

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali*  
(DICAM)

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

in

COSTRUZIONI IDRAULICHE

**Modellazione numerica e analisi tecnico-economica di manufatti  
atti a garantire l'invarianza idraulica in un nuovo complesso  
residenziale a Bologna**

CANDIDATO:

Walter Ciciriello

Matr. 0000795780

RELATRICE:

Prof.ssa Ing. Sara Simona Cipolla

CORRELATORI:

Prof. Ing. Marco Maglionico

Ing. Massimo Foresti

Ing. Elena Roveri

Anno accademico 2018-2019

Sessione II



## Abstract

L'incremento dell'impermeabilizzazione del suolo, causato dall'espansione delle zone urbanizzate, determina la modifica del naturale ciclo idrologico, ovvero la riduzione dei volumi d'acqua che si infiltrano in falda e l'incremento dei volumi che defluiscono superficialmente e arrivano ai ricettori. Con l'obiettivo di minimizzare gli effetti dell'urbanizzazione, la normativa vigente impone il rispetto del principio dell'invarianza idraulica che sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo. La presente tesi si inserisce in questo contesto attraverso la progettazione del sistema di drenaggio delle acque meteoriche in un nuovo complesso residenziale nel Comune di Bologna. Si è ipotizzato di garantire l'invarianza idraulica del comparto attraverso l'uso di una vasca di laminazione e di trincee drenanti (tecnica di drenaggio urbano sostenibile che consente di ripristinare l'infiltrazione delle acque meteoriche). Attraverso l'uso di un modello numerico della rete, realizzato con il software SWMM, si è valutata l'efficacia di 5 scenari progettuali: il primo prevede lo sversamento dei volumi nel ricettore, il secondo prevede l'inserimento di un invaso interrato per evitare di sovraccaricare il ricettore, il terzo ottimizza lo scenario precedente, il quarto ed il quinto prevedono l'inserimento di trincee drenanti, in parallelo all'invaso. Dai risultati ottenuti dalle simulazioni, si denota come la presenza delle trincee nello scenario 5 determini una riduzione dei volumi sversati nel ricettore.

Viene effettuata un'analisi economica delle soluzioni progettuali proposte dal quale emerge che l'ultimo scenario risulta il più vantaggioso sotto il punto di vista tecnico, poiché l'utilizzo di più tecniche di laminazione porta alla riduzione del 18% dei volumi defluiti nel ricettore, ed economico, in quanto si presenta un risparmio di almeno il 13% rispetto agli altri scenari.



## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	7
2	I SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO.....	9
2.1	I sistemi fognari.....	9
2.2	Gli invasi di laminazione.....	14
2.3	Best Managemet Practices (BMP) .....	15
3	NORMATIVA.....	22
3.1	La normativa Nazionale .....	22
3.1.1	Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152.....	22
3.2	La normativa dell'Emilia Romagna .....	23
3.2.1	Deliberazione della Giunta Regionale (Regione Emilia Romagna) 18-12-2006, n. 1860	23
3.2.2	Legge regionale 21 dicembre 2017, n. 24 .....	24
3.3	La normativa del Comune di Bologna .....	25
3.3.1	Il Piano Operativo Comunale (POC).....	25
4	LA MODELLAZIONE IDRAULICA .....	28
4.1	Il Software EPA'SWMM .....	31
5	CASO STUDIO .....	37
5.1	Descrizione del sito .....	37
5.2	Progettazione del Sistema di drenaggio urbano .....	42
5.2.1	. Dimensionamento dei collettori .....	42
5.2.2	Dimensionamento della vasca di laminazione .....	48

5.3	Le trincee drenanti.....	53
5.3.1	Dimensionamento trincea drenante .....	56
5.4	La modellazione numerica del comparto mediante il software SWMM.....	61
5.4.1	Scenario 1: solo collettori .....	61
5.4.2	Scenario 2: con invaso di laminazione .....	65
5.4.3	Scenario3: con collettori ottimizzati e invaso di laminazione.....	69
5.4.4	Scenario 4: con collettori ottimizzati, invaso di laminazione e trincee drenanti	72
5.4.5	Scenario 5: con invaso di laminazione ottimizzato e trincee drenanti .....	80
5.5	Analisi dei risultati .....	82
6	Analisi economica .....	88
6.1.1	Analisi economica Scenario 1 .....	91
6.1.2	Analisi economica Scenario 2 .....	92
6.1.3	Analisi economica scenario 3 .....	94
6.1.4	Analisi economica Scenario 4 .....	96
6.1.5	Analisi economica Scenario 5 .....	98
7	CONCLUSIONI .....	101
8	BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA .....	103
8.1	Bibliografia.....	103
8.2	Sitografia .....	103
9	RINGRAZIAMENTI.....	106

# 1 INTRODUZIONE

Il drenaggio urbano è praticato da più di cinquemila anni ma la comprensione degli impatti sull'ambiente uniti alla necessità di mitigarne gli effetti è emerso negli ultimi 40-50 anni a causa dell'espansione delle zone urbanizzate. Questa ha influito sulla crescita dell'impermeabilizzazione del suolo, ha causato la riduzione dei volumi che si infiltrano in falda ed il conseguente deterioramento qualitativo dell'acqua che defluisce in maniera naturale verso i corpi idrici ricettori.

La presente tesi è stata redatta grazie alla collaborazione con la società di ingegneria e architettura Rover s.r.l. con sede a Bologna in Piazza dei Martiri, 1943-1945, n° 1, la quale orienta le proprie competenze nell'ambito della qualificazione urbanistica ed edilizia di insediamento residenziale. L'obiettivo della stessa è individuare le tecniche di laminazione più adeguate e capaci di garantire il minimo impatto ambientale per permettere l'invarianza idraulica, in un nuovo complesso residenziale sito nel Comune di Bologna. Tali tecniche vengono individuate tra quelle meno diffuse che prevedono pratiche di laminazione sostenibili.

Nel secondo capitolo, dopo una breve analisi di quello che è un sistema di drenaggio urbano si sono analizzati nel dettaglio tutti quei sistemi e tecniche, note come BMP (Best Management Practices).

Nel terzo capitolo si è effettuata l'analisi della normativa a scala nazionale mediante lo studio del D.Lgs 152/2006 "norme in materia ambientale", regionale mediante la L.R. 24/2017 "nuova legge urbanistica regionale" e comunale mediante il Piano Operativo Comunale "rigenerazione di patrimoni pubblici".

Nel quarto capitolo si è passati allo studio del software di modellazione idraulica SWMM 5.1.

Nel quinto capitolo si illustra il caso studio che è rappresentato da un'area da riqualificare, sita nel comune di Bologna, caratterizzata da un'estensione di 12.19 ha. Tale area prevede la

realizzazione di un vasto intervento da attuarsi mediante la sostituzione del patrimonio edilizio con la realizzazione di residenze, attività direzionali e commerciali, parcheggi e un nuovo parco urbano.

Passati alla progettazione del sistema di drenaggio, si prevede la realizzazione del sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche, l'inserimento di una vasca di laminazione e di trincee drenanti per garantire l'invarianza idraulica. Viene inoltre descritta l'attività di costruzione del modello numerico del sistema di drenaggio della rete del sub-comparto Ravone mediante la definizione di 5 scenari di simulazione. Il capitolo si conclude facendo l'analisi dei risultati ottenuti.

Infine, nel sesto capitolo, si effettua l'analisi economica dei diversi scenari progettuali.

## 2 I SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO

### 2.1 I sistemi fognari

Il *sistema fognario* è un complesso di canalizzazioni, generalmente sotterranee, atte a raccogliere ed allontanare da un complesso urbano le acque di pioggia e le acque di scarico domestico ed industriale. Si definiscono dunque:

- *acque bianche*, le acque di origine meteorica che scorrono lungo le superfici impermeabili del bacino urbano e comprendono anche le “acque di prima pioggia”, particolarmente cariche di inquinanti;
- *acque nere*, le acque derivanti dall’acquedotto mediante scarico da utenze domestiche, da utenze pubbliche, attività commerciali ecc...

Il drenaggio del territorio urbano effettuato da una rete fognaria si sovrappone al drenaggio naturale delle acque meteoriche. È dunque molto importante andare ad analizzare la natura idrografica e geomorfologica del territorio al fine di riconoscere i meccanismi naturali di raccolta e di convogliamento delle acque bianche.

Il sistema fognario deve essere indipendente dal reticolo naturale, con particolare attenzione ai punti di scarico che devono essere realizzati con manufatti idonei a consentire esclusivamente lo sversamento delle acque bianche e/o reflue, senza che ci sia il rischio di rientro in fognatura causa rigurgito idraulico.

I problemi idraulici che la progettazione di un sistema fognario pone sono quelli propri di un sistema di raccolta e di trasporto, con portate crescenti da monte verso valle fino a giungere al recapito finale. La struttura di un sistema fognario è costituita da un insieme di condotte collettrici che si sviluppano lungo il territorio da servire. Le condotte rappresentano proprio la parte principale del sistema di raccolta e di adduzione delle acque provenienti dalle superfici scolanti e per permettere lo

svolgimento di queste funzioni c'è la necessità di inserire speciali manufatti che si sviluppano lungo tutta la rete. I manufatti sono riconducibili a due gruppi:

- quelli ricorrenti e di uso sistematico, estesi lungo tutta la rete quali caditoie stradali e pozzetti che consentono il corretto esercizio della raccolta delle acque da superfici scolanti;
- quelli particolari per lo svolgimento di speciali funzioni, rappresentati da opere speciali quali sfioratori, stazioni di sollevamento, vasche di laminazione, di prima pioggia ecc..;

I sistemi fognari sono dunque riconducibili a due categorie con caratteristiche differenti tra loro:

- *Sistemi unitari o misti*;
- *Sistemi separati*.

I *sistemi unitari o misti* convogliano sia le acque reflue civili ed industriali, sia le acque meteoriche (Figura 1).

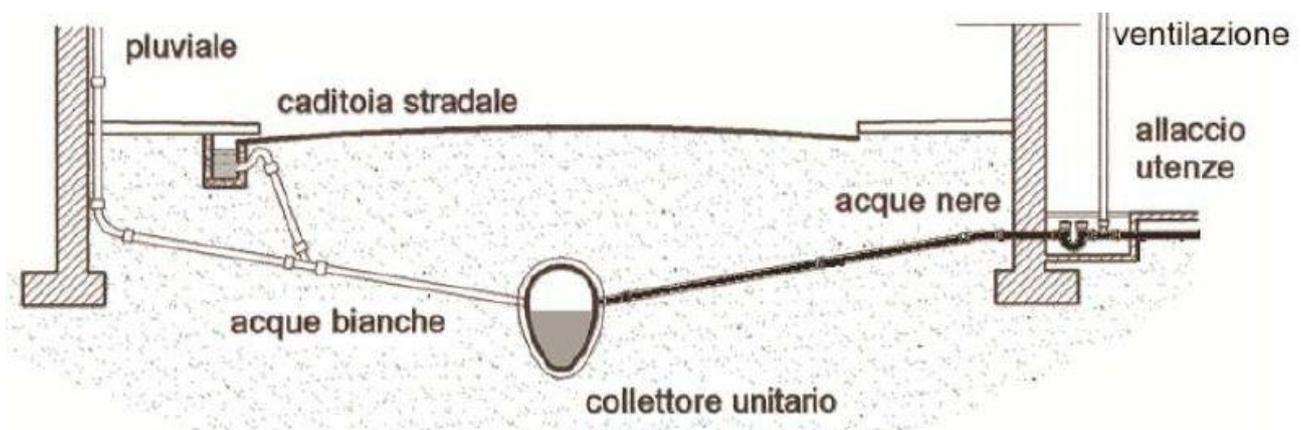


Figura 1 - Sistema fognario unitario

I collettori vengono dimensionati in base alle portate meteoriche, le quali risultano prevalenti rispetto alle reflue in occasione dei massimi eventi di progetto. Dato che la durata dei periodi piovosi

è contenuta, per la maggior parte del tempo i collettori sono interessati dalle acque nere, con frequenti problemi legati alle basse velocità e conseguenti problemi legati alla sedimentazione di solidi e innesco dei fenomeni anaerobici putrefattivi. Tali sistemi però godono del lavaggio adoperato dalle acque di pioggia nei periodi piovosi, quindi una fognatura unitaria ben progettata, dotata di corrette pendenze, si mantiene abbastanza pulita. Il movimento delle acque reflue verso l'impianto di depurazione è caratterizzato dalla sovrapposizione del moto uniforme nei periodi di tempo secco e di successive ondate nere in occasione dei lavaggi adoperati dalle portate meteoriche nei condotti fognari.

