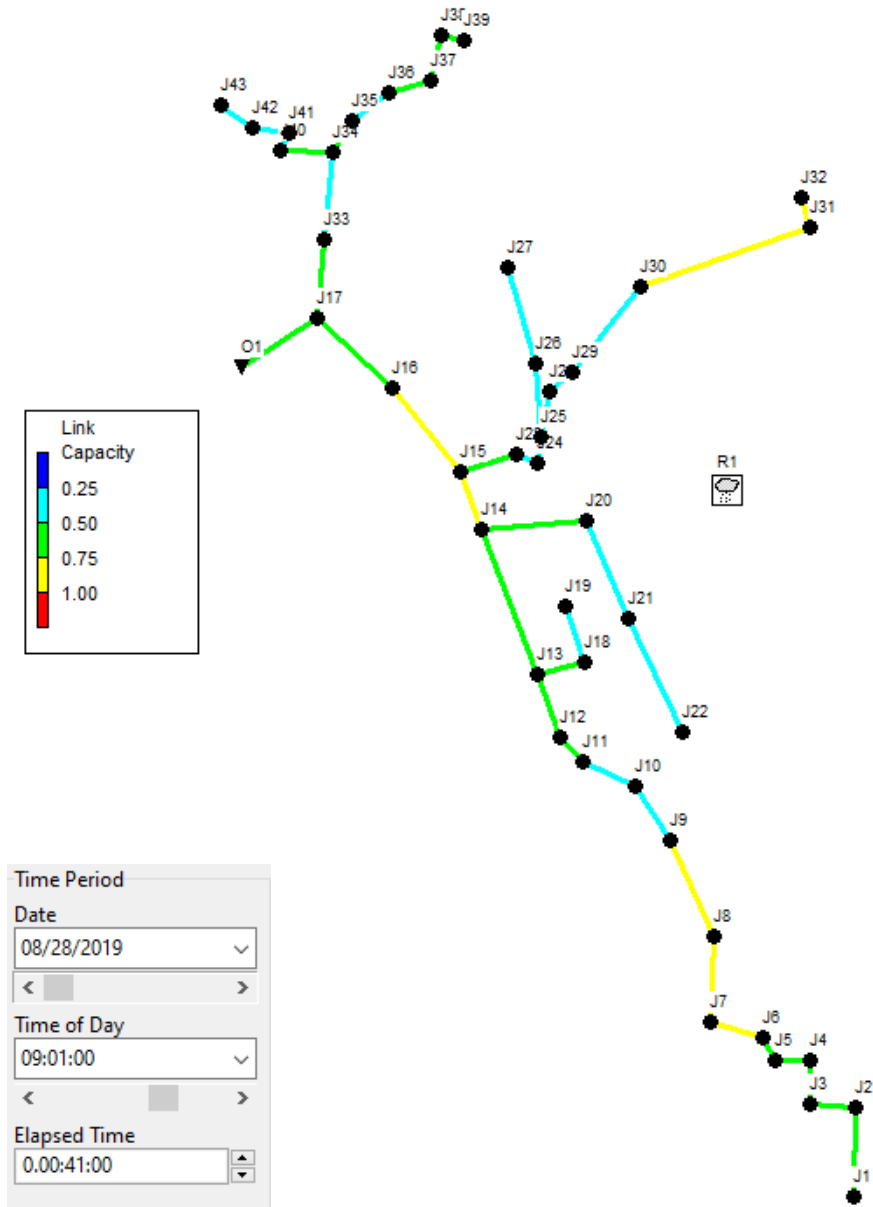


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 9:01

Dopo 41 minuti dall'inizio della simulazione si raggiunge la situazione di picco di portata con gradi di riempimento così come espressi nella figura precedente. Anche in questo caso non si raggiunge la condizione di condotta in pressione in nessun tratto.

Confrontiamo quindi gli idrogrammi ottenuti nei due casi:

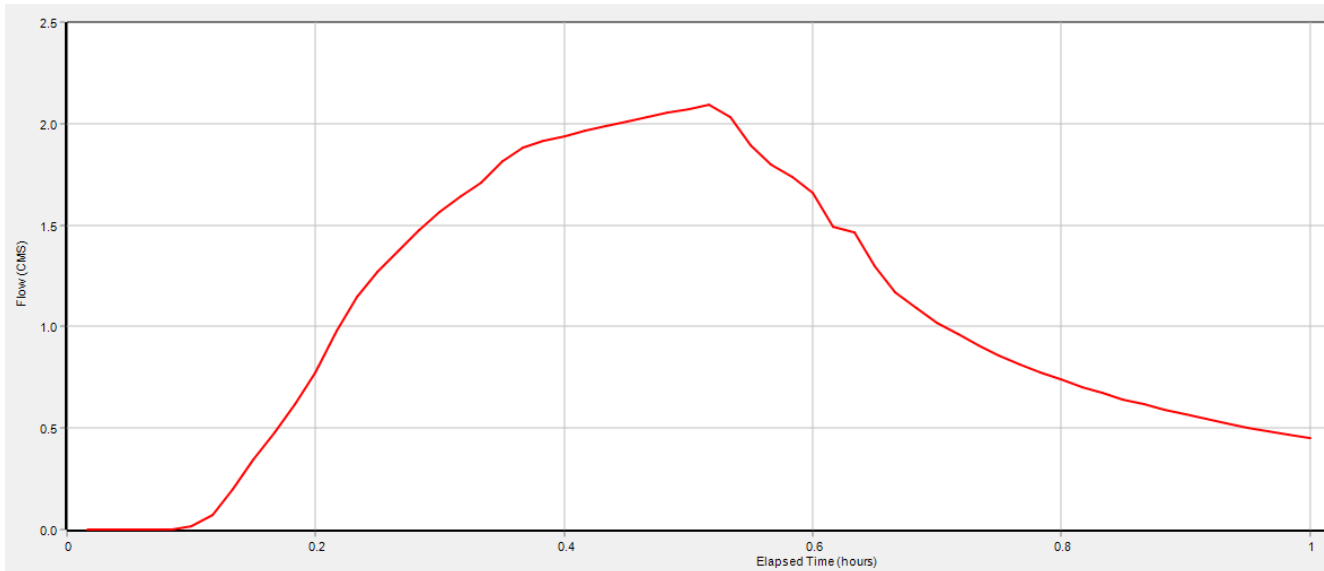


Figura 8-17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 30 minuti)

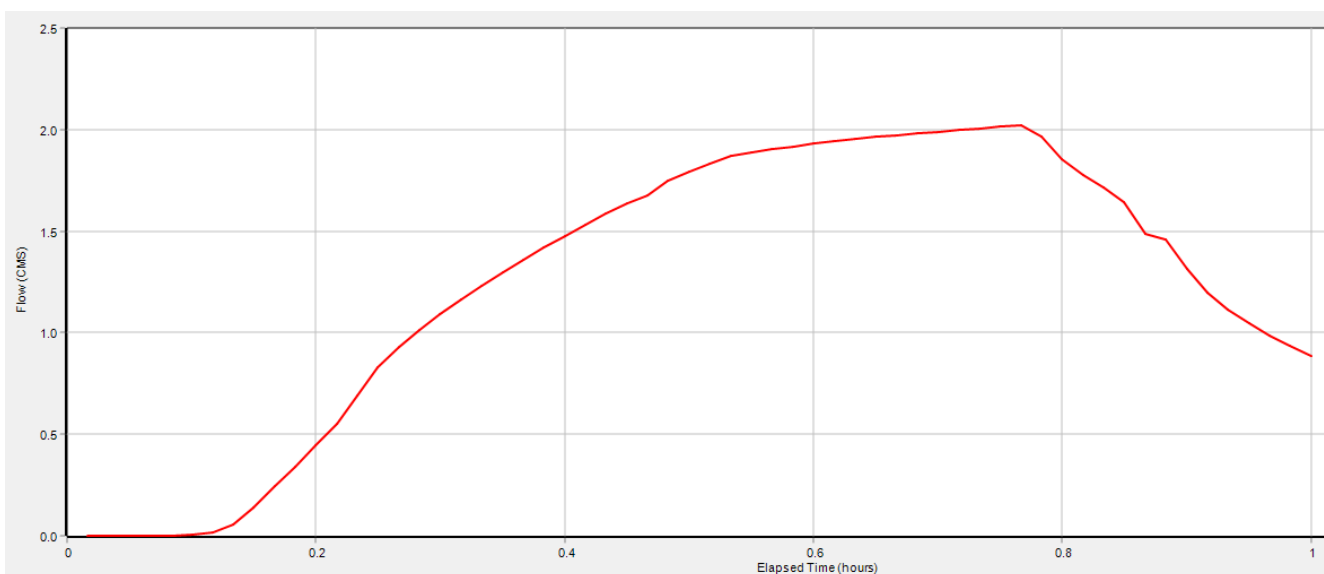


Figura 8-17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 45 minuti)

Anche qui i picchi di portata si attestano attorno ai 2 [mc/s] ma l'andamento del secondo grafico rispetto al primo differisce per una crescita meno accentuata e repentina e una fase decrescente per ovvie ragioni più ritardata nel tempo visto che il secondo grafico deriva dalla durata dell'evento di 45 minuti.

12.5 CONFRONTO RISULTATI RETE ESISTENTE CON QUELLA DI PROGETTO (Tr=2 anni)

A questo punto si possono mettere a confronto i risultati dei due diversi casi si rete esistente e di progetto per tempo di ritorno di 2 anni, in particolare per quanto riguarda i gradi di riempimento massimi dei diversi tratti della rete e degli idrogrammi relativi al tratto finale di scarico.

Iniziamo dal confronto tra i gradi di riempimento risultanti dallo ietogramma costante di durata 15 minuti.

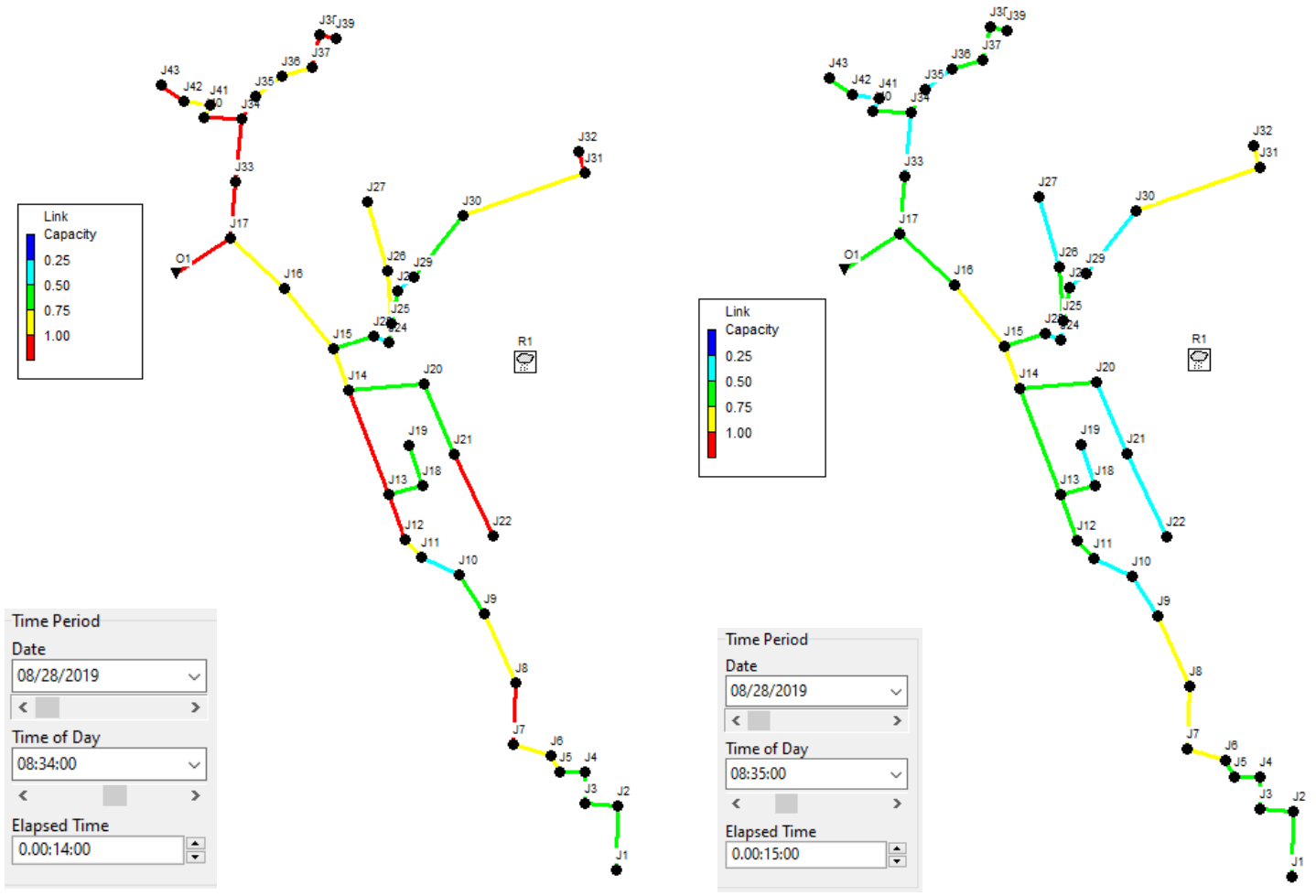


Figura 8-21 Grado di riempimento ore 8:34 (rete esistente)

Figura 8-21 Grado di riempimento ore 8:35 (di progetto)

Da questo confronto si evince che il picco di portata viene raggiunto in entrambi i casi all'incirca nello stesso orario, ovvero 15 minuti dopo l'inizio dell'evento di pioggia, che corrisponde al tempo di corrivazione stimato per la rete oggetto di studio. Risulta evidente il raggiungimento della condizione critica in numerosi tratti della rete esistente, laddove invece in quella di progetto non ci sono problemi di rete in pressione.