L'impianto di depurazione accetta in ingresso portate poco superiori alle nere medie di tempo secco, il supero deve essere sfiorato per mezzo di manufatti specifici quali sfioratori posti lungo la rete ovunque sia possibile lo scarico lungo la rete o comunque all'ingresso del depuratore. All'impianto dunque giungono le portate nere diluite che non superano i livelli di sfioro fissati negli scaricatori. Si definiscono portate nere di tempo secco le acque provenienti da scarichi civili ed industriali.

Per determinare la portata media annua si stabilisce la vita utile dell'opera (30-50 anni), che consente di stimare la popolazione servita e si valuta la dotazione idrica:

$$Q_{n,i} = \alpha \cdot \frac{DOT \cdot P}{86400} \left[ \frac{l}{s} \right]$$

dove :

- DOT è la Dotazione Idrica media annua [l·ab/giorno];
- P è la popolazione;
- $\alpha$  è il coefficiente di dispersione che tiene conto che una parte della dotazione idrica non raggiunge la rete fognaria.

Tale sistemi presenta dei vantaggi:

- rischio di intasamento praticamente nullo anche in presenza di deboli pendenze;
- la canalizzazione unica costa meno ed è meno ingombrante della doppia;
- minore costo per gli allaccia delle utenze;

e degli svantaggi:

- occorre sempre curare l'impermeabilizzazione;
- in assenza di forti pendenze risulta difficile garantire le velocità minime per evitare accumuli di sedimenti in tempo di magra;
- gli sfioratori di piena possono scaricare nei ricettori acque che contengono ancora carichi di inquinanti organici.

I *sistemi separati* sono costituiti appunto da collettori interessati esclusivamente alle acque meteoriche e da collettori destinate ai reflui; i primi hanno dimensioni pressoché identiche a quelle di una corrispondente rete unitaria, ma essendo percorsi saltuariamente da portate meno aggressive di quelle reflue, possono essere realizzati con materiali meno pregiati rispetto a quelle dei sistemi unitari, mentre i secondi hanno sezioni di dimensione relativamente modeste, soggetti a difficoltà di autopulizia causa assenza di lavaggio da parte delle acque meteoriche. In Figura 2 viene riportato un esempio di sistema fognario separato.

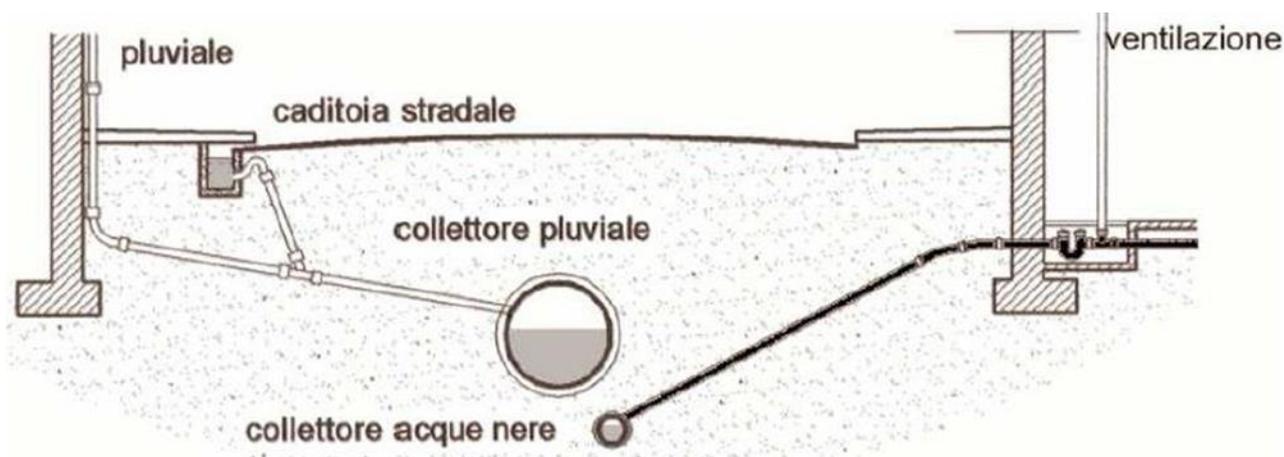


Figura 2 - Sistema fognario separato

L'adozione di un sistema separato dunque è favorevole nei confronti dell'impianto di depurazione, poiché le portate che giungono sono esclusivamente quelle nere le quali presentano caratteristiche più concentrate e costanti ovunque sia possibile lo scarico lungo la rete o comunque all'ingresso del depuratore. Dal punto di vista ambientale tale sistema è consigliato solo se il centro urbano è destinato ad uso residenziale, poiché laddove sono presenti industrie, attività commerciali ecc., l'inquinamento delle superfici stradali dovrebbe indurre a dotare la rete bianca di scaricatori analoghi a quelli della rete unitaria, allo scopo di inviare alla depurazione anche le acque di prima pioggia.

Nel caso di aree fortemente industrializzate, l'adozione di un sistema separato può essere consigliato per evitare di inquinare ancor più le acque meteoriche con sostanze nocive che inevitabilmente sarebbero scaricate nei ricettori.

Tale sistema presenta dei vantaggi:

- modesta variabilità nelle portate di acque nere;
- l'impermeabilizzazione accurata è richiesta solo per le acque nere;
- può risultare conveniente quando il ricettore si trova in prossimità del centro urbano o lo attraversa;

e degli svantaggi:

- il costo legato alla doppia canalizzazione comporta un grave onere;
- i possibili intasamenti delle rete nera;
- manutenzione e pulizia della rete nera a causa dei condotti di sezione ridotta e quindi non visitabili.

In definitiva i due sistemi presentano dei pro e dei contro che devono essere attentamente valutati, a maggior ragione se si va a costruire ex novo un sistema fognario.

Per reti di uguale estensione il sistema separato ha un costo nettamente maggiore rispetto a quello del sistema unitario, ma ancora superiore è il costo di gestione. E' dimostrato che i vantaggi che derivano dalla separazione delle acque sono vanificati dalla presenza, anche se a volte minima, di collegamenti di scarichi neri presenti nei collettori bianchi. Per il gestore dunque garantire che non ci sia alcuna immissione è molto complicato.

## ***2.2 Gli invasi di laminazione***

Oggigiorno per permettere il corretto deflusso delle acque meteoriche, si parla di sistema di drenaggio urbano, il quale è costituito dall'insieme delle opere di raccolta e immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali e da manufatti di controllo idraulico e ambientali quali invasi di laminazione rappresentati da vasche di laminazione e vasche di prima pioggia che permettono di affrontare le problematiche legate allo smaltimento delle acque meteoriche mediante la laminazione del picco di portata verso il sistema idraulico ricettore a valle del centro abitato.

Per ovviare al problema causato dall'urbanizzazione crescente e dall'impermeabilizzazione delle superfici, quindi per mantenere il buon funzionamento del sistema di deflusso urbano, si provvede a creare invasi di laminazione. Le vasche di laminazione sono funzionali perché contengono

i picchi di piena e nel giro di 24-48 ore si svuotano inviando le portate in rete, inoltre si nota una miglioramento della qualità delle acque poiché nel momento in cui vengono inviate in vasca sono soggette alla rimozione di sostanze che si sedimentano nel periodo di tempo in cui vengono trattenute. Le vasche di prima pioggia sono utili poiché laminano verso il depuratore le acque di prima pioggia inquinate, permettendo alle acque successive di essere inviate al ricettore finale senza essere diluite. In parallelo a tali opere è possibile inserire dei sistemi a basso impatto ambientale quali le BMP.

### ***2.3 Best Management Practices (BMP)***

Le Best Management Practices (BMP) sono un insieme di interventi strutturali e non strutturali, strategie, pratiche o metodi volti al ripristino del naturale ciclo idrologico. Tali interventi permettono di ridurre sia i deflussi superficiali durante gli eventi meteorici sia l'impatto inquinante delle acque di prima pioggia agendo sulla quantità e sulla qualità dell'acqua immessa nei ricettori a valle di un'urbanizzazione. Sebbene in ambito nazionale siano tecniche ancora in via di sviluppo, sono tecnologie ormai ampiamente collaudate e utilizzate in diversi paesi; in letteratura scientifica vengono definite con acronimi differenti quali:

- LID (Low Impact Development), tecniche sviluppate negli USA per il controllo delle acque meteoriche tramite tecnologie poco impattanti, che utilizzano risorse naturali e mirano a mantenere il regime idrico presente prima dell'urbanizzazione;
- SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems), sistemi sviluppati in UK e Australia atti a ridurre l'inquinamento e per laminare le acque derivanti dai sistemi urbano;

L'obiettivo delle BMP è quello di garantire una protezione idraulica e ambientale del territorio, utilizzando interventi che siano il più possibile sostenibili. Sebbene non siano interventi ad

alto impatto economico, a differenza degli invasi, necessitano di una costante manutenzione per poter svolgere appieno il loro compito.

Il drenaggio urbano sostenibile comprende soluzioni tecnico-ingegneristiche e si distinguono in *strutturali* e *non strutturali*:

- le prime sono costituite da sistemi depurativi di vario tipo (si fa riferimento a corsi naturali) e consistono nella costruzione fisica di un sistema per la gestione delle acque di pioggia;
- le seconde non comportano la realizzazione di manufatti o strutture ma includono un range di attività, procedure e opzioni di gestione atte a limitare la conversione degli afflussi in deflussi.

Le BMP più usate vengono classificate, a seconda del meccanismo di funzionamento, nelle seguenti categorie:

***sistemi filtranti***: sono strutture composte da una matrice drenante, solitamente sabbia, in grado di rimuovere parte degli inquinanti presenti nelle acque in particolare quelle di prima pioggia. Vengono usualmente collocati in zone quali parcheggi o piccole aree urbanizzate che necessitano della filtrazione delle acque meteoriche prima che queste siano riversate in fognatura (Figura 3).