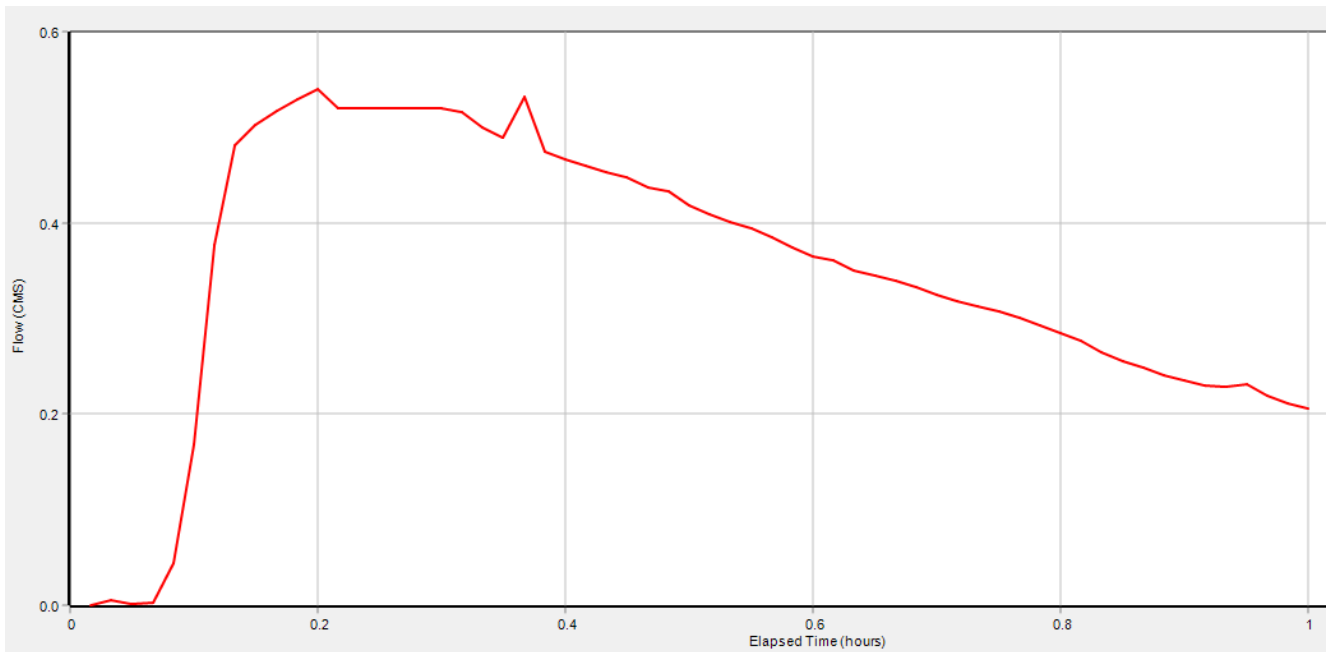


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (rete esistente) let.cost: t=15min

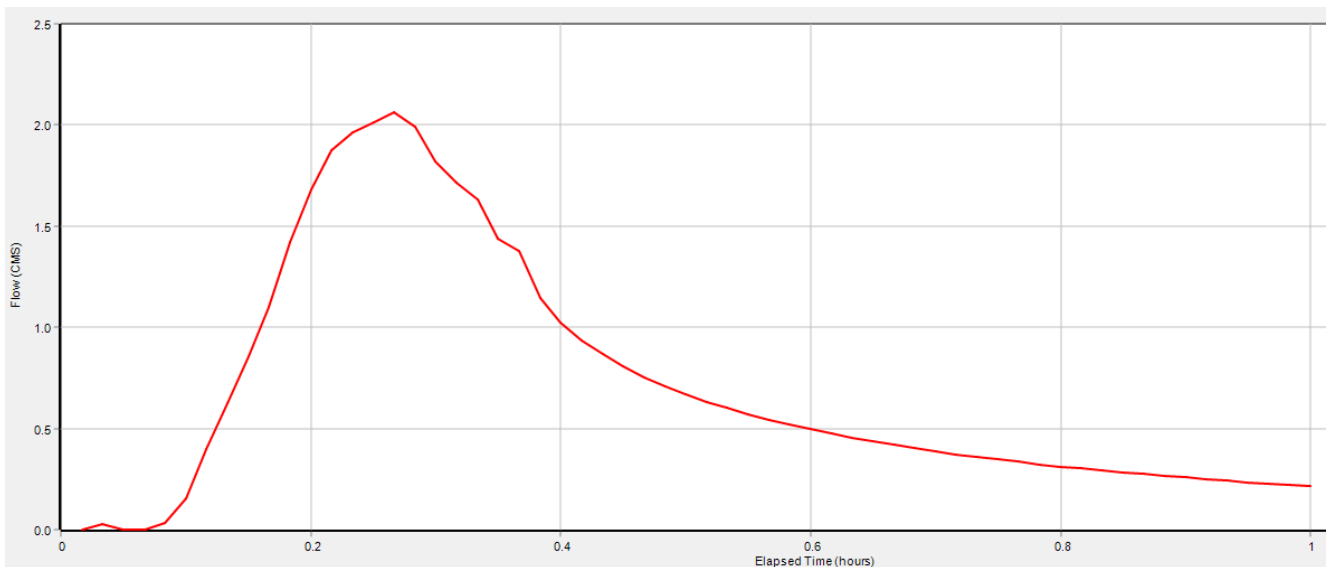


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (rete di progetto) let.cost: t=15min

La cosa che emerge subito dal confronto tra gli idrogrammi, oltre alla diversa forma del grafico è il raggiungimento di picchi di portata molto diversi, all'incirca 0,55 [mc/s] per la rete esistente contro i 2 [mc/s] di quella di progetto. Questa condizione come già più volte accennato in precedenza è dovuta al fatto che nella rete esistente andando in pressione si ha fuoriuscita di acqua dai pozzetti e questa condizione si ripete per tutti i casi visti. Verranno di seguito presentati e confrontati solo gli idrogrammi derivanti dagli altri ietogrammi di progetto.

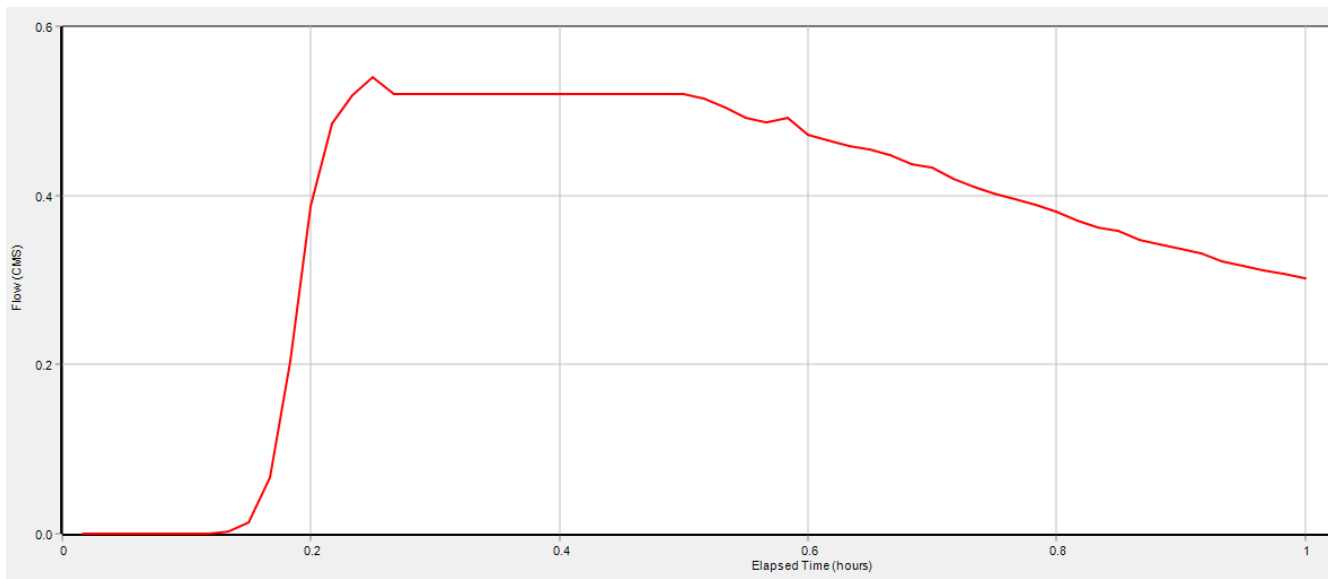


Figura 8- 18 Idrogramma di piena dei collettore finale (idrogramma di progetto triangolare) rete esistente

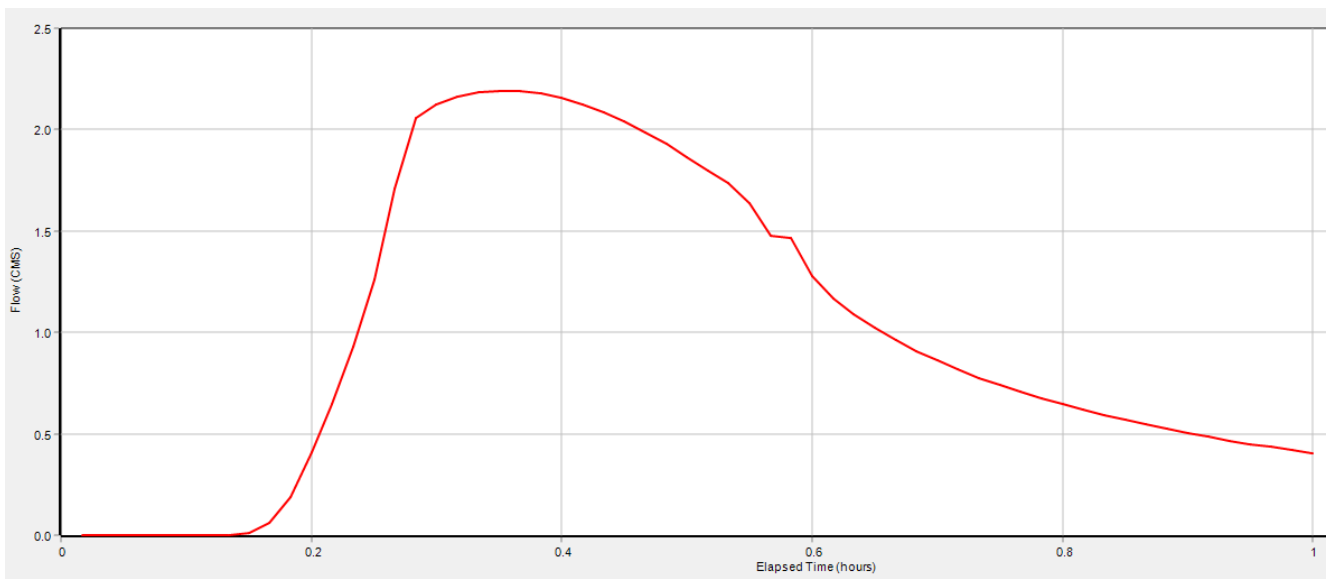


Figura 8-17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma triangolare 15 minuti) rete di progetto