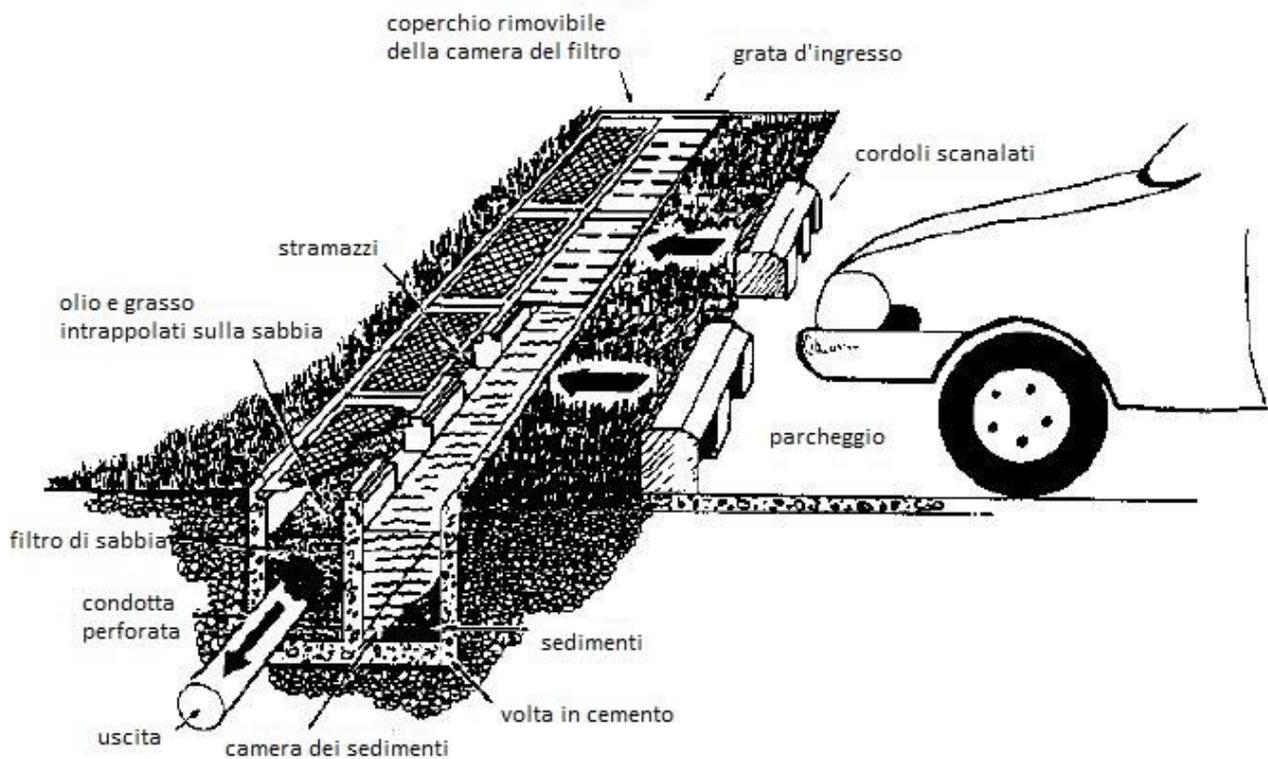
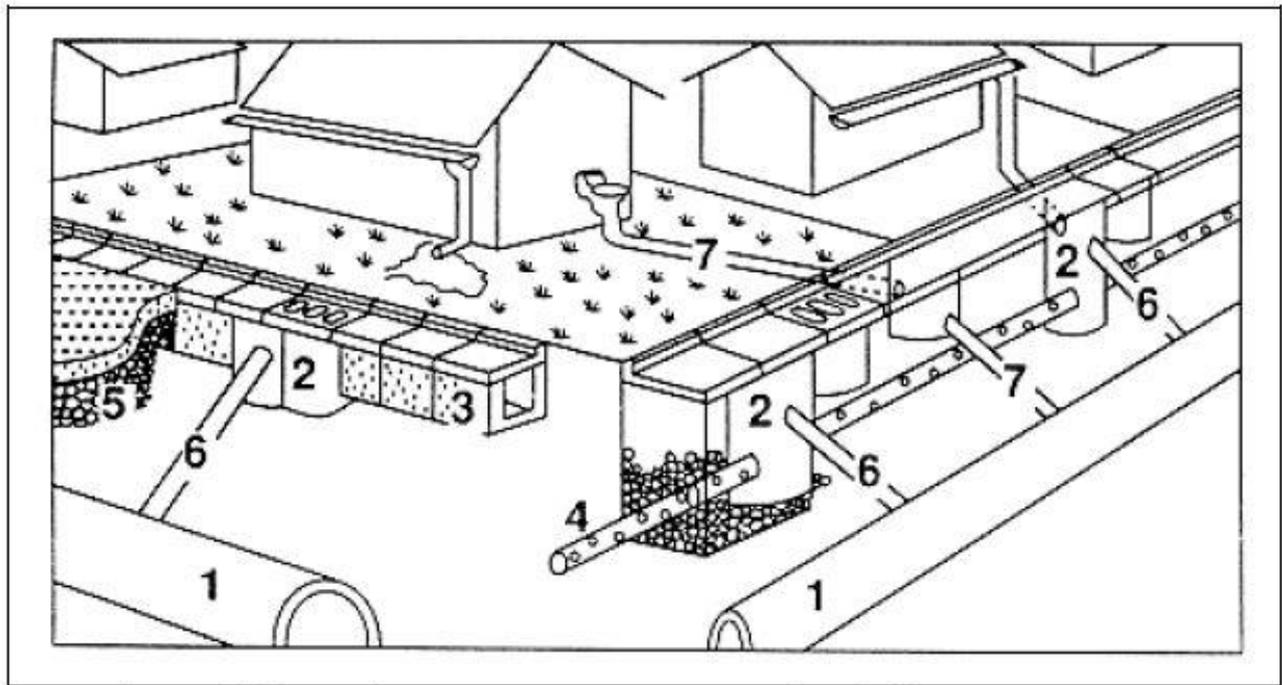


Figura 3 - Sezione trasversale filtro (sistema filtrante)

*sistemi ad infiltrazione*: sono sistemi in cui si agevola la naturale infiltrazione dell'acqua nel sottosuolo per permettere di ristabilire l'equilibrio idrologico pre-urbanizzazione, riducendo così le portate scaricate nei ricettori e provvedendo alla ricarica delle falde. La filtrazione delle acque, attraverso i diversi mezzi porosi che compongono queste tecnologie, comporta la rimozione di parte degli inquinanti.



- |                              |                                 |
|------------------------------|---------------------------------|
| 1 – Sistema di drenaggio     | 4 – Condotta infiltrante        |
| 2 – Pozzo di infiltrazione   | 5 – Pavimentazione porosa       |
| 3 – Trincea di infiltrazione | 6 – Scarico di troppo pieno     |
|                              | 7 – Allaccio fognario ordinario |

Figura 4 - Tipologie di sistemi ad infiltrazione

*sistemi vegetati*: il loro scopo è il miglioramento della qualità delle acque meteoriche poiché l'erosione del suolo causata dalla rimozione della vegetazione crea variazioni ai deflussi delle acque meteoriche. Essi si distinguono in fasce filtro e canali inerbiti. I primi sono ampie sezioni di terreno molto vegetate, situati in prossimità dei corsi d'acqua, con lo scopo di intercettare e trattare i deflussi provenienti dalle aree urbanizzate contigue (Figura 5).



Figura 5 – Fascia filtro

I canali inerbiti sono solitamente a forma trapezia, poco profonde, caratterizzate da un'alta densità di vegetazione, la quale resiste bene all'erosione.

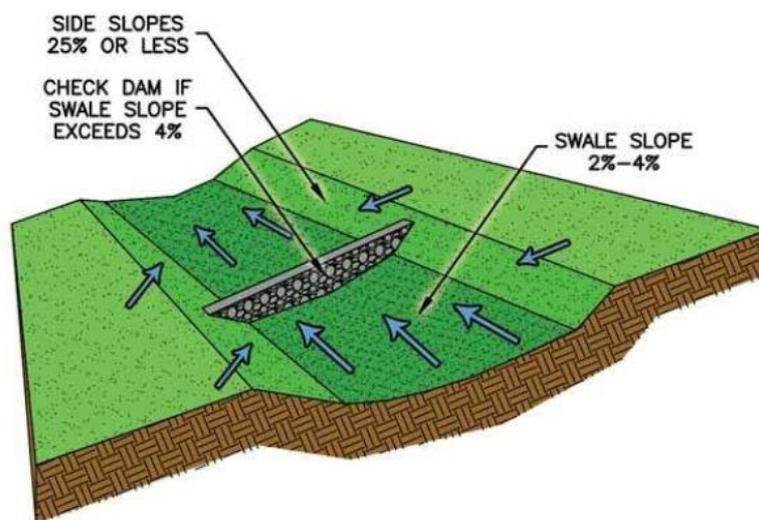


Figura 6 – Canale inerbito

**Tetti verdi:** realizzano una piccola laminazione delle portate cadute sui tetti. Solo una parte viene mandata al sistema fognario poiché il resto viene usato dalle piante o evapora. Questi, oltre a portare vantaggi a livello idrologico, mantenendo l'invarianza idraulica, portano dei vantaggi all'edificio sul quale sono ubicati a livello energetico ed acustico.



Figura 7 - Tetto verde, Nieuw Berger (Eindhoven)

**Sistemi di fitodepurazione:** necessitano di grandi aree e provvedono al trattamento delle acque di pioggia raccogliendo queste in un sistema di vasche atte a depurare l'acqua piovana attraverso procedimenti quali la disoleatura, che permette di eliminare gli olii presenti, e il successivo sversamento delle acque in un bacino di sedimentazione per permettere di catturare le particelle inorganiche.

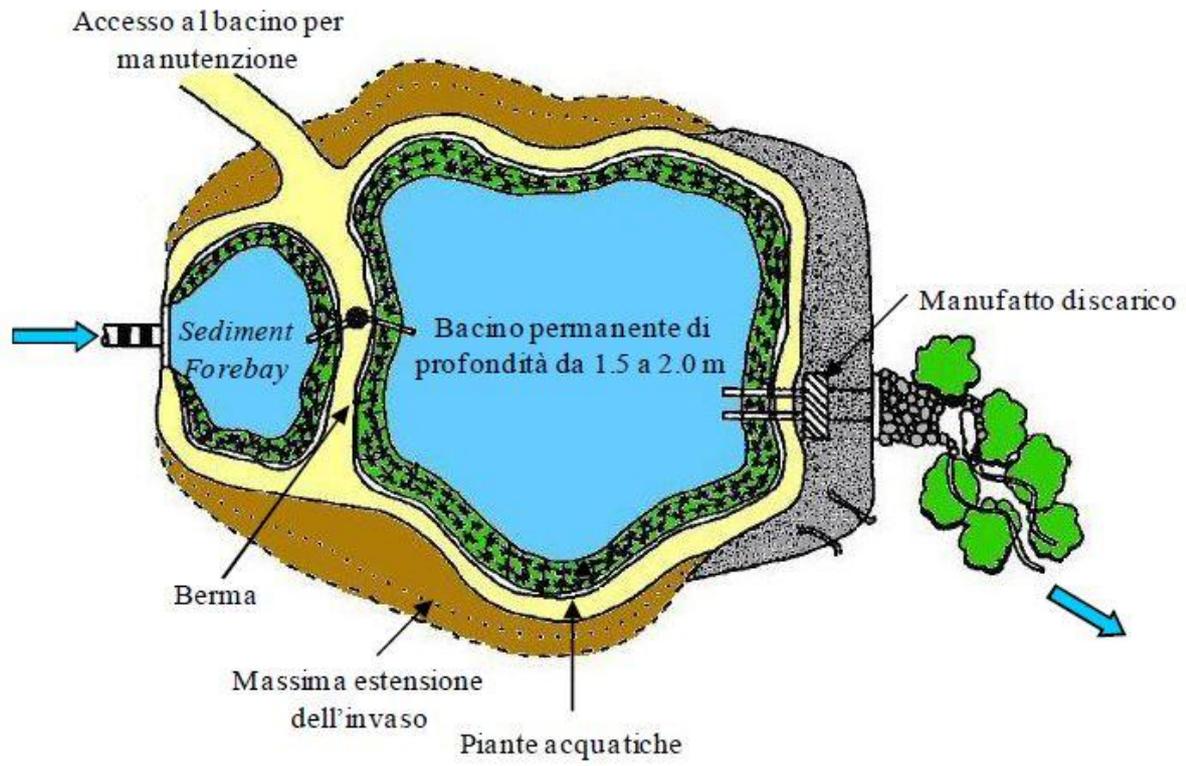


Figura 8- Sistema di fitodepurazione

### **3** **NORMATIVA**

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela sul territorio a scala nazionale, regionale e comunale, al fine di fornire un quadro della normativa vigente nel campo idrologico, idraulico e ambientale.

#### ***3.1 La normativa Nazionale***

##### **3.1.1 Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152**

Il D.Lgs 152 del 2006 “norme in materia ambientale” è il fulcro della normativa in materia di tutela e gestione sostenibile delle risorse idriche: al suo interno, l’articolo 113 demanda alle Regioni la disciplina delle forme di controllo degli scarichi delle acque meteoriche di dilavamento che provengono da reti separate, nonché dei casi in cui viene richiesto che le immissioni delle acque di dilavamento siano sottoposte a particolari prescrizioni. Tale articolo dispone inoltre che le Regioni disciplinino i casi in cui le acque di prima pioggia, rappresentate dai primi 5 mm di pioggia di un evento meteorico per ogni metro quadro di superficie impermeabile dotata di rete drenante, siano convogliate e trattate opportunamente in impianti di depurazione per particolari ipotesi nelle quali vi sia il rischio che tali acque siano inquinate.

Sebbene le varie Regioni utilizzino diverse metodologie, strumenti e in alcuni casi nomenclature appare possibile individuare alcune linee di indirizzo in comune. Si afferma che in linea generale, le Regioni abbiano ritenuto di privilegiare le soluzioni che consentono di ridurre “a monte” le portate meteoriche circolanti in rete, mediante la raccolta delle acque meteoriche non soggette a contaminazione ed il loro smaltimento nel suolo e negli strati superficiali del sottosuolo.

Nelle aree a uso residenziale non ancora urbanizzare, le Regioni puntano al completo smaltimento delle acque dei tetti e delle superfici impermeabilizzate non soggette a contaminazione

da parte di sostanze pericolose. Ove non si verificano tali condizioni, si punta allo smaltimento delle portate meteoriche in fognatura.

Nelle aree a destinazione commerciale sono previsti da un lato degli interventi di separazione delle acque di prima pioggia derivanti da superfici soggette a contaminazione e l'immissione di queste in fognatura nera aziendale se presente, oppure in fognatura pubblica previa autorizzazione allo scarico, e dall'altro lo smaltimento in loco delle acque di seconda pioggia nonché delle acque meteoriche dalle coperture dei fabbricati.