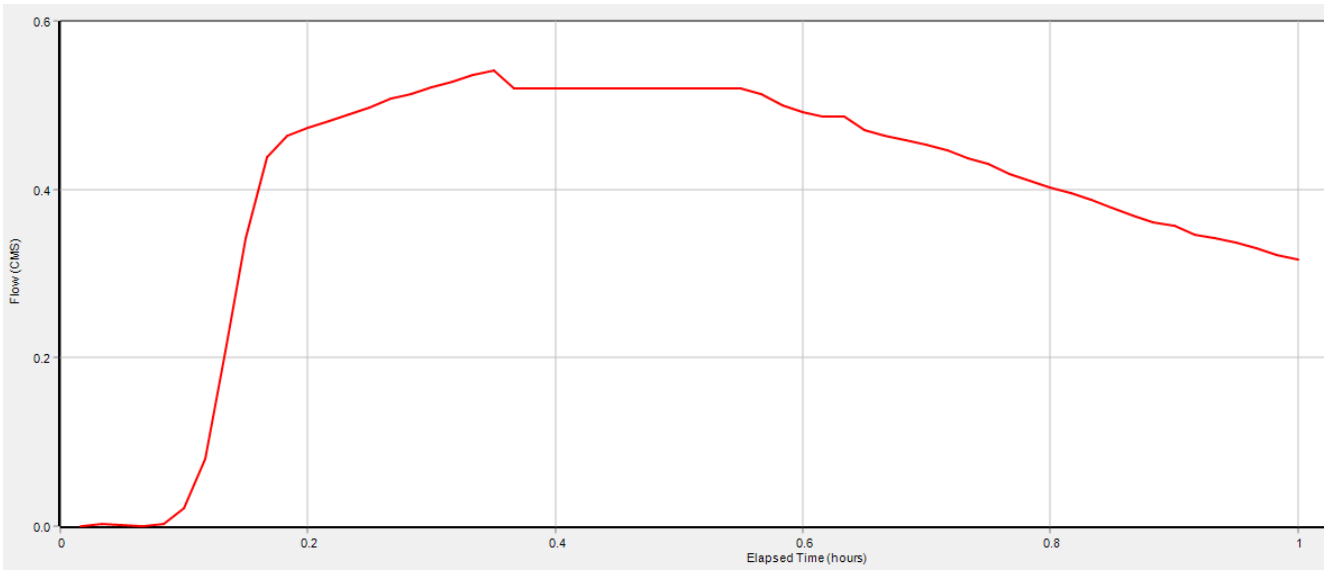


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 30 minuti) rete esistente

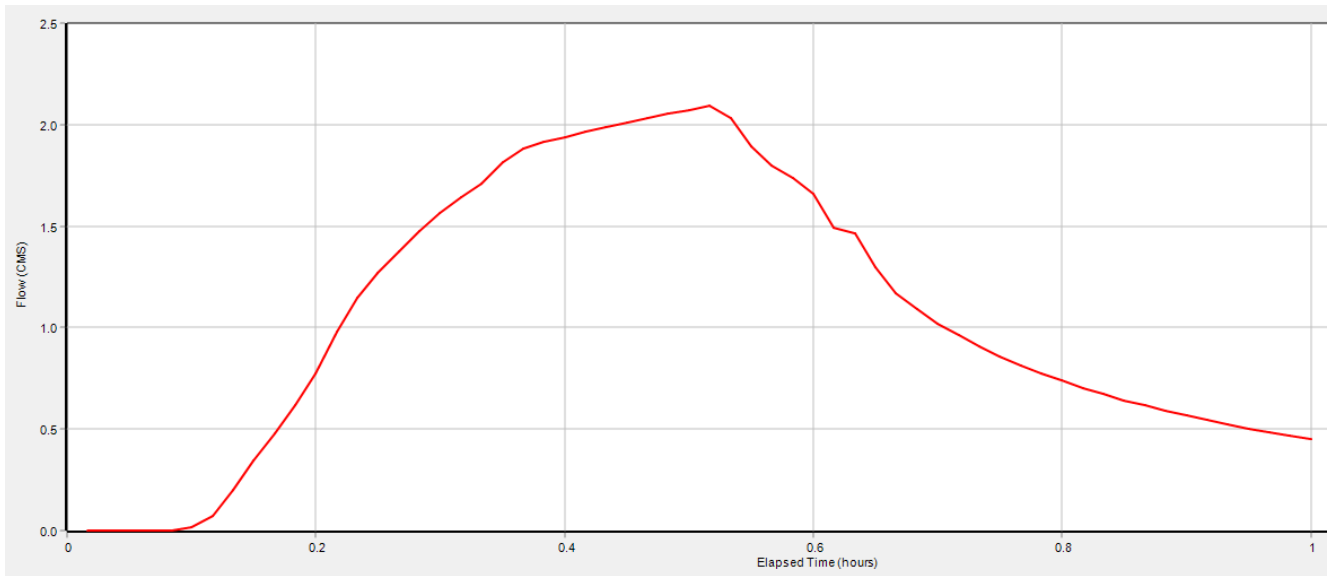


Figura 8- 17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 30 minuti) rete di progetto

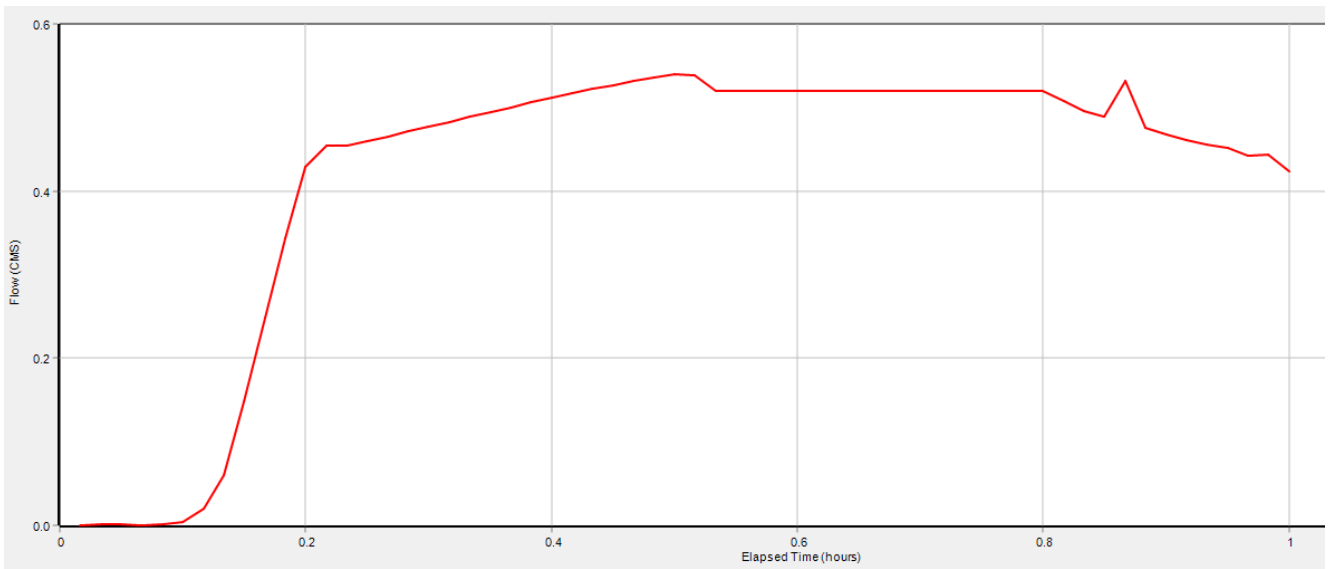


Figura 8-17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 45 minuti) rete esistente

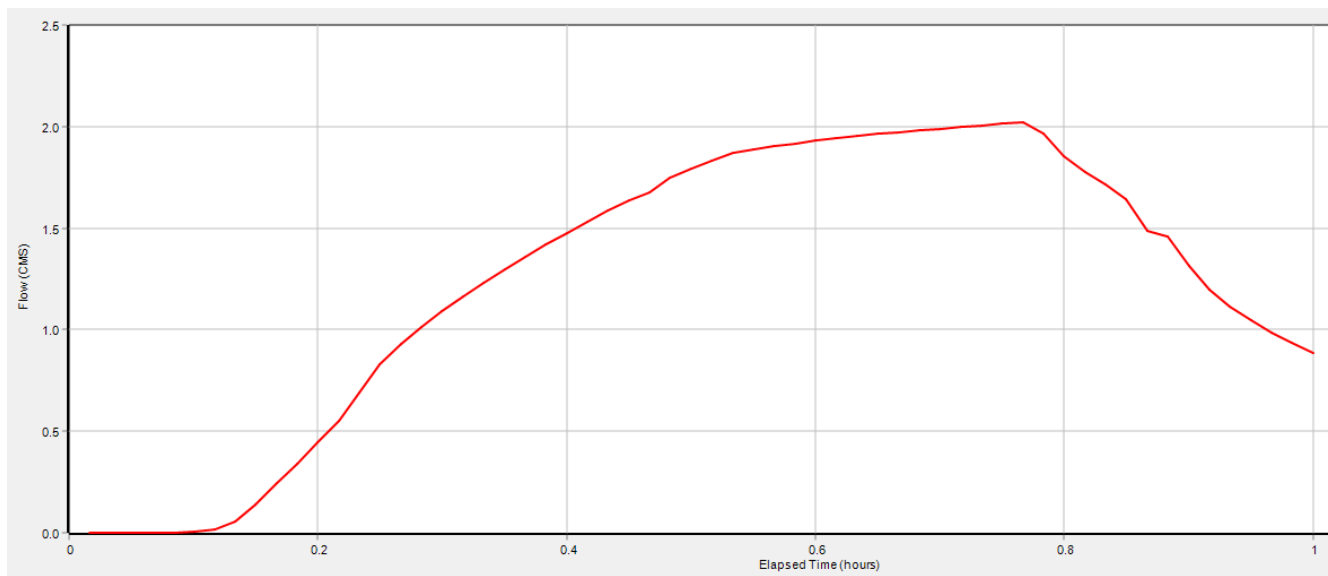


Figura 8-17 Idrogramma di piena dei collettore finale (letogramma costante 45 minuti) rete di progetto

13. CONSIDERAZIONI

Vale la pena fare alcune considerazioni sulla situazione descritta fino ad ora; per prima cosa, il tempo di ritorno considerato è stato di soli 2 anni, questo perchè si è visto fin dalle prime simulazioni, che la rete esistente già con eventi di pioggia teorici, calcolati con tale tempo di ritorno raggiungeva delle situazioni critiche in numerosi tratti della rete, facendo fuoriuscire parte del volume di deflusso al di fuori della rete di fognatura, il che porterebbe ad un allagamento delle aree superficiali e circostanti i pozzetti di ispezione. Non sapendo esattamente se tale problematica nella realtà si verifica oppure no, bisogna considerare comunque l'eventualità che ci possano essere altri fattori ad influenzare il comportamento della fognatura esistente.

Le possibilità che sono stata ipotizzate sono:

- Possibile errata calibrazione della rete , con riferimento soprattutto ad un valore assegnato alle superfici scolanti noto come Width (larghezza caratteristica del bacino) che con valori più elevati conduce ad una sovrastima della portata in rete e viceversa.
- Possibile rottura delle condotte costituenti la rete, con conseguenti perdite; cosa assai probabile considerando che l'intervento richiesto, riguarda proprio la sostituzione di una porzione di condotta fortemente ammalorata, che si trova a valle del punto considerato come outfall nelle simulazioni. Questo però non garantisce che tutto il tratto più a monte in alcuni punti non abbia le stesse problematiche.
- Possibili minor superfici afferenti, che porterebbero a dei volumi di pioggia sicuramente inferiori nella rete.
- Possibili problemi di misura: Nel tratto in prossimità dell'oufall come già accennato nel mandato di progetto, che fa da introduzione alla presente tesi, è stato posizionato dal comune un misuratore di portata, che però dai valori riportati sembra non aver lavorato correttamente. I motivi potrebbero essere diversi; in primo luogo va considerato che nelle reti di scarico a pelo libero, gli errori di misura sono già affetti da approssimazioni considerevoli, se a questi si aggiunge una istallazione non corretta l'errore aumenta considerevolmente. Altra questione è legata alle perdite dovute alla rottura della rete, ovviamente se non tutta la portata arriva al misuratore questa viene sottostimata, così' come per gli altri casi descritti, portando necessariamente ad una sopravvalutazione della capacità della rete esistente.

A questo punto per cercare di fugare, almeno in parte questi dubbi, sono stati reperiti i dati di pioggia registrati in continuo dalla stazione pluviometrica di riferimento per il comune in esame, da cui sono stati ricavati anche i dati fino ad ora utilizzati per determinare le curve di possibilità pluviometriche e quindi i diversi ietogrammi teorici.

Sono stati selezionati i dati registrati dalla stazione pluviometrica in corrispondenza di quelli ricavati dal misuratore di portata, nel periodo del suo funzionamento. Una volta ottenuti i dati in ingresso e quelli in uscita sarà possibile trarre alcune conclusioni.

La difficoltà in questo tipo di analisi è che le diverse cause descritte che possono portare ad una errata analisi del sistema di deflussi, possono essere concomitanti e quindi essere tutte presenti e con differente importanza.

Quello che si può fare, considerando che non vi è possibilità di fare ulteriori indagini più approfondite in situ è stimare quanto ogni fattore, preso singolarmente influisce sui risultati, ovvero preso il modello fin qui elaborato, quanto questo modello viene modificato da questi fattori e se queste modifiche sono plausibili.