## ***3.2 La normativa dell'Emilia Romagna***

### **3.2.1 Deliberazione della Giunta Regionale (Regione Emilia Romagna) 18-12-2006, n. 1860**

La delibera della giunta regionale n. 1860 del 2006 si avvale delle linee guida di indirizzo per gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia in attuazione della deliberazione giunta regionale n. 286 del 2006. Tali linee guida sono emanate per il conseguimento delle seguenti finalità:

- fornire orientamento tecnico;
- criteri di riferimento e modalità operative agli operatori del settore per la realizzazione dei sistemi di gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia quali opere di collettamento, manufatti di scarico e di trattamento;
- garantire uniformità ed omogeneità di applicazione in ambito regionale delle disposizioni della deliberazione della giunta regionale n. 286 del 2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne".

I contenuti delle linee guida sono articolati nei seguenti capitoli:

- criteri interpretativi ed esplicativi nell'applicazione della direttive con riferimento alla gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne degli insediamenti produttivi;
- indicazioni metodologiche e tecniche per la scelta e la progettazione dei sistemi di gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia in area urbana;
- criteri per la valutazione del carico inquinante delle acque di prima pioggia in aree urbane;
- indicazioni tecniche per la scelta e la progettazione dei sistemi di gestione delle acque di prima pioggia da altre condotte separate con riferimento alla rete viaria.

### **3.2.2 Legge regionale 21 dicembre 2017, n. 24**

La L.R: 24 del 2017, nota anche come “Nuova legge urbanistica regionale” è in vigore dal 1 gennaio 2018 e si prefigge i seguenti principali obiettivi:

- aumentare l'attrattività e la vivibilità delle città mediante politiche di rigenerazione urbana;
- contenere il consumo del suolo introducendo il principio del consumo di questo a saldo zero;
- vietare la dispersione insediativa;
- accrescere la competitività del sistema regionale semplificando il sistema dei Piani.

Per realizzare tali obiettivi la nuova legge richiede ai Comuni di dotarsi di un Ufficio di Piano e di un nuovo piano urbanistico, il PUG (Piano Urbanistico Generale) il quale deve:

- orientarsi al riutilizzo e alla rigenerazione del territorio urbanizzato;
- stabilire una strategia per la qualificazione pubblica;
- disincentivare la possibilità di nuovi insediamenti in espansione.

Per quanto riguarda il principio del consumo di suolo a saldo zero, è fissato che fino al 2050 il nuovo consumo di suolo dovrà essere contenuto entro e non oltre il 3% del territorio già urbanizzato; non rientrano al raggiungimento del limite del 3% interventi strategici quali gli ampliamento delle attività produttive esistenti, gli insediamenti produttivi di rilievo regionale, i nuovi insediamenti residenziali collegati ad interventi di rigenerazione urbana in territori già urbanizzati. Gli Enti locali avranno 3 anni dall'entrata in vigore della legge (entro il 2021) per avviare i procedimenti di approvazione e 2 anni per concluderli (entro il 2023).

La Legge Regionale 24, "Nuova legge urbanistica regionale", va dunque a regolamentare il governo delle città e del territorio attraverso l'uso di un nuovo strumento urbanistico, il PUG (Piano Urbanistico Generale), per aumentare l'attrattività e la vivibilità delle città attraverso la rigenerazione urbana e la riqualificazione degli edifici esistenti. Attualmente i Comuni si trovano a gestire il periodo transitorio nel corso del quale sono chiamati a predisporre e approvare il PUG.

Un altro obiettivo è la semplificazione dei Piani, si vuole sostenere e incentivare le imprese alla rigenerazione ed alla riduzione del contributo di costruzione.

La presente legge regionale dunque agendo sulla rivalutazione di opere già esistenti, impone il rispetto del principio dell'invarianza idraulica, il quale sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area deve essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo nella stessa area

### ***3.3 La normativa del Comune di Bologna***

#### **3.3.1 Il Piano Operativo Comunale (POC)**

Il piano operativo Comunale "Rigenerazione di patrimoni pubblici" è lo strumento urbanistico del Comune di Bologna per governare le aree dismesse innescando e sostenendo processi di rigenerazione urbana. Il POC è stato approvato con delibera PG n. 55481/2016 dal Consiglio Comunale con ODG n. 175 del 7/3/2016 ed è in vigore dal 6/4/2016. Col POC si possono avviare

trasformazioni che nei prossimi decenni, senza consumare suolo, daranno origine a nuove centralità urbane site in posizione strategiche della città, in grado di affermare l'eccellenza di Bologna.

Questo prevede interventi urbanistici che consentono di ricavare da patrimoni dismessi quali aree ferroviarie e aree ex militari opere quali:

- parchi per 30 ha;
- 5 nuove aree scolastiche;
- 300 alloggi di edilizia residenziale sociale di iniziativa privata;
- 160 alloggi edilizia pubblica a locazione permanente;
- potenziamento del trasporto pubblico;
- nuovi percorsi ciclopedonali;
- parcheggi e altre migliorie per la città.

A partire dall'entrata in vigore del POC i proprietari, entro 5 anni, possono presentare i piani di dettaglio delle trasformazioni.

Sono quattro gli obiettivi specifici del POC:

- la chiusura degli accordi stipulati negli ultimi anni con i proprietari dei patrimoni pubblici dismessi;
- la maggiore apertura di Bologna alla dimensione nazionale ed internazionale, dando attuazione alla strategia della "città della ferrovia" prevista dal PSC (Piano Strutturale Comunale);
- la fine del consumo di suolo con lo scopo di incentivare la riqualifica di aree dismesse e la bonifica ambientale;
- la realizzazione delle opere previste dal POC sopracitate.

Per quanto riguarda il POC – rigenerazione dei patrimoni pubblici, nell'articolo 12-sezione 5 viene definita l'articolazione per sub-comparti. Questa prevede la capacità edificatoria massima raggiungibile e per quanto riguarda il sub-comparto Ravone - oggetto di studio del presente elaborato - è previsto un mix funzionale rappresentato da: "funzione abitativa A" fino a un massimo del 60% della Sul (Superficie Utile Lorda) complessiva e altre funzioni, compatibili con la residenza, fino a un massimo del 20% della Sul complessiva.

## 4 LA MODELLAZIONE IDRAULICA

I modelli idraulici permettono di comprendere la fisica del sistema e successivamente di ricostruirne il funzionamento. Essi si rivelano utili quando risulta non consigliabile formulare o risolvere numericamente un sistema di equazioni atto a descrivere i processi che hanno luogo nel sistema reale. Per quanto riguarda un sistema fognario, tali modelli permettono di ricostruire il funzionamento sia in tempo secco, che in tempo di pioggia andando ad individuare portate e tiranti idrici nelle diverse condotte ed eventuali insufficienze idrauliche.

La modellazione numerica di un sistema fognario rappresenta un valido strumento di supporto per la progettazione e prevede generalmente la ricostruzione della geometria del sistema fognario e l'individuazione dei dati di input che sono le portate di tempo secco e le precipitazioni. Le piogge che possono essere adottate nelle simulazioni idrauliche si dividono in 2 gruppi:

- *piogge sintetiche;*
- *piogge reali osservate.*

Le prime si ricavano a partire dalla curva di possibilità pluviometrica per un dato tempo di ritorno. Dato che la curva di possibilità pluviometrica non descrive la variazione dell'altezza di pioggia nel corso dell'evento risulta necessario definire la forma dello ietogramma di progetto. Tra i più comuni tipi di ietogramma di progetto, vi è quello *rettangolare*, molto usato nei sistemi di drenaggio urbani (Figura 9). Ha la caratteristica di avere intensità costante ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica per una certa durata definita a priori.

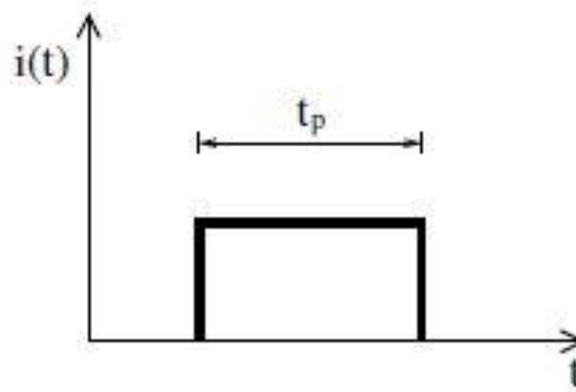


Figura 9 - Ietogramma rettangolare

I parametri utilizzati per costruire tale ietogramma sono:

- Il tempo di ritorno  $T$ ;
- La durata di pioggia  $t_p$  (durata evento critico).

Dalle curve di possibilità pluviometrica si deduce l'intensità media dell'evento critico di durata  $t_p$  e tempo di ritorno  $T$  assegnati. Normalmente lo ietogramma rettangolare sottostima gli effetti della precipitazione in termini di portate di punta, poiché trascura l'effetto di picco dell'intensità e considera solo la parte critica della precipitazione che si verifica nell'intervallo. Quando si procede alla verifica delle opere atte alla laminazione delle portate si utilizzano questi ietogrammi poiché assume una importanza preponderante il volume di pioggia di un evento meteorico.

Un altro ietogramma sintetico è il *Chicago*, il quale rappresenta la pioggia critica per tutte le durate. Tale proprietà lo rende idoneo alla verifica dei collettori fognari infatti ciò consente di poter utilizzare solo uno ietogramma di progetto, a differenza degli altri ietogrammi, i quali devono essere modificati a seconda delle caratteristiche del bacino considerato. Il Chicago è dunque uno ietogramma sintetico rappresentato dalla relazione altezza-durata. In realtà un evento pluviometrico che è critico per una certa durata  $\theta$  non è detto che sia critico per le altre durate, perciò l'altezza complessiva dello

ietogramma Chicago è maggiore di quella di ciascuno degli eventi che risultano critici per le diverse durate.

E' caratterizzato da un picco di intensità massima  $i_{\max}$  e da una intensità media uguale a quella data dalla curva di possibilità pluviometrica; se la curva di capacità pluviometrica è espressa dalla formula monomia:

$$h = a * \theta^{n-1}$$

l'intensità  $i(t)$  e l'altezza di pioggia  $h(t)$  dello ietogramma si ricavano dalle seguenti equazioni:

- per  $t \leq t_r$

$$i(t) = n * a * [(t_r - t)/k]^{n-1};$$

$$h(t) = k * a * \{[(t_r - t)/k]^n - [(t_r - t)/k]^n\};$$

- per  $t \geq t_r$

$$i(t) = n * a * [(t_r - t)/(1 - k)]^{n-1};$$

$$h(t) = a * \{k \left(\frac{t_r}{k}\right)^n + (1 - k) * [(t - t_r)/(1 - k)]^n\};$$

dove  $t_r = k * \theta$  è l'istante in cui si verifica il picco  $\theta$  e rappresenta la durata complessiva dell'evento.

Tale ietogramma inoltre è poco sensibile alla durata  $\theta$  infatti al crescere di quest'ultima non ci sono variazioni sulla parte centrale dell'istogramma e ciò vuol dire che un Chicago di durata  $\theta$  contiene in se anche gli ietogrammi di durata inferiore, è quindi sufficiente considerare una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino per tener conto delle differenti durate significative per tutti i sottobacini. Occorre quindi ricordare che quando si passa alla progettazione o alla verifica di condotti con assegnato tempo di ritorno è consigliabile utilizzare uno ietogramma Chicago poiché qui è molto importante l'intensità di pioggia e quindi la portata massima che attraversa quest'ultimi.

In sintesi dunque i due principali ietogrammi di precipitazione utilizzati nella modellazione idraulica dei sistemi fognari sono lo ietogramma rettangolare e lo ietogramma Chicago; entrambi si costruiscono partendo dalla curva di capacità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno. Lo ietogramma rettangolare è usualmente utilizzato per la verifica degli invasi poiché è necessario valutare con precisione il volume di pioggia di un dato evento meteorico. Lo ietogramma Chicago è invece usualmente utilizzato per la verifica dei collettori fognari poiché gli eventi che sono critici in termini di portata defluita, non lo sono in genere per quanto concerne i volumi invasati in vasca di laminazione. Un altro tipo di dato di precipitazione, utilizzato nell'ambito della modellazione numerica è rappresentato dalle piogge reali osservate. Tali dati si ricavano dai dati pluviometrici e usualmente forniscono informazioni sulla precipitazione cumulata in un dato intervallo di tempo. Nell'ambito della modellazione di piccoli comparti urbani è importante avere degli intervalli di acquisizione del dato non superiore ai 5-10 minuti e comunque comparabili al tempo di corrivazione del bacino.

#### ***4.1 Il Software EPA'SWMM***

Il software usato per lo studio in esame è lo Storm Water Management Model (SWMM), prodotto dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency degli Stati Uniti. SWMM è stato concepito nel 1971 e nel corso degli anni ha subito continue migliorie fino ad arrivare all'ultima versione, la 5.1. SWMM è un software in grado di simulare la precipitazione meteorica e gli inquinanti che vengono trasportati dalla superficie del bacino alla rete dei canali e alle condotte che costruiscono il sistema fognario. È un programma utilizzato per la modellazione in termini qualitativi e quantitativi dei processi legati al ciclo idrologico ed offre la possibilità di compiere calcoli e simulazioni di tipo idraulico su una rete di canali o condotte sollecitata da fenomeni meteorici, grazie alla risoluzione delle equazioni di De Saint Venant. È un software di pianificazione e progettazione per:

- le fognature nere o miste;
- la stima delle portate di piena;
- i sistemi di laminazione delle acque meteoriche in aree urbane.

SWMM è in grado di rappresentare i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane i quali includono:

- la precipitazione ed evaporazione dell'acqua;
- l'infiltrazione della pioggia nel terreno;
- l'accumulo e scioglimento della neve.

SWMM è composto dai seguenti moduli (Figura 10):

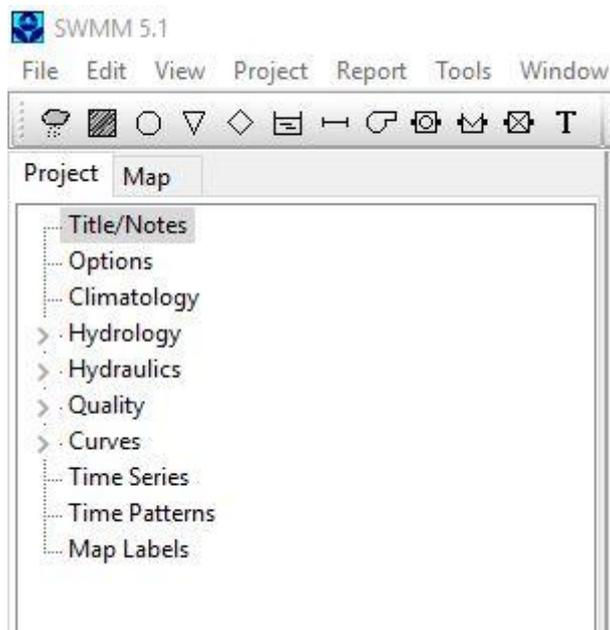


Figura 10 - Moduli SWMM 5.1

- *Il modulo idrologico (Hydrology)*: consente di stimare le portate prodotte da una data precipitazione. Il territorio viene descritto con un insieme di sottobacini (*subcatchment*) ognuno dei quali viene diviso a seconda dell'uso del suolo (se permeabile o impermeabile);
- *Il modulo idraulico (Hydraulic)*: consente la propagazione delle portate attraverso una rete idraulica attraverso l'implementazione di strutture idrauliche di vario tipo (condotte, vasche, pompe ecc). La rete viene schematizzata in nodi (nodes) e rami (links): i primi rappresentano i pozzetti e si collocano in punti significativi della rete (cambi di diametro delle tubazioni, variazioni di pendenza, presenza di manufatti, ecc) i secondi rappresentano i collettori;
- *il modulo di qualità (Quality)* : definisce il livello degli inquinanti presenti nei subcatchment e la modalità di generazione e propagazione lungo la rete.

Le precipitazioni vengono definite grazie all'inserimento dei *rain gages (pluviometri)*, i quali attribuiscono i dati di pioggia, siano essi ietogrammi sintetici che precipitazioni osservate, ai sottobacini. I dati di precipitazione possono essere inseriti come intensità o volume di pioggia rispetto allo step di registrazione del dato (step temporale).

I Sottobacini (*subcatchment*), rappresentano l'area drenata da ciascun nodo. In SWMM il processo afflusso-deflusso è modellato attraverso il modello della falda piana i cui parametri principali sono: l'area del bacino, la pendenza media, la larghezza equivalente del bacino (width), usualmente approssimata alla radice quadrata dell'area in esame, la percentuale delle aree permeabili e impermeabili, la scabrezza attraverso il coefficiente di Manning per lo scorrimento superficiale ed infine i dati per il calcolo dell'infiltrazione. Il deflusso superficiale è costituito dalla quota parte di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e viene poi raccolta nella rete di scolo. Viene così rappresentata la pioggia netta, data dalla pioggia totale meno i fenomeni di infiltrazione, intercettazione ed accumulo nelle depressioni superficiali. Il deflusso superficiale può essere concettualmente schematizzato come segue (Figura 11):

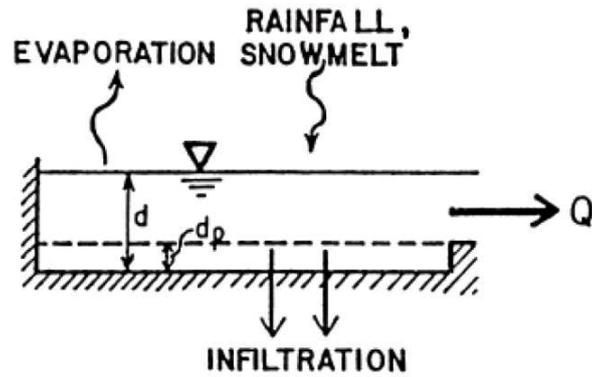


Figura 11 - Rappresentazione deflusso superficiale in SWMM

Per il software SWMM il sistema fognario è rappresentato come una serie di rami (*link*) collegati tra loro mediante i nodi (*nodes*). Grazie a tale rappresentazione del sistema di scolo delle acque, è possibile risolvere il sistema di equazioni di moto vario che costituisce la base matematica del modello.

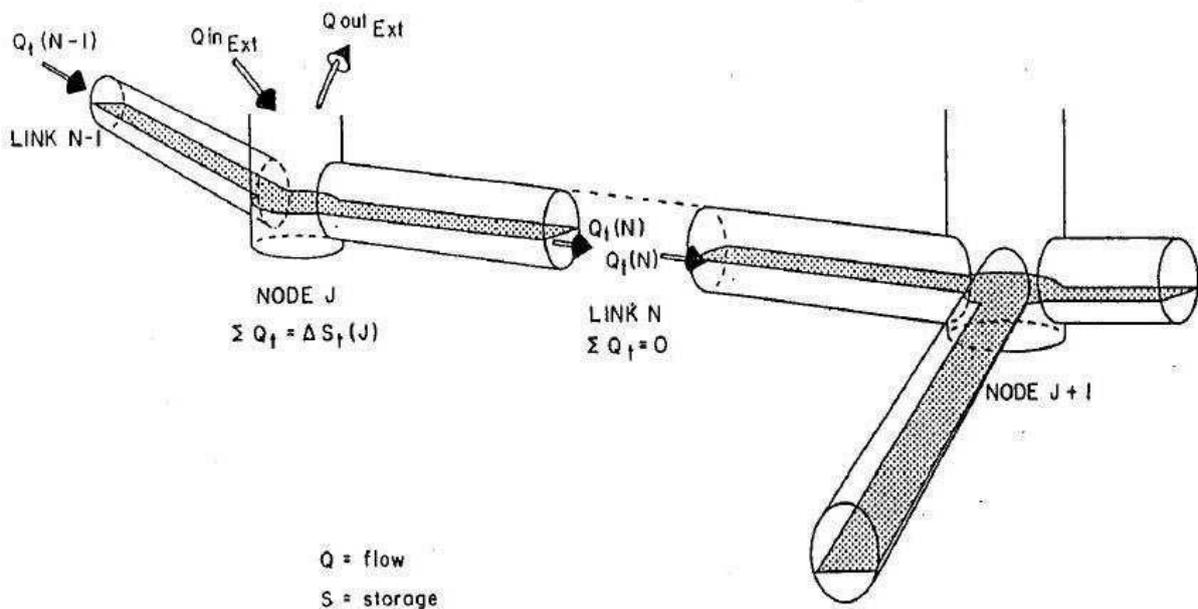


Figura 12 - Schema generale rete in nodi e rami

I rami sono i canali o le condotte che permettono il passaggio dell'acqua da un nodo all'altro del sistema. Ogni ramo, indicato come *link* in SWMM, è schematizzato come una condotta con caratteristiche costanti di forma, pendenza, scabrezza ecc; dal menù del programma si possono definire tutti questi parametri grazie ad una serie di sezioni tipo di formato standardizzato.

Le principali proprietà che vanno assegnate ai rami sono:

- il nodo iniziale (*inlet node*);
- il nodo finale (*outlet node*);
- la forma (*shape*);
- la profondità massima della superficie (*max depth*);
- la lunghezza (*length*);
- la distanza del fondo del condotto dal fondo del nodo all'estremità iniziale (*inlet offset*) e finale (*outlet offset*) del condotto stesso.

La variabile indipendente nei rami è la portata, la quale viene assunta costante in esso durante un passo di calcolo. Ad ogni passo di calcolo è così possibile determinare la portata transitante, la velocità, l'area bagnata e il raggio idraulico.

I nodi, indicati come *junction* in SWMM, rappresentano l'elemento di connessione tra i vari rami, nel sistema fognario dunque sono rappresentati dai pozzetti. I parametri in input ai nodi sono:

- la quota assoluta di fondo (*invert elevation*);
- la massima altezza della quota del terreno al fondo (*max depth*) che è pari alla quota del terreno meno quella di fondo tubo se presente, e la portata nera di tempo secco;
- gli eventuali afflussi in ingresso (*inflows*).

I nodi rappresentano i punti nei quali la pioggia caduta nei sottobacini diventa portata e dove viene introdotta la portata nera nel caso in cui il sistema sia misto. Tutto il deflusso del sottobacino viene schematizzato dal software in modo tale da convergere in un unico punto, rappresentato dal nodo iniziale del canale di scolo. La variabile indipendente è il carico idraulico, che è variabile nel tempo, ma costante nel nodo durante un passo di calcolo.

Ogni sottobacino è modellato come un serbatoio non-lineare, dove gli ingressi derivano dalle piogge e/o dallo scioglimento delle nevi e le uscite vengono rappresentate dall'infiltrazione, dall'evaporazione e dal deflusso superficiale. L'altezza d'acqua è continuamente aggiornata durante il calcolo, grazie alla risoluzione del bilancio d'acqua presente nel sottobacino. I sottobacini vengono divisi in due porzioni: impermeabili e permeabili; importanza notevole va alla porzione superficiale delle aree permeabili, questo perché il deflusso superficiale può infiltrarsi.

## 5 CASO STUDIO

Il presente capitolo illustra le caratteristiche del progetto di riqualificazione urbana dell'area ferroviaria del Ravone, sita nel Comune di Bologna, alla luce delle direttive dettate dal POC (Piano Operativo Comunale). Tale riqualificazione prevede interventi urbanistici che consentono di ricavare da patrimoni dismessi opere quali la realizzazione di lotti residenziali, attività commerciali, parcheggi, percorsi ciclopedonali ed un nuovo parco urbano. Lo studio di ingegneria e architettura Rover s.r.l. si inserisce in questo lavoro orientando le proprie competenze nell'ambito della qualificazione urbanistica facendo un'analisi tecnica degli insediamenti preesistenti, delle infrastrutture dei trasporti curando la progettazione dell'assetto stradale e dell'edilizia di insediamento residenziale. L'aspetto legato alle infrastrutture per l'ambiente è l'oggetto di studio del capitolo e viene trattato mediante la progettazione ex novo del sistema fognario, l'inserimento di un invaso di laminazione situato a valle del comparto analizzato e l'introduzione di pratiche di progettazione sostenibili atte alla laminazione delle portate meteoriche.

### *5.1 Descrizione del sito*

Il caso studio è rappresentato dall'area ferroviaria a ridosso del torrente Ravone, collocata tra viale Silvani e le vie Saffi e Zanardi (Figura 13). Questa è situata in una zona prettamente pianeggiante, ed è costituita da un'area principale denominata Ravone e da altre 3 aree di dimensioni più contenute individuate dall'area ex-Polfer, Prati di Caprara Sud e Prati di Caprara Nord (Figura 14). L'area principale confina a Nord col fascio di binari che porta alla stazione centrale, a Sud è contenuta dalla canaletta della Ghisiliera e dal Torrente Ravone, verso Est l'area arriva verso via Zanardi e verso Ovest arriva fino a via Bugatti; le tre aree minori si collocano verso Ovest rispetto all'area principale.