14. SIMULAZIONE CON IETOGRAMMA REALE (rete esistente)

Iniziamo quindi prendendo i dati di pioggia (sempre dalla stazione di riferimento) in corrispondenza al periodo di funzionamento del misuratore di portata, ovvero quello che va dal 17/04/2019 al 23/08/2019, in particolare questi dati riportano la pioggia cumulata ad intervalli di 15minuti e sono espressi in mm.

Successivamente però questi valori di pioggia cumulata in millimetri vengono divisi per l'intervallo di misura ovvero 15 minuti (0,25 ore) e riportati quindi in termini di intensità di pioggia [mm/hr].

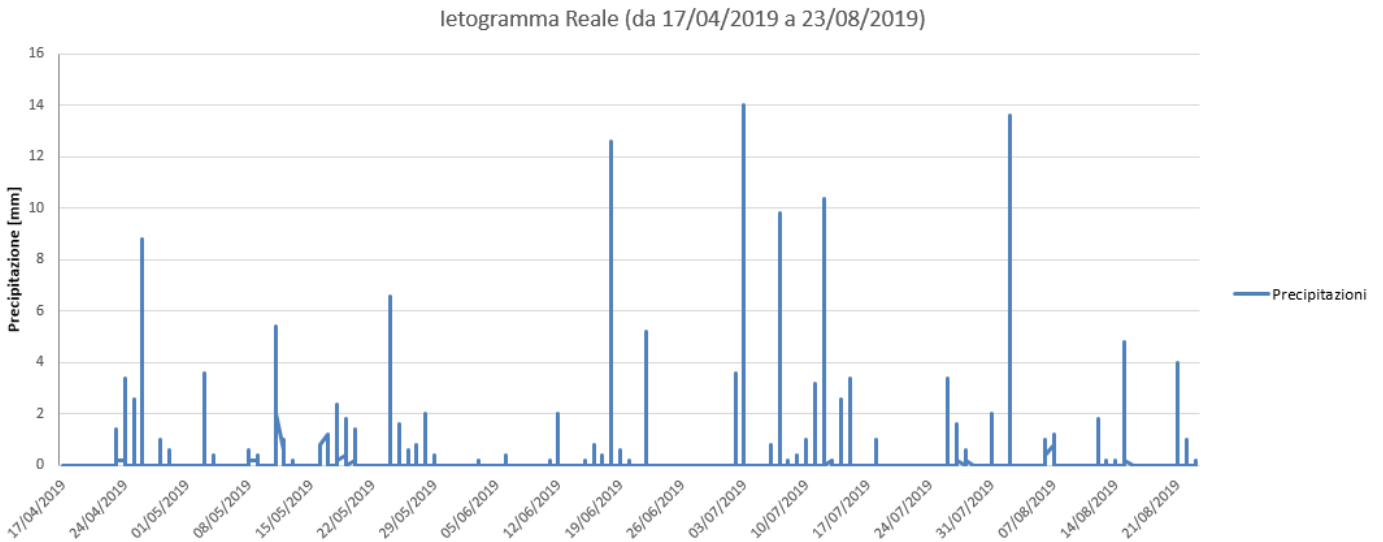


Figura 8-17 Ietogramma reale

Fatto questo lo inseriamo all'interno del software, per vedere la portata che si origina nel collettore finale della rete, in corrispondenza del misuratore di portata quindi.

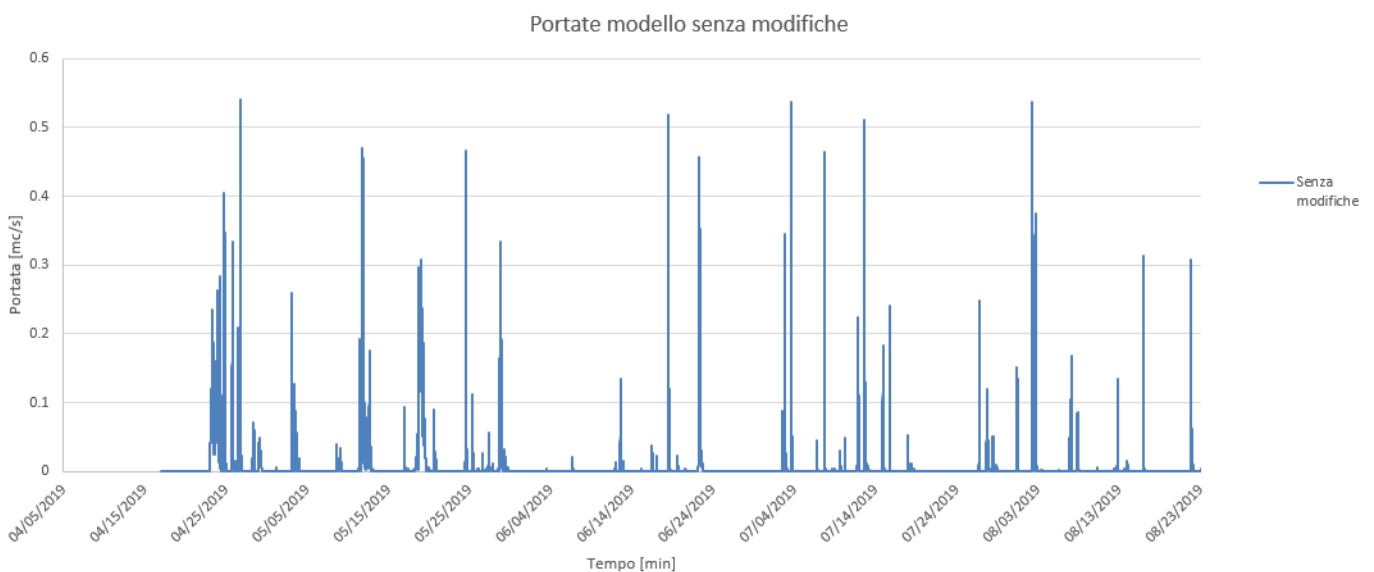


Figura 8-17 Idrogramma in risposta allo ietogramma reale

A questo punto si può confrontare l'idrogramma appena ottenuto con quello registrato dal misuratore di portata.

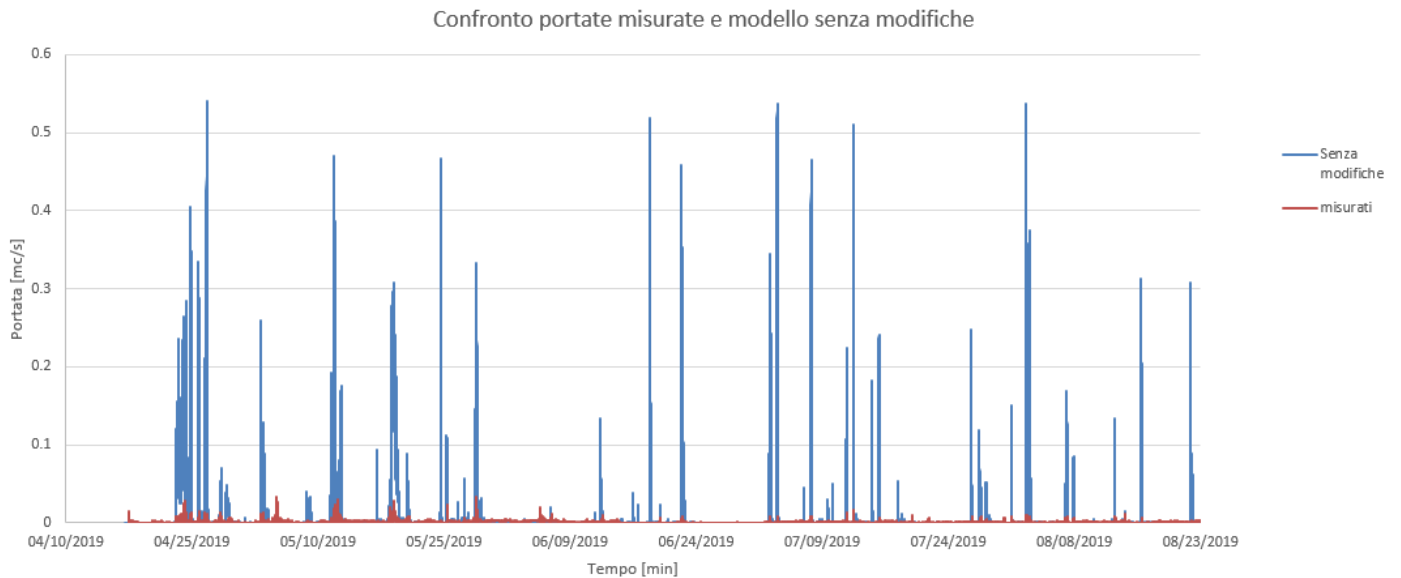


Figura 8-17 Confronto Idrogramma registrato dal misuratore di portata in rosso e quello proveniente dal modello senza modifiche

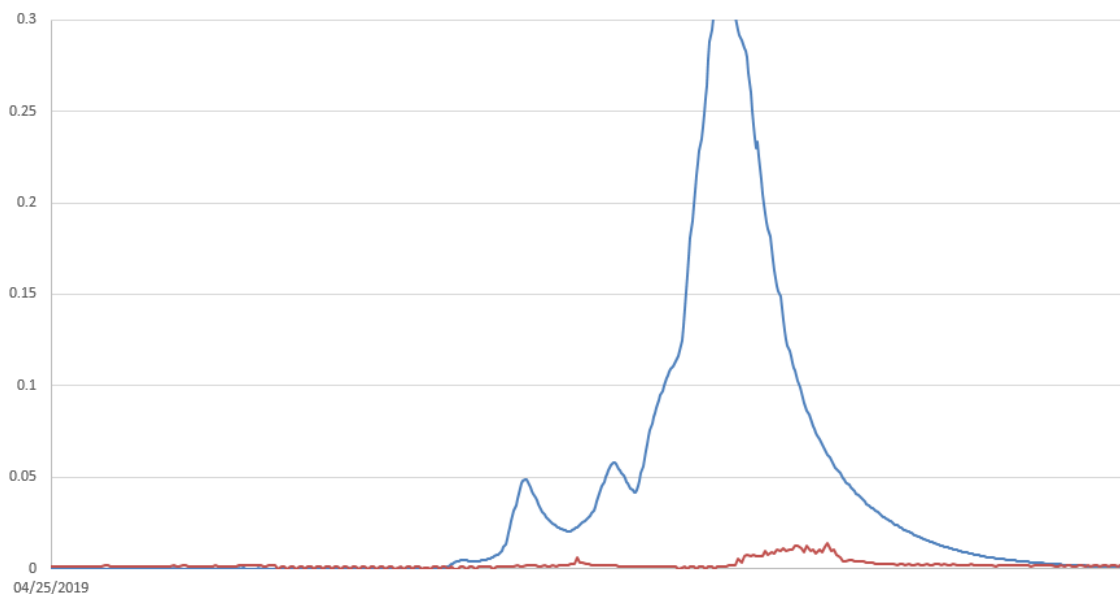


Figura 8-17 Ingrandimento di un picco del grafico

La simulazione fatta riguarda la rete esistente, quindi con i diametri presenti in situ, come si può vedere dai risultati riportati da questi due idrogrammi che fanno riferimento alla portata in [mc/s] derivante dal software e quella registrata dal misuratore di portata, la differenza è sostanziale. Si parla in effetti di un ordine di grandezza di differenza, in cui quella misurata è quella inferiore, per cui dovranno essere fatte alcune prove e quindi modifiche al modello, in modo da rendere le portate confrontabili.

In particolare dovranno essere modificati alcuni parametri di calibrazione, primo tra tutti Width che è quello relativo alle superfici scolanti e quello che ha maggior peso nella calibrazione ed in seguito si andrà a ridurre l'estensione delle suddette superfici e si valuterà se queste modifiche sono sensate, altrimenti si dovrà dedurre un malfunzionamento del misuratore di portata e/o perdite di acqua dalla rete.

14.1 PROVA CALIBRAZIONE PARAMETRI

Proviamo a simulare il comportamento della rete riducendo il parametro dei sottobacini del modello, ovvero il "width" (Una stima iniziale della larghezza caratteristica è data dall'area di sottobacino divisa per la lunghezza media massima del flusso terrestre). Provando a ridurlo del 50% e riducendo la percentuale di superficie impermeabile dal 30% al 10% e lanciando di nuovo l'analisi del modello, si ottengono le portate riportate in figura.