Figura 13 – Comparto Ravone

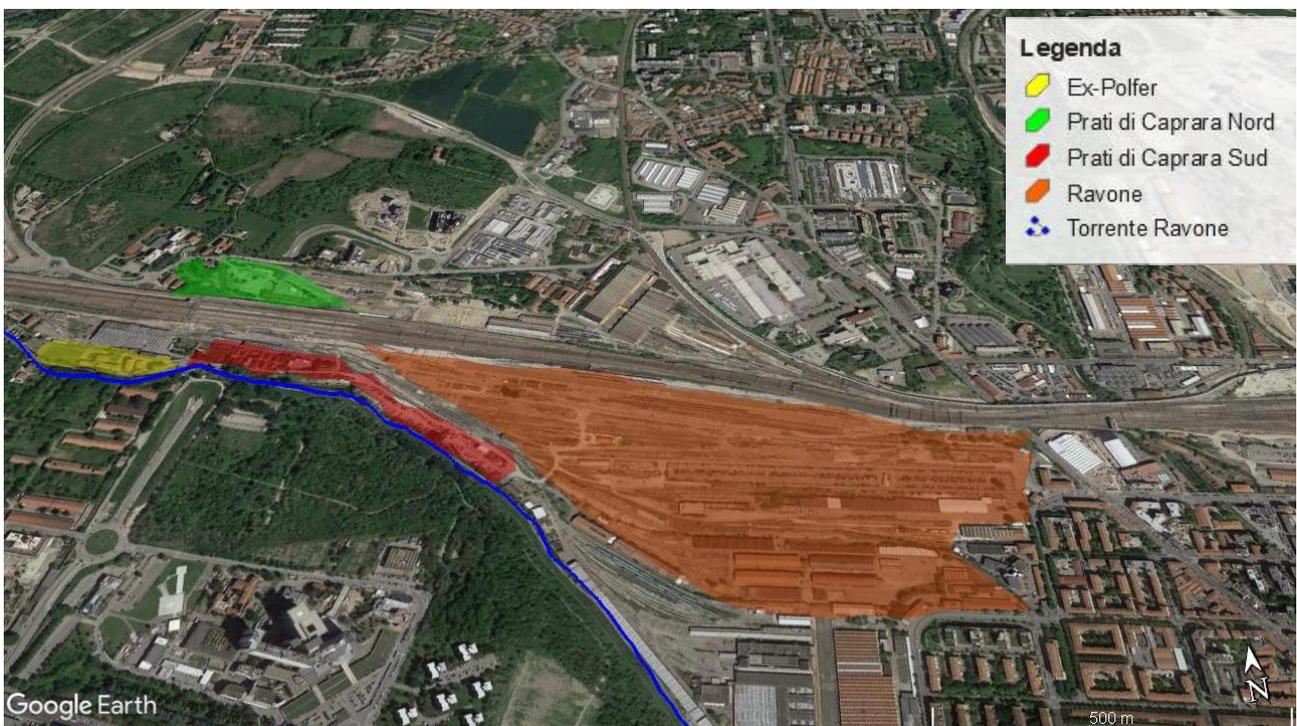


Figura 14 - Sub-comparti area Ravone

L'area in esame, come evidenziato dal POC, sarà soggetta a riqualificazione urbana che prevede un intervento di sostituzione del preesistente patrimonio edilizio con la realizzazione di lotti residenziali, attività commerciali, parcheggi, percorsi ciclopedonali ed un nuovo parco urbano di almeno 4,5 ha di estensione. Il comparto prevede una capacità edificatoria massima pari a 148.500 m<sup>2</sup>, di cui 135.000 m<sup>2</sup> di iniziativa privata e 13.500 m<sup>2</sup> per attrezzature di interesse collettivo. La Figura 15 illustra lo schema di assetto individuato dal POC, dove in legenda sono presenti le opere previste dal Piano:

- la realizzazione di aree destinate a divenire parco urbano;
- la realizzazione di una strada di scorrimento;
- la realizzazione di strade di distribuzione;
- la realizzazione di una dotazione ecologica;
- la realizzazione di un percorso ciclopedonale.

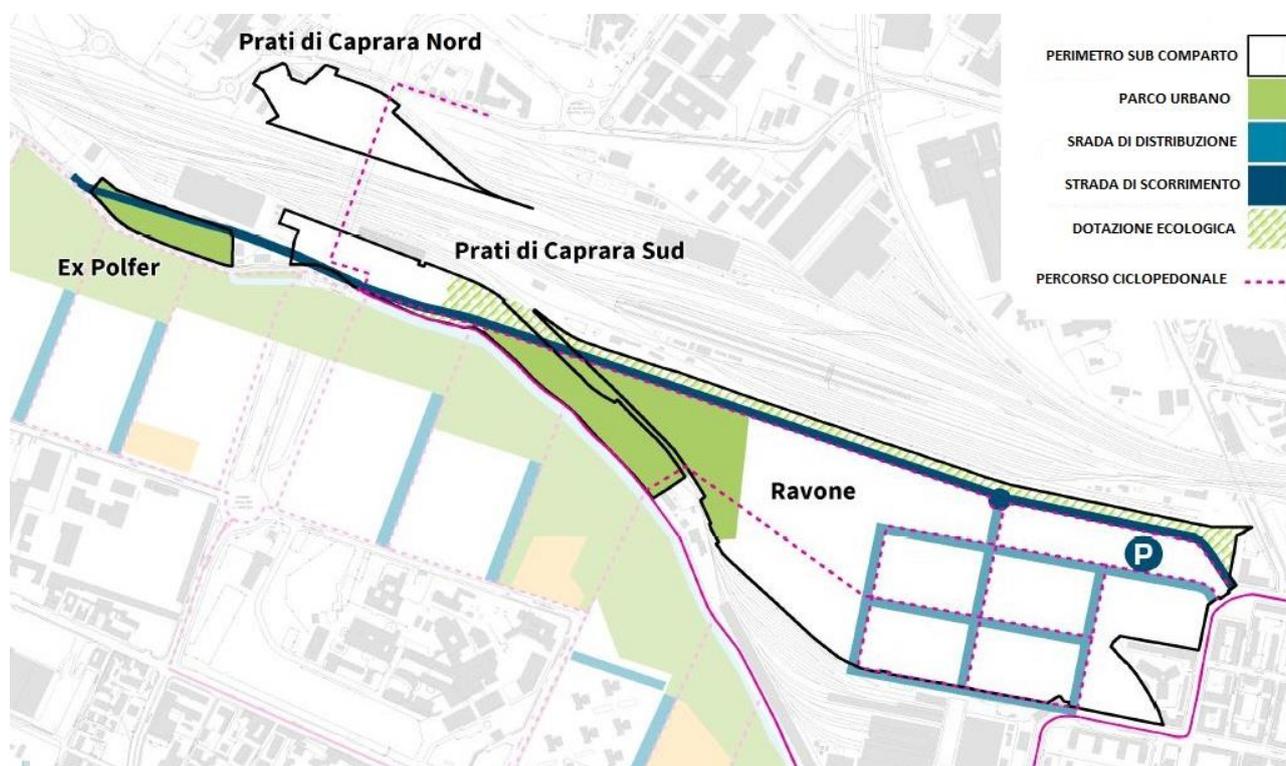


Figura 15 - Schema di assetto dell'area

La Figura 16 riporta la foto da presa aerea dell'area Ravone in cui l'ovale tratteggiato rappresenta il sub-comparto denominato 'Ravone'. Nel presente lavoro di tesi si è proceduto con la progettazione del sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche, la progettazione di una vasca di laminazione interrata prima e l'inserimento di tecniche di laminazione sostenibili come le trincee drenanti dopo, unicamente di tale porzione del comparto.

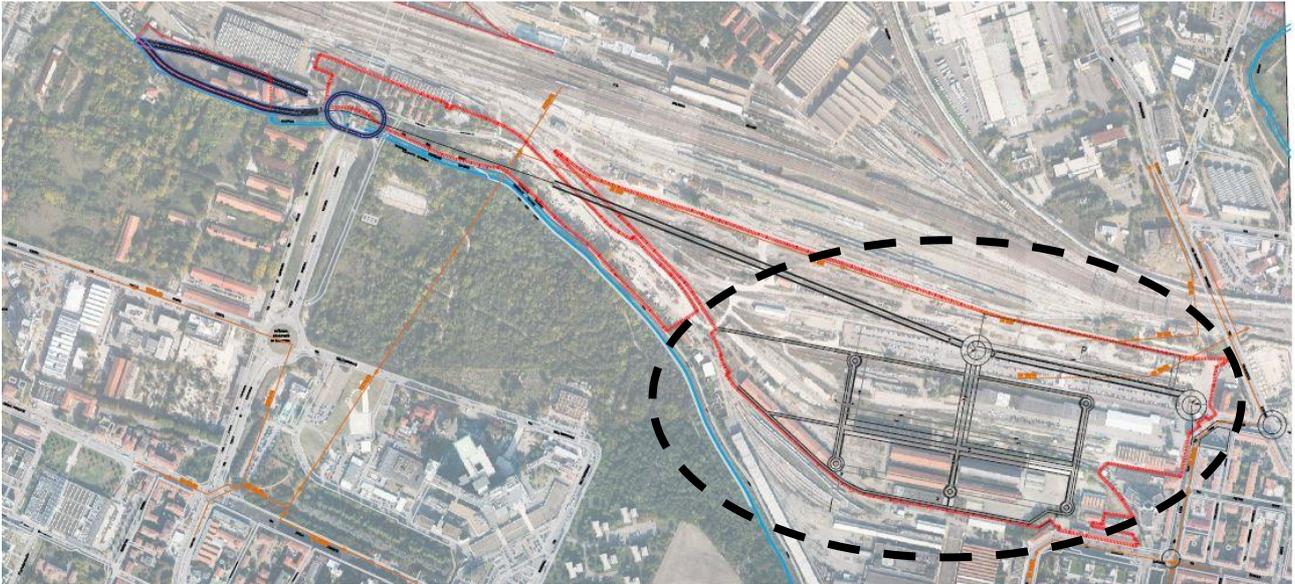


Figura 16 - Foto aerea dell'area RAVONE

Il comparto "Ravone" è stato suddiviso in 6 aree di interesse, di cui 5 adibite ad uso residenziale (1, 2, 3, 4, 5) ed una convertita a uso parcheggio (P), ognuna delle quali presenta una diversa percentuale di area impermeabile. Tale percentuale è legata oltre alla rilevante presenza di edifici anche alla conformazione delle strade, alla predisposizione di parcheggi e alla quantità di verde assegnata alla relativa area, come indicato dal POC. La Tabella 1 illustra le percentuali di area impermeabile dei sottobacini facenti parte del comparto oggetto di studio. Il sottobacino P, corrispondente all'area destinata a parcheggio, è quello caratterizzato dal maggiore grado di impermeabilità (95%), mentre gli altri sottobacini fanno parte dei sub-comparti adibiti ad uso residenziale dunque sono caratterizzati da un grado di impermeabilità inferiore.

Sottobacino	% Area impermeabile
P	95
1	60
2	70
3	70
4	60
5	60

Tabella 1 - Percentuale area impermeabile comparto

La percentuale di aree impermeabili incide notevolmente sul deflusso delle acque e quindi sui volumi di acqua che dovranno essere drenati dalle condotte prima e successivamente laminate mediante invasi o tecniche di drenaggio urbano sostenibile.

Nella Figura 17 viene riportata la planimetria dell'area esaminata.

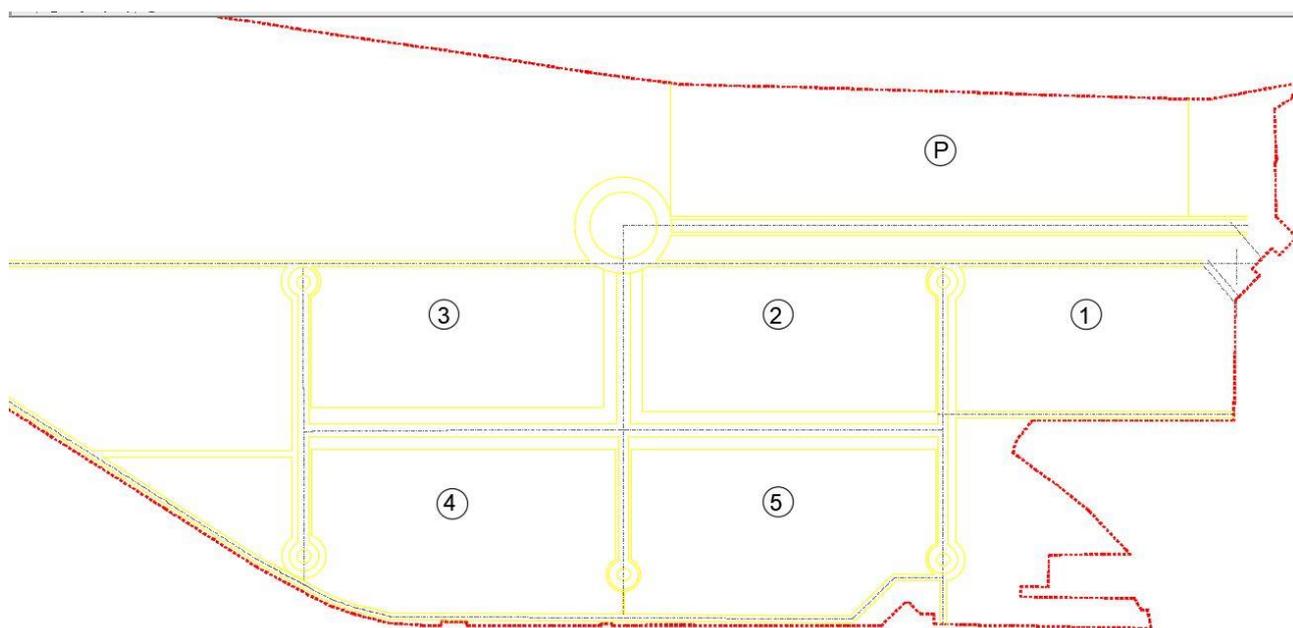


Figura 17- Planimetria del sub-comparto RAVONE

## 5.2 Progettazione del Sistema di drenaggio urbano

In seguito, viene illustrata la metodologia di progettazione del sistema di drenaggio urbano, partendo dal dimensionamento dei condotti, passando per l'inserimento di una vasca di laminazione posta a valle del sistema e terminando con l'installazione di trincee drenanti atte a laminare ulteriormente la portata transitante sul comparto.

### 5.2.1 Dimensionamento dei collettori

Il dimensionamento dei collettori fognari è stato effettuato utilizzando il *metodo cinematico* e ipotizzando un tempo di ritorno di 100 anni. La definizione del percorso dei collettori è stato effettuato a valle di un'attenta analisi dell'andamento plano-altimetrico del comparto.

La stima della portata di progetto meteorica  $Q_{b,max}$  per un collettore fognario è stata calcolata mediante la seguente formula:

$$Q_{b,max} = \varphi \cdot A \cdot i$$

dove:

- il coefficiente di afflusso dell'area  $\varphi$  varia a seconda delle aree di interesse;
- $A$  è la superficie complessiva del bacino drenato;
- $i$  è l'intensità di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione.

Si può esprimere  $i$  in funzione della curva di possibilità pluviometrica assegnata per tempi inferiori all'ora. Quindi esprimendola in funzione dell'altezza di pioggia, e assumendo come tempo  $t$  il tempo di corrivazione del bacino, essa risulterà:

$$i = \frac{h}{t_c} = \frac{a \cdot t_c^n}{t_c} = a \cdot t_c^{n-1}$$

La portata di progetto sarà allora:

$$Q_{b,max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- $\varphi$  è adimensionale;
- $A$  è espresso in  $m^2$ ;
- $t_c$  in min;
- $a$  in  $mm/h^n$ ,
- $n$  è adimensionale.

Questi ultimi due parametri sono stati calcolati a partire dai dati degli annali idrologici osservati e facendo un'analisi statistica attraverso il metodo di Gumbel per tempi di pioggia inferiori all'ora e riferiti ad un  $Tr=100$  anni.

Nella Tabella 2 vengono riportati i valori rappresentativi della rete:

<b>Ramo</b>	<b>ID</b>	<b>Area [ha]</b>	<b><math>\Sigma</math> Area drenata [ha]</b>
N1-N2	P3	0.92	0.92
N2-N3	P2	0.95	1.87
N3-N11	P1	1.09	2.96
N4-N5	A11	0.75	0.75
N5-N7	A12	0.75	1.51
N6-N12	A21	1.11	2.03
N11-N12	A22	1.11	4.07
N12-N13	A31	1.11	5.18
N13-N14	A32	1.11	6.29
N7-N8	A51	0.78	2.29
N8-N9	A52	0.88	3.17
N9-N10	A41	0.88	4.06
N10-N15	A42	0.74	0.06
N16-N6	S1	0.06	0.06
N17-N8	S2	0.05	0.51

Tabella 2 – Ramo di riferimento, identificativo del sottobacino (ID), area del sottobacino e area dei sottobacini a monte

Si è ipotizzato un ricoprimento delle condotte di 1 m rispetto al piano campagna, a cui si somma il diametro del condotto scelto. Si è infine ipotizzato di utilizzare una pendenza costante dei condotti al 3 ‰.

Nota la portata di progetto di ciascun collettore, l'individuazione dei diametri è stata effettuata mediante l'utilizzo della *scala di deflusso per sezioni circolari*, la quale dipende dal diametro della condotta, dalla scabrezza e dalla pendenza. Infine si è ipotizzato di adottare tubazioni in PVC ed in CLS vibrocompresso. La scabrezza è assunta pari a  $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le prime (diametri interni inferiori a 800 mm) e  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le seconde (diametri interni pari o superiori a 800 mm).

Nel calcolo del metodo cinematico notevole importanza ha il tempo di corrivazione, il quale viene definito come il tempo che impiega una particella d'acqua a giungere dal punto idraulicamente più lontano del bacino alla sezione di calcolo. Viene stimato per ogni ramo come:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- $t_a$  è il tempo di accesso che impiega la particella d'acqua che cade sulla superficie stradale a raggiungere la rete fognaria: nel caso esaminato è un valore fissato pari a 10 minuti per il ramo N4-N5 e 5 minuti per i rami N1-N2, N16-N17 e N17-N18;
- $t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$  è il tempo di rete ed è inteso come il tempo che impiega la particella d'acqua ad attraversare le condotte.

Procedendo da monte verso valle nel calcolo, per ogni ramo successivo il tempo di corrivazione viene calcolato come la somma del  $t_r$  del ramo e del  $t_c$  maggiore tra i tempi di quelli valutati ai rami immediatamente a monte.

$$t_{c,j} = t_a + t_{r,ij}$$

dove:

- $t_{r,ij} = \frac{L_{ij}}{V_{uij}}$  per i rami periferici, avendo fissato inizialmente una velocità di primo tentativo pari a  $V = 1,5 \text{ m/s}$  ;
- $t_{c,j} = t_{r,ij} + \max(t_{c,monte})$  per tutti gli altri rami.

Si procede ad una prima iterazione per il calcolo delle portate mediante il metodo cinematico facendo attenzione all'area drenata, la quale aumenta man mano che si procede verso valle.

Stimata la portata  $Q_b$  di primo tentativo si fa l'ipotesi di moto uniforme e, mediante l'equazione di Gauckler-Strickler si valuta la portata  $Q_u$  che transita all'interno del collettore in condizioni di sezione piena avendo ipotizzato, a priori, un diametro di tentativo.

$$Q_u = k_{G-S} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

Si verifica che  $Q_b$  calcolato precedentemente risulti inferiore a  $Q_u$ , dopodiché si ricorre alla *scala di deflusso per una sezione circolare*. Essendo un rapporto tra portate, la scala di deflusso dipende esclusivamente dalle caratteristiche geometriche del tubo e per tale motivo si ha un'unica scala di deflusso per tutti i tubi circolari.

Fissati pendenza e diametro, si ricava il grado di riempimento e la velocità all'interno del collettore attraversato dalla portata  $Q_b$  stimata mediante metodo cinematico. E' opportuno così mantenere un grado di riempimento delle condotte tra il 50 e il 70 % per permettere un corretto funzionamento della rete. Con la velocità ottenuta si ricalcola un  $t_c$  di secondo tentativo con cui è possibile stimare una nuova portata usando il metodo cinematico. Riutilizzando la scala di deflusso con la nuova portata ottenuta, si calcolano i nuovi valori di velocità e grado di riempimento.

Per quanto riguarda il collegamento tra i condotti si è scelto di allineare i cieli per evitare che quando il tubo di valle è pieno rigurgita il tubo di monte. Ad iterazione conclusa, vengono riportati i valori relativi alla rete di drenaggio nella seguente tabella:

Ramo	ID	$K_{G-S} [m^{1/3}/s]$	$D_i [mm]$	$D_e [mm]$	% Riempimento	Vel.[m/s]	Materiale
N1-N2	P3	70	800	930	67.5	1.46	CLS VIB.
N2-N3	P2	70	1000	1150	68.5	1.70	CLS VIB.
N3-N11	P1	70	1200	1470	62.0	1.86	CLS VIB.
N4-N5	A11	85	605.4	630	50.5	1.36	PVC
N5-N7	A12	70	800	930	56.0	1.37	CLS VIB.
N6-N12	A21	70	1000	1150	55.0	1.58	CLS VIB.
N11-N12	A22	70	1200	1470	59.5	1.84	CLS VIB.
N12-N13	A31	70	1200	1470	68.0	1.91	CLS VIB.
N13-N14	A32	70	1500	1800	50.0	1.99	CLS VIB.
N7-N8	A51	70	800	930	68.5	1.46	CLS VIB.
N8-N9	A52	70	1000	1150	55.5	1.59	CLS VIB.
N9-N10	A41	70	1000	1150	63.0	1.66	CLS VIB.
N10-N15	A42	70	1000	1150	68.5	1.70	CLS VIB.
N16-N6	S1	85	302.6	315	49.5	0.85	PVC
N17-N9	S2	85	302.6	315	45.5	0.82	PVC

Tabella 3 - Ramo di riferimento, identificativo del sottobacino (ID), coeff.di Gauckler-Strickler ( $K_{G-S}$ ), diametro interno della condotta, diametro esterno della condotta, % riempimento della condotta, velocità in condotta e tipologia di materiale della condotta.

In Figura 18 viene riportata la planimetria di progetto della rete.

Terminato il dimensionamento, sarà poi possibile ottimizzare la rete, riducendo i diametri dei condotti, ove possibile, grazie all'inserimento di una vasca di laminazione prima e all'introduzione delle trincee drenanti dopo

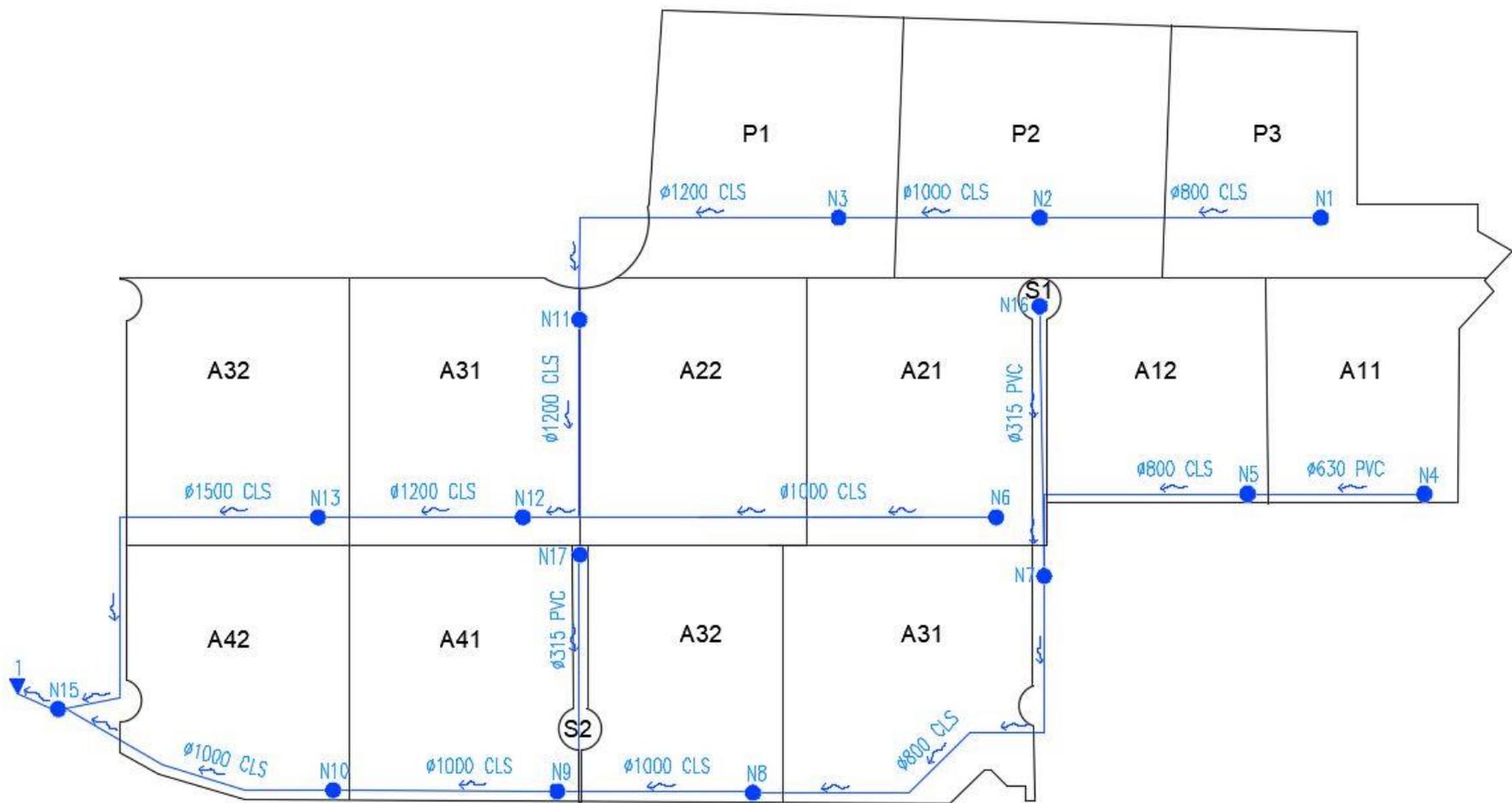


Figura 18 - Planimetria di progetto della rete con diametri, versi di scorrimento e materiali