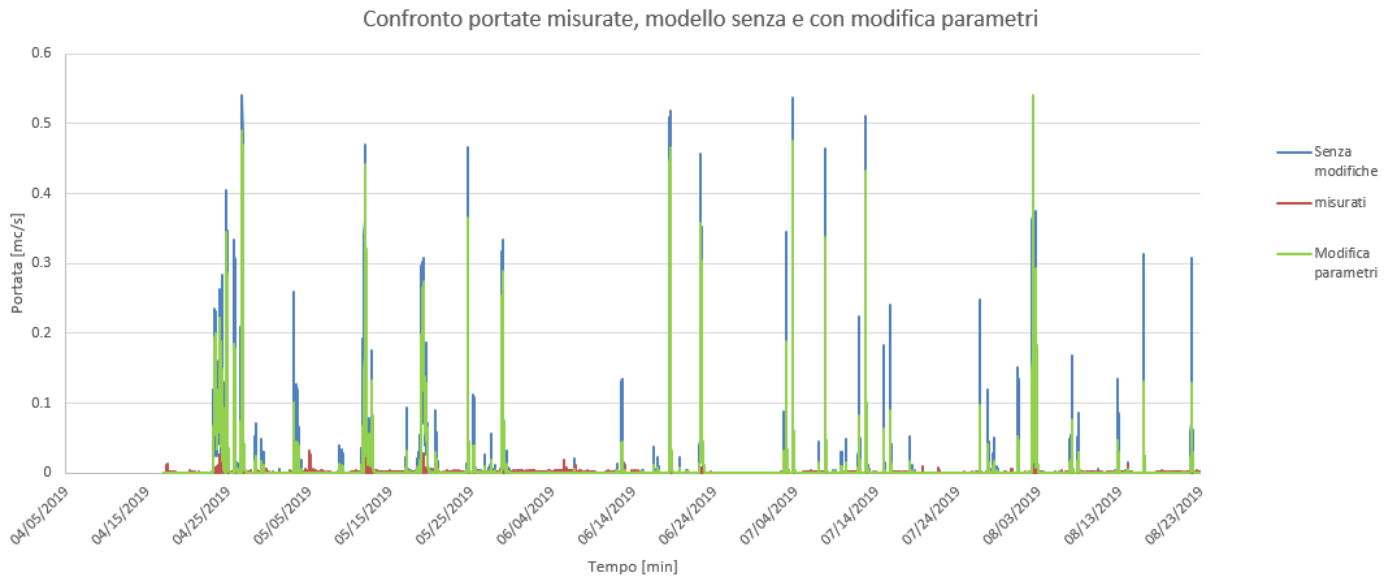


Figura 8-4 Confronto idrogramma misurato con quelli provenienti dal modello pre e post modifica dei parametri.

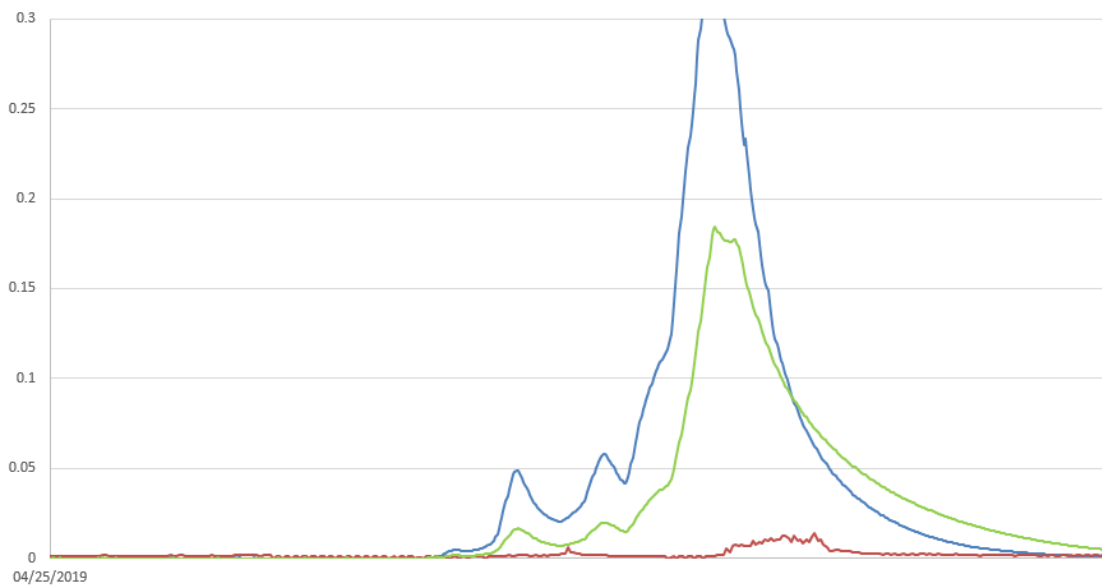


Figura 8-17 Ingrandimento in corrispondenza di alcuni picchi del grafico

Come si può vedere le portate rispetto al pre modifica sono cambiate (curva verde), ma non in maniera sostanziale, per cui non sono comunque paragonabili a quelle registrate con il misuratore di portata (curva rossa). A questo punto avendo comunque modificato i parametri in maniera già piuttosto sostanziale, conviene intervenire sull'estensione delle superfici scolanti.

14.2 PROVA MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI 1di2

Dopo aver modificato i parametri delle superfici, proviamo ora a ridurre solo l'estensione del 50%, senza modificare i parametri e vedere le portate che si ottengono.

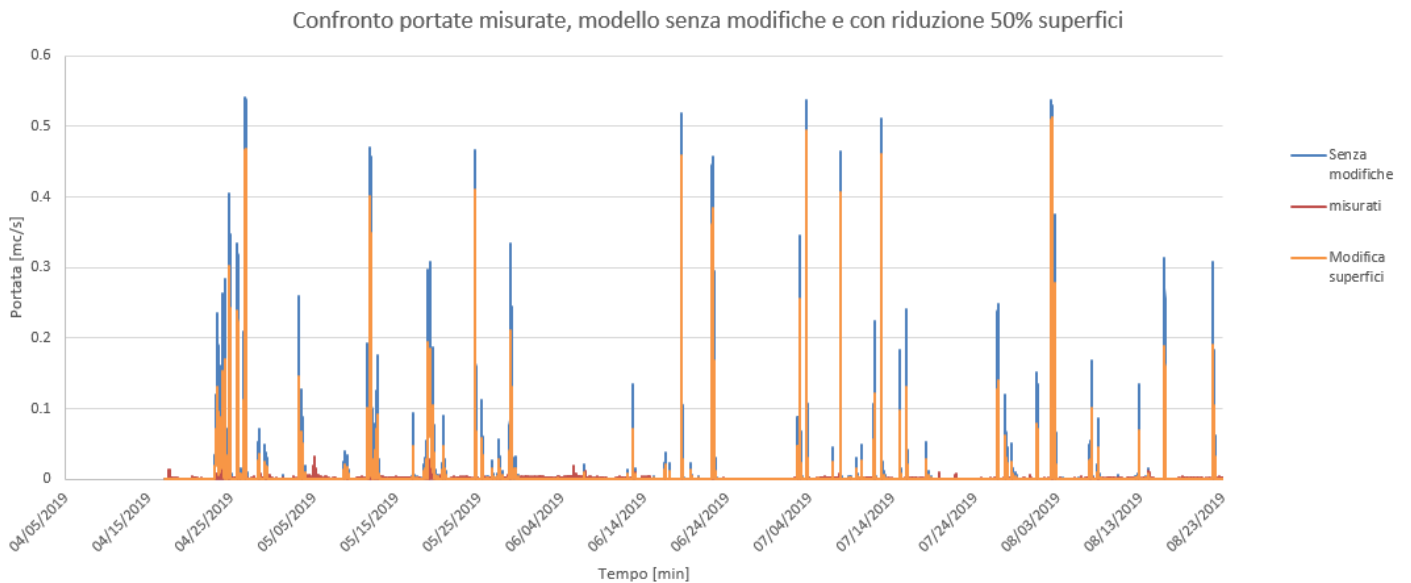


Figura 8-4 Confronto idrogramma misurato con quelli provenienti dal modello senza modifiche e con riduzione estensione superfici del 50%.

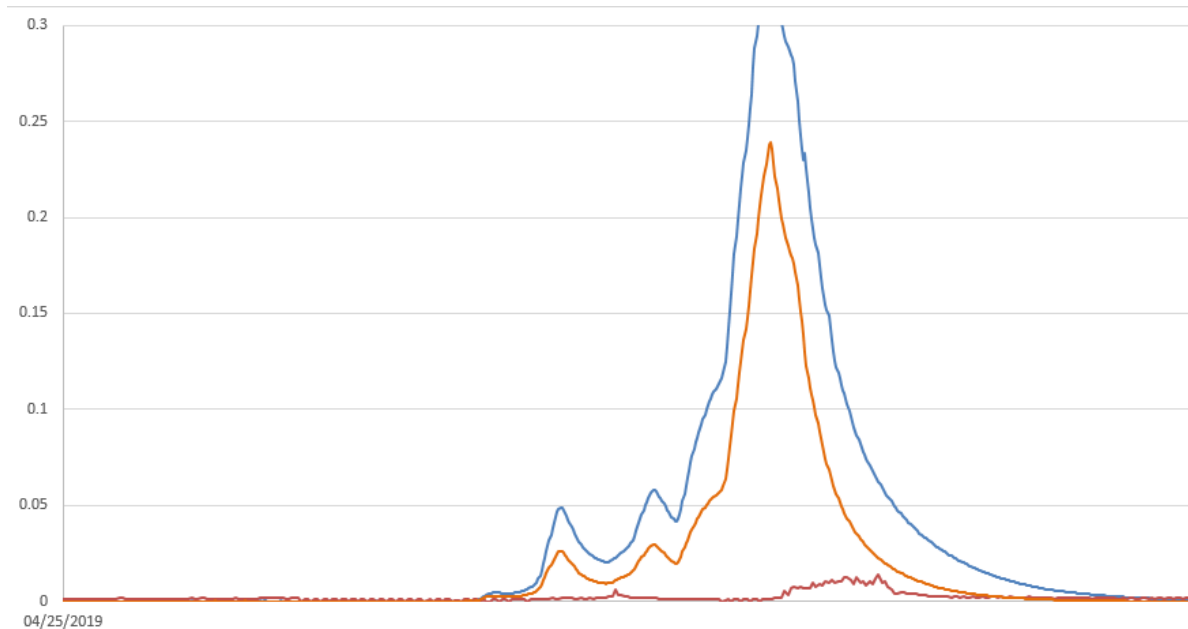


Figura 8-17 Ingrandimento in corrispondenza di alcuni picchi del grafico

Anche qui come si vede più chiaramente in questo ingrandimento di alcuni picchi del grafico la portata si è ridotta (curva in arancione), rimanendo comunque ben al di sopra però di quella misurata (curva in rosso) ma comunque con una riduzione rispetto al caso senza modifiche (curva blu).

14.3 PROVA MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI 2di2

In questo caso si vanno a modificare le superfici ma non riducendole tutte del 50% ma escludendone direttamente una zona, in particolare quella più distante dalla condotta finale della rete e lasciando invariato il resto, dato che sembrerebbe, come si evince dai documenti ricevuti dall'ente gestore, che non tutta la rete di fognatura del Comune fa confluire le acque reflue nella fossa Imhoff.

Di seguito vediamo un confronto tra le aree considerate nel modello pre e post modifica. Le aree rappresentate in blu, sono quelle che sono state azzerate e quindi non considerate.

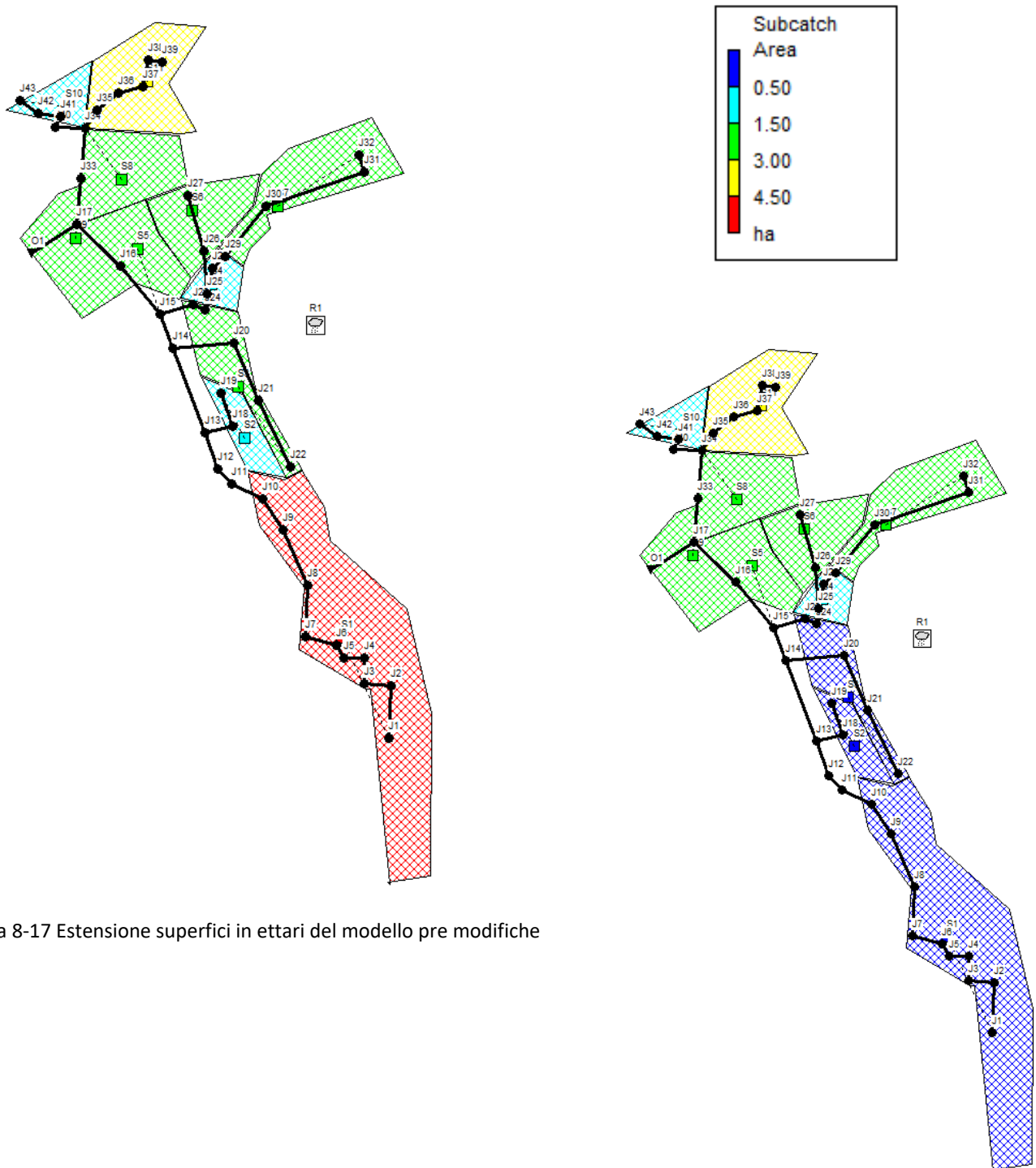


Figura 8-17 Estensione superfici in ettari del modello pre modifiche

Figura 8-17 Estensione superfici in ettari del modello post modifiche

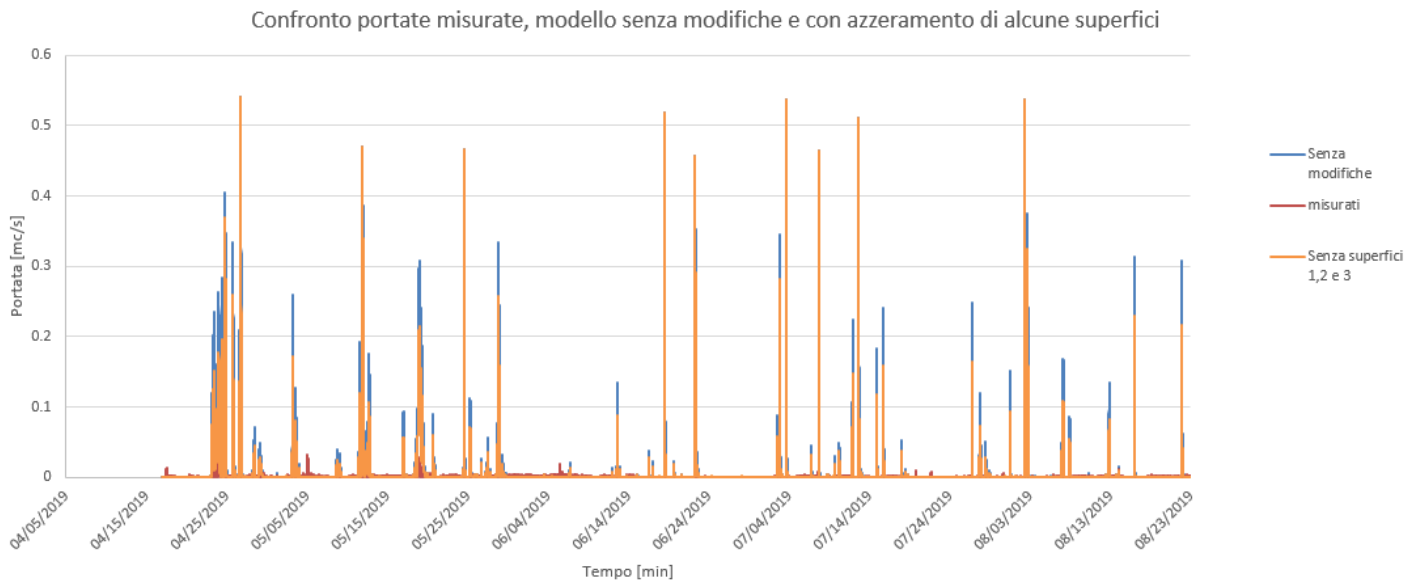


Figura 8-4 Confronto idrogramma misurato con quelli provenienti dal modello senza modifiche e con azzeramento di alcune superfici.

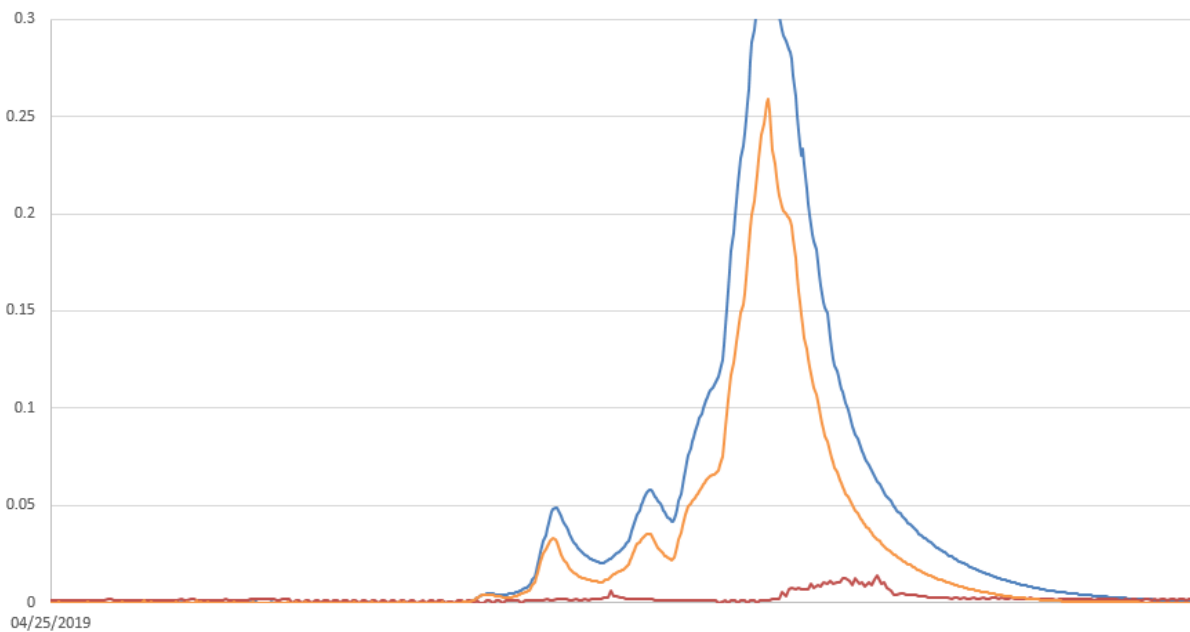


Figura 8-17 Ingrandimento in corrispondenza di alcuni picchi del grafico

La riduzione di portata anche in questo caso è comunque piuttosto evidente, però rispetto a quella misurata rimane comunque molto elevata.

Rispetto alla modifica precedente, ovvero quella in cui tutte le superfici sono state considerate al 50% i valori sono leggermente più elevati.

14.4 PROVA CALIBRAZIONE PARAMETRI + MODIFICA ESTENSIONE SUPERFICI

In ultimo si valuta l'effetto combinato della riduzione del 50% di tutte le superfici e la modifica dei parametri di calibrazione dei sottobacini.

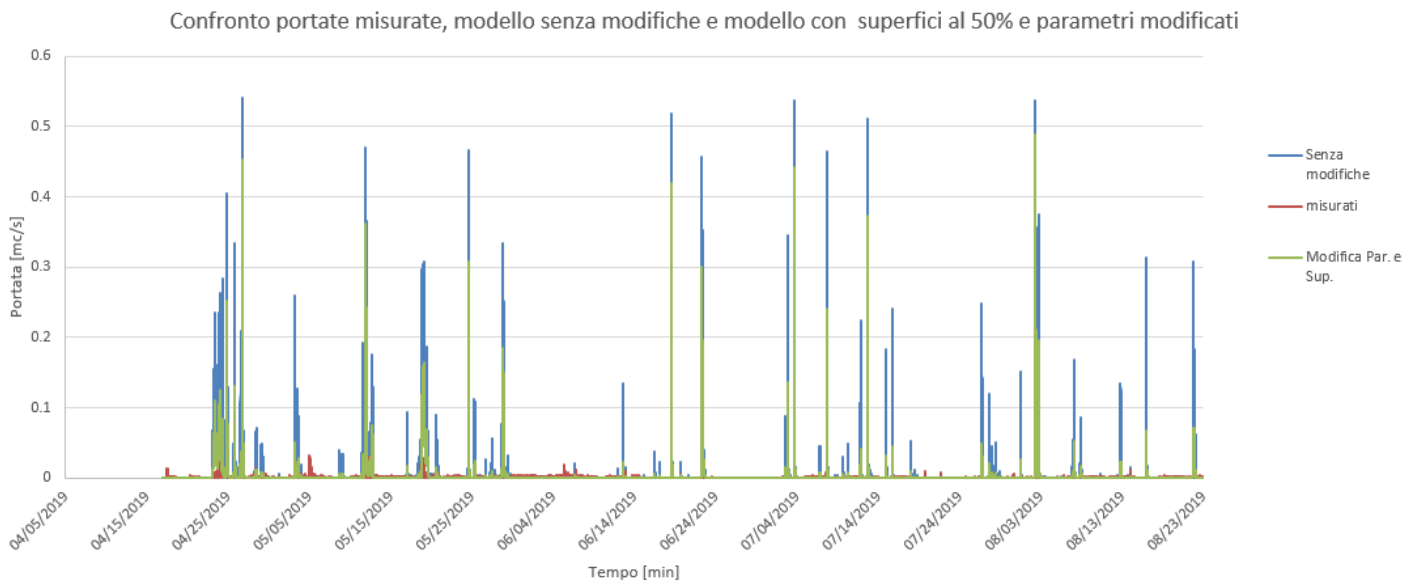


Figura 8-4 Confronto idrogramma misurato con quelli provenienti dal modello senza modifiche e con riduzione al 50% delle superfici e parametri modificati

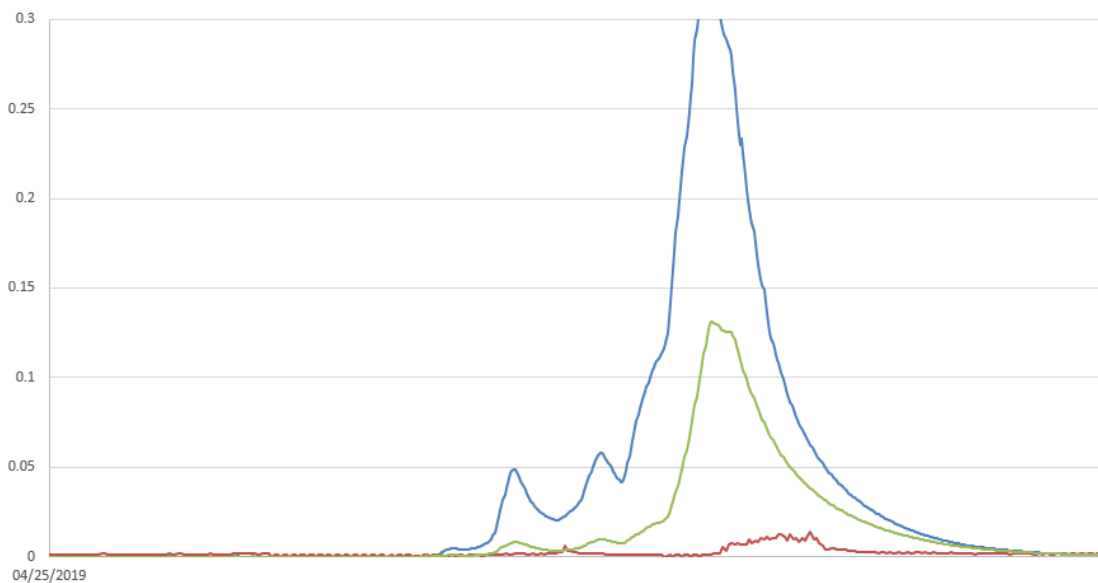


Figura 8-17 Ingrandimento in corrispondenza di alcuni picchi del grafico

La riduzione in questo caso è maggiormente evidente, ma si raggiungono comunque valori piuttosto elevati di portata, talmente più elevati rispetto a quelli registrati (circa un ordine di grandezza), che si potrebbe concludere che tali valori non siano attendibili. Infatti le modifiche apportate sono già piuttosto importanti, per cui sarebbe inutile farne di ulteriori; a questo punto non rimane che dedurre che il problema sia nella misura stessa della portata e nelle perdite delle condotte della rete, come si era già in precedenza ipotizzato.

15. VERIFICA (POST MODIFICHE) DELLA RETE CON IETOGRAMMA COSTANTE (t=15min)

Come ulteriore verifica, dopo le modifiche effettuate nell'ultimo caso, ovvero quello che ha portato alla riduzione maggiore di portata; proviamo a valutare il comportamento della rete con ietogramma costante di durata 15 minuti; ovvero lo stesso utilizzato nelle diverse simulazioni fatte in precedenza, in cui la rete andava in pressione in diversi tratti. Valutiamo quindi se il suo comportamento è cambiato rispetto alla situazione precedente le modifiche.

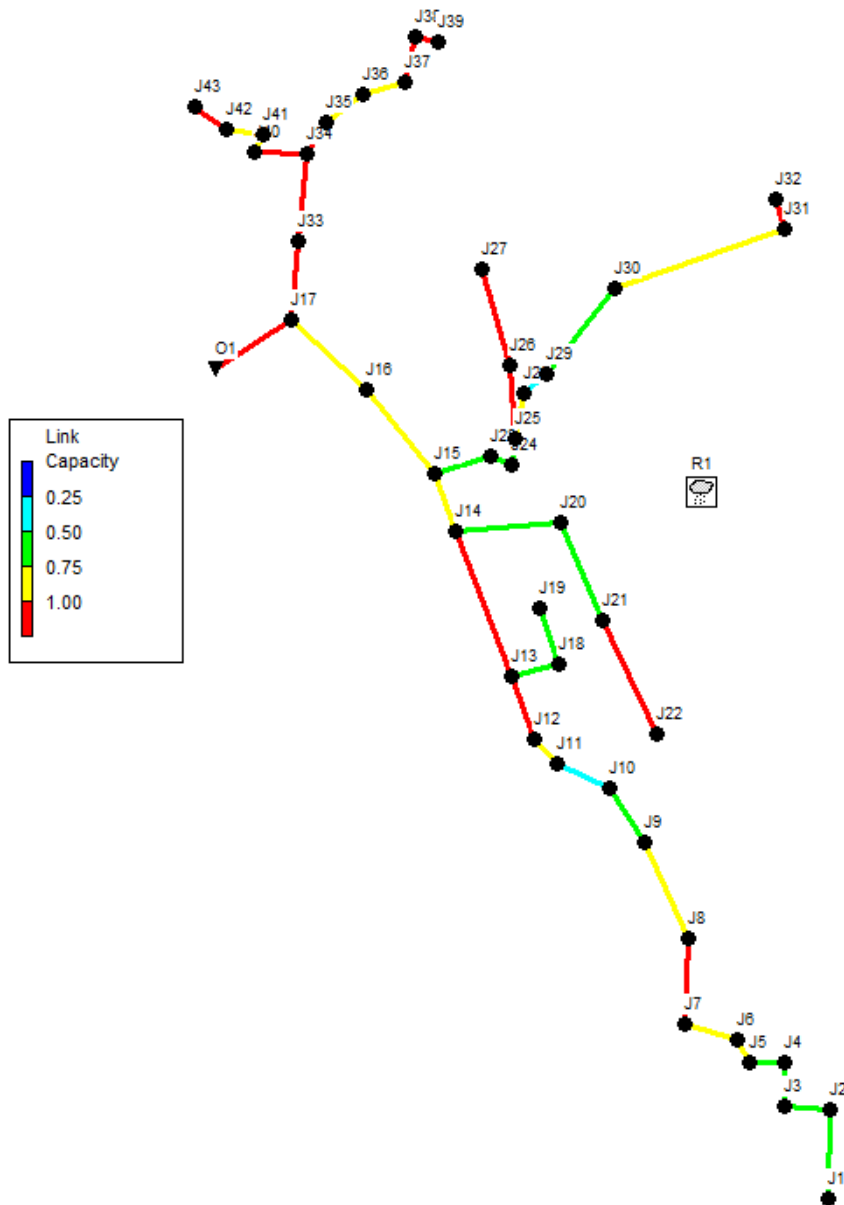


Figura 8- 21 Grado di riempimento ore 8:37

Come si può osservare la situazione rimane sempre critica in numerosi tratti della rete, in cui le condotte vanno in pressione.

CONCLUSIONI

Lo studio relativo al comune di Foza, così come era stato commissionato dal comune stesso, era finalizzato al ripristino delle condotte ammalorate, che in alcuni punti, in tratti particolarmente scoscesi si era resa visibile in superficie, facendo emergere non solo tratti per l'appunto danneggiati ma anche alcune discutibili modifiche avvenute nel corso del tempo.

In sostanza ad alcuni vecchi tratti di condotta in ferro erano stati sostituiti dei tratti in pvc, per cui ne risultava un misto di materiali, che oltre ad avere parametri idraulici differenti, avevano problemi di tenuta del giunto.

Da queste considerazioni è evidente che il problema delle perdite idriche in rete, non è trascurabile e quindi può senz'altro incidere in maniera preponderante sui risultati delle analisi.

Altro fattore che concorre nella correttezza delle analisi svolte, è quello del misuratore di portata; questo misuratore infatti così come tutti i misuratori di portata vanno installati con certi criteri e in punti significativi della rete, dal punto di vista idraulico. La mancanza dei dovuti accorgimenti nell'installazione porta a risultati non verosimili. Inoltre come già accennato in precedenza il problema della misura potrebbe facilmente essere collegato a quello delle perdite, ovvero la portata misurata non è quella che ci si aspetterebbe poichè si hanno perdite anche a monte del misuratore stesso, in zone dove però non era possibile effettuare un rilievo o la condotta non risultava esposta. Quest'ultima considerazione risulta plausibile poichè tra la portata misurata e quella teorica c'è una differenza maggiore di un ordine di grandezza.

Nello sviluppo della presente tesi, in primo luogo sono stati effettuati dei calcoli preliminari con delle formule semplificate, che sono quelle del metodo cinematico, così da avere un punto di partenza per la progettazione di una nuova o verifica di una rete che risponda a determinati requisiti idraulici, come appunto il grado di riempimento massimo raggiungibile per determinato tempo di ritorno. Successivamente inserendo tali dati in un software è stato possibile calibrare in modo approssimativo i parametri, in modo da far risultare la portata uscente nella condotta finale della rete uguale a quella calcolata analiticamente.

Fatto questo è stato possibile svolgere numerose simulazioni, in particolare quella con la rete avente i diametri reali dei vari tronchi, da cui è emerso che con eventi di pioggia aventi tempo di ritorno di 2 anni essa andava già in crisi. Per cui anche le successive prove sono state effettuate con i diametri di progetto ma con quel determinato tempo di ritorno, che costituisce il punto di partenza minimo per una rete di nuova progettazione, in modo da quantificare quant'è lo scostamento tra i diametri della rete esistente e quella minima di progetto.

Attraverso i dati di pioggia registrati in continuo (periodo da aprile ad agosto) e le misure di portata, sono state effettuate diverse modifiche al modello (parametri ed estensione superfici) volte ad una calibrazione più accurata (considerando che anche in caso di corretta installazione del misuratore di portata, la precisione è dell'ordine del 10-20%). Al termine delle varie prove però ci si è accorti che la differenza era notevole, forse troppo, poichè in diversi tronchi della rete esistente si raggiungevano condizioni critiche, con rigurgiti delle acque reflue dalle condotte. Per cui oltre alla modifica dei parametri del modello e la riduzione delle superfici, fattori che comunque hanno portato ad una riduzione delle portate in uscita e che entro certi limiti sono plausibili è necessario, per giustificare le portate ottenute rispetto a quelle misurate, prendere in considerazione anche le perdite idriche dovute a porzioni danneggiate della rete.

Il rapporto tra il picco di portata raggiunto con le diverse simulazioni e quello misurato è piuttosto elevato; anche nel caso delle modifiche sia all'estensione che ai parametri delle superfici, in cui si ottiene la riduzione maggiore di portata tra le simulazione svolte, tale rapporto è circa sette, il che vuol dire sette volte maggiore di quella misurata.

Come già detto in precedenza, oltre alle perdite va considerato anche l'errore di misura, che viste le difficoltà installative del misuratore di portata non possono essere escluse dalla valutazione e anzi potrebbero essere determinanti visto che la calibrazione finale dei parametri è stata basata su di essa.

Per i dati raccolti e le valutazioni fatte, salvo appunto le criticità fin qui descritte e difficilmente ponderabili la rete esistente non è in grado di gestire nemmeno afflussi meteorici riferiti ad un tempo di ritorno minimo di 2 anni, per cui è fortemente consigliato l'intervento volta alla sostituzione di numerosi tronchi della rete con altri di diametro maggiore, così come progettati nella presente tesi e con un tempo di ritorno minimo di 2 anni. Per quanto concerne le acque reflue (nere) trattandosi di fognatura mista, in caso di assenza di eventi piovosi i diametri presenti sarebbero già sufficienti a gestirne i volumi, ma in caso di pioggia ovviamente i volumi si sommano e si hanno gli effetti già descritti.

In alternativa alla sostituzione delle condotte sottodimensionate si potrebbe ipotizzare un intervento in cui vengano installate delle condotte nuove in modo da non creare disservizi agli utenti durante il periodo dei lavori. Tale intervento si configurerebbe come intervento di separazione totale della rete (acque bianche - acque nere) in cui nelle condotte esistenti ci confluiscono le acque provenienti dalle case (acque nere), mentre le acque bianche defluirebbero nelle condotte nuove (di diametro superiore).

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	738	8.5	0.5	4	0.6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	115	0.9	0.5	7	0.3	80	1
b							
c							
13	738	8.5	0.5	4	0.6	80	1
11	115	0.9	0.5	7	0.3	80	1
10	160		0.5	3	0.6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
8.5	0.5	738	1338	29.80	0.947	0.2310	0.6
8.5	0.5	0	1338	29.80	0.947		
8.5	0.5	0	1338	29.80	0.947		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
0.9	0.5	115	715	22.43	0.141	0.1654	0.5
0.9	0.5	0	715	22.43	0.141		
0.9	0.5	0	715	22.43	0.141		
8.5	0.5	738	1338	29.80029965	0.946571551	0.231009655	0.6
0.9	0.5	115	715	22.43086037	0.141173247	0.165369997	0.5
9.4	0.5	160	1498	31.36600555	0.984113659	0.277326462	0.7

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	66.624	5.344238657	138.0926353

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.075	0.3927	0.035343	52.5	3.994376456	28.79047613
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	66.624	5.344238657	138.0926353
0.25	0.075	0.3927	0.035343	52.5	3.994376456	28.79047613
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.655396888	34.3687131

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 13,11 e 10

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	898	9.4	0.5	3	0.6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	347	1.8	0.5	3	0.4	80	1
b							
c							
10	898	9.4	0.5	3	0.6	80	1
12	347	1.8	0.5	3	0.4	80	1
14	64	0	0.5	3	0.7	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
9.4	0.5	898	1498	31.37	0.984	0.2773	0.7
9.4	0.5	0	1498	31.37	0.984		
9.4	0.5	0	1498	31.37	0.984		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
1.8	0.5	347	947	25.48	0.242	0.2012	0.6
1.8	0.5	0	947	25.48	0.242		
1.8	0.5	0	947	25.48	0.242		
9.4	0.5	898	1498	31.36600555	0.984113659	0.277326462	0.7
1.8	0.5	347	947	25.47842142	0.242139169	0.201181383	0.6
11.2	0.5	64	1562	31.9665617	1.146048307	0.214103715	0.6

CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.655396888	192.8944023	
CALCOLI							
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]	
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	33.312	3.075954888	112.8104971	
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.655396888	192.8944023	
0.2776	0.11104	0.492	0.07872	33.312	3.075954888	112.8104971	
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.753809137	13.462888	

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 10,12 e 14

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	184	2	0.5	3	0.4	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	423	2.8	0.5	3	0.5	80	1
b							
c							
6	184	2	0.5	3	0.4	80	1
7	423	2.8	0.5	3	0.5	80	1
9	119	0.7	0.5	3	0.6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2	0.5	184	784	23.39	0.298	0.2479	0.7
2	0.5	0	784	23.39	0.298		
2	0.5	0	784	23.39	0.298		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2.8	0.5	423	1023	26.39	0.361	0.1655	0.5
2.8	0.5	0	1023	26.39	0.361		
2.8	0.5	0	1023	26.39	0.361		
2	0.5	184	784	23.3875004	0.298309954	0.247850893	0.7
2.8	0.5	423	1023	26.38583325	0.361096447	0.165469996	0.5
5.5	0.5	119	1142	27.73548897	0.667886118	0.188212502	0.6

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.11848	0.5872	0.093952	35.544	3.175131494	57.95035586
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.125	0.3927	0.098175	37.5	3.678089608	115.0053547
0.2962	0.11848	0.5872	0.093952	35.544	3.175131494	57.95035586
0.25	0.125	0.3927	0.098175	37.5	3.678089608	115.0053547
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	3.770811415	31.55819449

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 6,7 e 9

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	542	5.5	0.5	3	0.6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	962	11.2	0.5	3	0.7	80	1
b							
c							
9	542	5.5	0.5	3	0.6	80	1
14	962	11.2	0.5	3	0.7	80	1
5	220	1.6	0.5	5	0.7	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
5.5	0.5	542	1142	27.74	0.668	0.1882	0.6
5.5	0.5	0	1142	27.74	0.668		
5.5	0.5	0	1142	27.74	0.668		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
11.2	0.5	962	1562	31.97	1.146	0.2141	0.6
11.2	0.5	0	1562	31.97	1.146		
11.2	0.5	0	1562	31.97	1.146		
5.5	0.5	542	1142	27.73548897	0.667886118	0.188212502	0.6
11.2	0.5	962	1562	31.9665617	1.146048307	0.214103715	0.6
18.3	0.5	220	1782	33.93428348	1.742416912	0.2521442	0.7

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	3.770811415	143.7356421
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.753809137	202.3640353
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	3.770811415	143.7356421
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.753809137	202.3640353
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	103.67	6.05577807	36.32894031

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 9,14 e 5

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	1182	18.3	0.5	5	0.7	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	380	6.1	0.5	3	0.6	80	1
b							
c							
5	1182	18.3	0.5	5	0.7	80	1
3	380	6.1	0.5	3	0.6	80	1
4	94	2.1	0.5	10	0.7	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
18.3	0.5	1182	1782	33.93	1.742	0.2521	0.7
18.3	0.5	0	1782	33.93	1.742		
18.3	0.5	0	1782	33.93	1.742		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
6.1	0.5	380	980	25.88	0.805	0.2270	0.6
6.1	0.5	0	980	25.88	0.805		
6.1	0.5	0	980	25.88	0.805		
18.3	0.5	1182	1782	33.93428348	1.742416912	0.2521442	0.7
6.1	0.5	380	980	25.87714428	0.805360103	0.226953122	0.6
26.5	0.5	94	1876	34.73436879	2.453253659	0.251029269	0.7

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	103.67	6.05577807	195.1854884
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.546974382	83.57205651
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	103.67	6.05577807	195.1854884
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.546974382	83.57205651
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	207.34	8.526294483	11.02471891

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 5,3 e 4

Dimensionamento con formule analitiche per tempo di ritorno 10 anni

Coeff. Eq. possibilità pluviometrica						Tc [min]	Intensità i [mm/h]
Coeff.curva (a)	Espon.curva (n)		Tempo versante Tv [min]	Tempo corriv. Max Tcmax [min]		15	118.74
54.733	0.331		10	31.27			
	0.44						

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	210	3	0.5	5	0.5	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	150	0.8	0.5	3	0.3	80	1
b							
c							
1	210	3	0.5	5	0.5	80	1
2	150	0.8	0.5	3	0.3	80	1
3	170	2.3	0.5	3	0.6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
3	0.5	210	810	28.34	0.525	0.1863	0.6
3	0.5	0	810	28.34	0.525		
3	0.5	0	810	28.34	0.525		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
0.8	0.5	150	750	27.39	0.146	0.2614	0.7
0.8	0.5	0	750	27.39	0.146		
0.8	0.5	0	750	27.39	0.146		
3	0.5	210	810	28.33647373	0.524749514	0.186261764	0.6
0.8	0.5	150	750	27.39017374	0.146080927	0.261388346	0.7
6.1	0.5	170	980	30.82209757	0.959259159	0.270322382	0.7

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.1388	0.492	0.123	69.4	4.266256208	49.22348537

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.08886	0.5872	0.052848	26.658	2.764171333	54.26581131
0.2776	0.1388	0.492	0.123	69.4	4.266256208	49.22348537
0.2962	0.08886	0.5872	0.052848	26.658	2.764171333	54.26581131
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.537821483	37.46291048

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 1,2 e 3

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	738	8.5	0.5	4	0.6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	115	0.9	0.5	7	0.3	80	1
b							
c							
13	738	8.5	0.5	4	0.6	80	1
11	115	0.9	0.5	7	0.3	80	1
10	160		0.5	3	0.7	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
8.5	0.5	738	1338	35.36	1.123	0.2741	0.7
8.5	0.5	0	1338	35.36	1.123		
8.5	0.5	0	1338	35.36	1.123		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
0.9	0.5	115	715	26.82	0.169	0.1977	0.6
0.9	0.5	0	715	26.82	0.169		
0.9	0.5	0	715	26.82	0.169		
8.5	0.5	738	1338	35.36256137	1.123250268	0.274127884	0.7
0.9	0.5	115	715	26.81852053	0.168787891	0.197717724	0.6
9.4	0.5	160	1498	37.17009146	1.166217823	0.217871766	0.6

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	71.088	5.313589293	138.8891688
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.08328	0.492	0.04428	58.296	3.811831334	30.16922574
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	71.088	5.313589293	138.8891688
0.2776	0.08328	0.492	0.04428	58.296	3.811831334	30.16922574
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.837472304	33.07512477

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 13,11 e 10

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	898	9.4	0.5	3	0.7	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	347	1.8	0.5	3	0.4	80	1
b							
c							
10	898	9.4	0.5	3	0.7	80	1
12	347	1.8	0.5	3	0.4	80	1
14	64	0	0.5	3	0.7	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
9.4	0.5	898	1498	37.17	1.166	0.2179	0.6
9.4	0.5	0	1498	37.17	1.166		
9.4	0.5	0	1498	37.17	1.166		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corruzione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
1.8	0.5	347	947	30.36	0.289	0.2397	0.7
1.8	0.5	0	947	30.36	0.289		
1.8	0.5	0	947	30.36	0.289		
9.4	0.5	898	1498	37.17009146	1.166217823	0.217871766	0.6
1.8	0.5	347	947	30.3596579	0.288528956	0.239724348	0.7
11.2	0.5	64	1562	37.86276365	1.357435829	0.253594942	0.7

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.837472304	185.6341377

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.11848	0.5872	0.093952	35.544	3.071025159	112.9915849
0.2776	0.19432	0.492	0.24108	58.296	4.837472304	185.6341377
0.2962	0.11848	0.5872	0.093952	35.544	3.071025159	112.9915849
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	62.202	4.717774526	13.56571825

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 10,12 e 14

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	184	2	0.5	3	0.5	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	423	2.8	0.5	3	0.5	80	1
b							
c							
6	184	2	0.5	3	0.5	80	1
7	423	2.8	0.5	3	0.5	80	1
9	119	0.7	0.5	3	0.6	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2	0.5	184	784	27.93	0.356	0.1633	0.5
2	0.5	0	784	27.93	0.356		
2	0.5	0	784	27.93	0.356		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrvazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
2.8	0.5	423	1023	31.41	0.430	0.1970	0.6
2.8	0.5	0	1023	31.41	0.430		
2.8	0.5	0	1023	31.41	0.430		
2	0.5	184	784	27.93139148	0.356267748	0.163257277	0.5
2.8	0.5	423	1023	31.41180281	0.429878044	0.196988696	0.6
5.5	0.5	119	1142	32.97496855	0.794055723	0.223767511	0.6

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.25	0.125	0.3927	0.098175	37.5	3.628905001	50.70400023

CALCOLI

Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.1388	0.492	0.123	41.64	3.49494345	121.0320013
0.25	0.125	0.3927	0.098175	37.5	3.628905001	50.70400023
0.2776	0.1388	0.492	0.123	41.64	3.49494345	121.0320013
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.483151098	26.54382986

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 6,7 e 9

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	542	5.5	0.5	3	0.6	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/2} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	962	11.2	0.5	3	0.7	80	1
b							
c							
9	542	5.5	0.5	3	0.6	80	1
14	962	11.2	0.5	3	0.7	80	1
5	220	1.6	0.5	5	0.8	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
5.5	0.5	542	1142	32.97	0.794	0.2238	0.6
5.5	0.5	0	1142	32.97	0.794		
5.5	0.5	0	1142	32.97	0.794		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
11.2	0.5	962	1562	37.86	1.357	0.2536	0.7
11.2	0.5	0	1562	37.86	1.357		
11.2	0.5	0	1562	37.86	1.357		
5.5	0.5	542	1142	32.97496855	0.794055723	0.223767511	0.6
11.2	0.5	962	1562	37.86276365	1.357435829	0.253594942	0.7
18.3	0.5	220	1782	40.12992496	2.060543285	0.208849507	0.6

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.483151098	120.8971074
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	62.202	4.717774526	203.9097025
0.2776	0.16656	0.492	0.17712	49.968	4.483151098	120.8971074
0.2962	0.20734	0.5872	0.287728	62.202	4.717774526	203.9097025
0.2776	0.22208	0.492	0.31488	111.04	6.543900168	33.61909478

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 9,14 e 5

DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	1182	18.3	0.5	5	0.8	80	1
b							
c							
DATI							
Collettore n°	Lunghezza L [m]	Superficie aff. Saff [ha]	Coeff. Deflusso fi	Pendenza i [%]	Diametro D [m]	Scabrezza Strickl. Ks [m ^{1/3} /s]	Velocità di prova v pr. [m/s]
a	380	6.1	0.5	3	0.6	80	1
b							
c							
5	1182	18.3	0.5	5	0.8	80	1
3	380	6.1	0.5	3	0.6	80	1
4	94	2.1	0.5	10	0.8	80	1

Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
18.3	0.5	1182	1782	40.13	2.061	0.2088	0.6
18.3	0.5	0	1782	40.13	2.061		
18.3	0.5	0	1782	40.13	2.061		
Superficie tot. Stot [ha]	Coeff. Deflu. Ponder. fi.p	Tempo di canale Tc pr. [s]	Tempo corrivazione Tc [s]	Altezza di pioggia h [mm]	Portata Q [mc/s]	Fattore di Portata [adim.]	Grado Riempimento Y/D [adim.]
6.1	0.5	380	980	30.82	0.959	0.2703	0.7
6.1	0.5	0	980	30.82	0.959		
6.1	0.5	0	980	30.82	0.959		
18.3	0.5	1182	1782	40.12992496	2.060543285	0.208849507	0.6
6.1	0.5	380	980	30.82209757	0.959259159	0.270322382	0.7
26.5	0.5	94	1876	41.05075732	2.899373851	0.207797794	0.6

CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2776	0.22208	0.492	0.31488	111.04	6.543900168	180.6262274
CALCOLI						
Rh/D [adim.]	Raggio Idraulico Rh [m]	Ab/D ² [adim.]	Area bagnata Ab [mq]	Tensione Tangenziale T [Pa]	Velocità effettiva v eff. [m/s]	Tempo di canale Tc eff. [s]
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.537821483	83.74062342
0.2776	0.22208	0.492	0.31488	111.04	6.543900168	180.6262274
0.2962	0.17772	0.5872	0.211392	53.316	4.537821483	83.74062342
0.2776	0.22208	0.492	0.31488	222.08	9.207869192	10.20865936

Tabella 3- 5 Dati e relativi calcoli per le condotte 5,3 e 4

BIBLIOGRAFIA

- Becciu G., Paoletti A., Fondamenti di costruzioni idrauliche, UTET, 2011
- Campisano A., Sanfilippo U. Controllo in tempo reale dei sistemi di fognatura. 2015
- Dipartimento Prevenzione e Risanamento Ambientali. Guida alla progettazione dei sistemi di collettamento e depurazione delle acque reflue urbane. Manuali e Linee Guida 1/2001 ANPA.
- Trovati F. Consumo del suolo: effetti sul ciclo idrologico e gestione delle acque meteoriche. Ingenio – informazione tecnica e progettuale. 2016
- Rossman L.A. Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1. 2015

- Luigi Da Deppo, Claudio Datei, Fognature, Cortina(Padova), 2005.

Normativa di riferimento

- D.Lgs. 3 aprile 2006
 1. Il presente decreto legislativo disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, le materie seguenti:
 - a) nella parte seconda, le procedure per la valutazione ambientale strategica (VAS), per la valutazione d'impatto ambientale (VIA) e per l'autorizzazione ambientale integrata (IPPC);
 - b) nella parte terza, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche;
 - c) nella parte quarta, la gestione dei rifiuti e la bonifica dei siti contaminati;
 - d) nella parte quinta, la tutela dell'aria e la riduzione delle emissioni in atmosfera;
 - e) nella parte sesta, la tutela risarcitoria contro i danni all'ambiente.

Siti web di interesse

- <https://www.arpa.veneto.it/>
- <http://www.epa.gov>
- https://www.oppo.it/materiali/tubi_raccordi/pvc_ex303_tubi.html
- <http://www.water-research.net>
- <https://www.etraspa.it/>