### 5.2.2 Dimensionamento della vasca di laminazione

Con l'obiettivo di garantire il rispetto del principio di invarianza idraulica da un lato e di ottimizzare il sistema fognario dall'altro, è prevista la progettazione di in una vasca di laminazione fuori linea. L'invaso consente di affrontare le problematiche legate allo smaltimento delle acque meteoriche mediante la laminazione del picco di portata verso il sistema idraulico ricettore a valle del centro abitato. Usualmente tali invasi vengono costruiti all'interno di zone che vanno ad essere urbanizzate proprio per contrastare i problemi legati dallo sversamento delle portate meteoriche in corpi idrici ricettori, i quali sono soggetti ad incrementi di portata spesso inaccettabili per le loro caratteristiche. Tali provvedimenti mirano ad invasare parte della portata in bacini di laminazione interrati o a cielo aperto. Queste opere sono dotate di condotta d'uscita tarata in modo tale che la portata che vi fuoriesce non sia mai superiore ad un valore fissato, compatibile con le caratteristiche del corpo idrico. Le portate in eccesso, rispetto al valore fissato, vengono trattenute all'interno delle vasche e smaltite gradualmente. Così facendo si riesce a ridurre il picco di portata cioè permettere la laminazione dell'onda di piena che altrimenti andrebbe al ricettore. Queste opere sono caratterizzate da una condotta in ingresso costituita dall'ultimo collettore della rete e da una condotta in uscita collegata direttamente col ricettore.

Il dimensionamento dell'invaso è stato effettuato mediante l'utilizzo del "*metodo delle sole piogge*", dove si ipotizza che la portata rilasciata a valle si mantenga costante e che lo ietogramma in ingresso sia rettangolare ed uniformemente distribuito lungo il bacino. Per il dimensionamento si è fissato un valore di portata uscente dalla vasca di laminazione per l'immissione al corpo idrico ricettore pari a 15 l/s\*ha di superficie drenata che rientra nei dettami imposti dal Consorzio della Bonifica Renana presenti nell'art. 20 comma 1 del Piano Stralcio per L'assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Reno che impone la "*realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno m<sup>3</sup> 500 per ettaro di superficie territoriale*"

Il valore di portata uscente fissato è strettamente correlato al principio di *invarianza idraulica*, principio secondo il quale i deflussi forniti ad un corpo idrico ricettore non devono aumentare a seguito dell'intervento di urbanizzazione sulla superficie del bacino che genera tali deflussi.

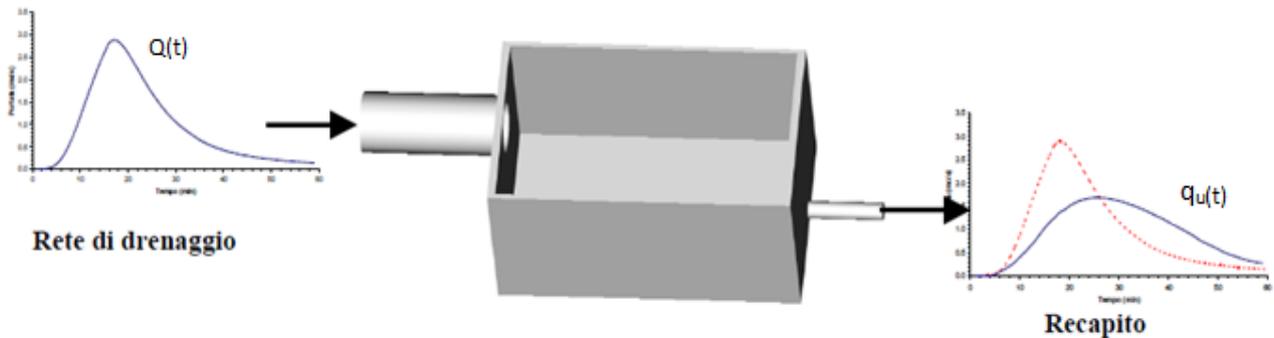


Figura 19 - Effetto vasca di laminazione sull'idrogramma di portata uscente

Laminare vuol dire abbassare e ritardare il colmo dell'idrogramma in uscita rispetto a quello in entrata, grazie all'effetto del volume accumulato in vasca.

Il metodo delle sole piogge prevede che il volume dell'invaso ( $W$ ) sia calcolato come:

$$W = W_e - W_u$$

dove:

- $W_u$  rappresenta il volume uscente dall'invaso ed è pari alla portata massima uscente, ipotizzata costante, per un intervallo di tempo  $t_v$ :

$$W_u = Q_u \cdot t_v$$

- $W_e$  è il volume entrante, valutato mediante il *metodo delle sole piogge*.

Questo tiene conto solo dei deflussi forniti dal bacino e non dei volumi accumulati all'interno della rete di drenaggio:

$$W_e = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_v^n$$

dove:

- $\varphi=0.85$  per superficie completamente impermeabile;
- $A$  rappresenta l'intera superficie dell'area di studio;
- $a$ , ed  $n$  sono i parametri calcolati facendo un'analisi statistica attraverso il metodo di Gumbel per tempi di pioggia superiori all'ora e riferiti ad un  $Tr=50$  anni.
- $t_v$  è il tempo di pioggia che massimizza il volume della vasca sotto l'ipotesi di evento di pioggia costante; derivando il volume rispetto al tempo e uguagliando a zero si ottiene il tempo massimo:

$$\frac{dW}{dt} = 0 \rightarrow t_v = \left( \frac{q_{u,v}}{\varphi \cdot A \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} = 2.91 \text{ ore}$$

Sostituendo  $t_v$  all'equazione di continuità è stato ottenuto il volume della vasca di laminazione

$$W_{vt} = W_e - W_u = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_v^n - Q_u \cdot t_v = 5000 \text{ m}^3$$

Ad un bacino con estensione di 12.19 *ha* compete, allora, un volume specifico  $W_{\text{spec}} = 405 \text{ m}^3/\text{ha}$  che si mantiene sotto il vincolo imposto dal Consorzio della Bonifica Renana (500  $\text{m}^3/\text{ha}$ ).

La vasca di laminazione verrà realizzata fuori linea, cioè l'invaso viene interessato dalla corrente solo nel momento in cui la portata supera il limite prefissato e sfiora da un apposito manufatto (scaricatore di piena).

Viene fissata un'area di base per la vasca di laminazione di 2500  $\text{m}^2$  a cui corrisponde un'altezza utile di 2 m, per un volume complessivo dell'opera pari a 5000  $\text{m}^3$ .

Il diametro del condotto in uscita dalla vasca si ricava grazie alla formula di efflusso da luce sotto battente:

$$Q = \mu * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Si ottiene dunque un diametro interno in uscita dalla vasca di laminazione pari a 303 mm.

In Tabella 4 si riassumono i dati relativi al dimensionamento della vasca di laminazione

VASCA DI LAMINAZIONE				
$W_{spec}$ [m <sup>3</sup> /ha]	$W_{vl}$ [m <sup>3</sup> ]	Area <sub>vl</sub> [m <sup>2</sup> ]	h [m]	D [mm]
415.46	5066.18	2500	2	303

Tabella 4 – Volume specifico della vasca ( $W_{spec}$ ), volume della vasca ( $W_{vl}$ ), area della vasca ( $Area_{vl}$ ), altezza della vasca (h), diametro del condotto uscente (D).

Tale dimensionamento deve essere verificato per lo ietogramma rettangolare ad esso legato, che esprime l'intensità di pioggia  $i$  in funzione dell'altezza di pioggia  $h$  e assume come tempo il  $t_v$  precedentemente individuato:

$$i = \frac{h}{t_v} = a * t_v^{n-1} = 23 \text{ mm/h}$$

e per gli altri ietogrammi di progetto quali: il Chicago, utilizzato per la verifica e dimensionamento delle condotte, lo ietogramma delle serie storiche reali di pioggia ricavate dagli annali idrologici e altri ietogrammi rettangolari, i quali variano il  $t_v$  e di conseguenza l'intensità di pioggia, utilizzati per ottenere un'ulteriore verifica della stabilità dell'opera dimensionata.

Operando su una zona altamente urbanizzata e a causa dell'estesa porzione di territorio che tale opera necessita è stato scelto di inserire un invaso chiuso interrato a valle del comparto nell'area adiacente alla zona 4 (Figura 20)

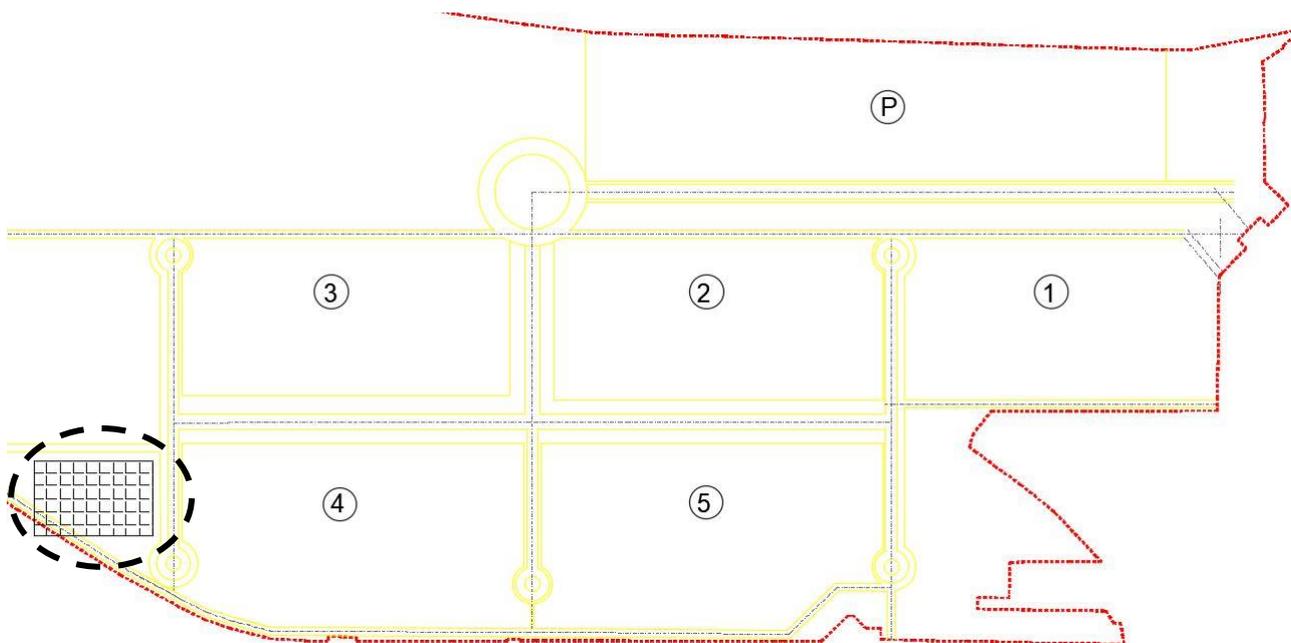


Figura 20 - Disposizione vasca di laminazione a valle del comparto

Dal punto di vista costruttivo si ipotizza di realizzare tale invaso mediante l'assemblaggio di una serie di celle modulari in propilene di forma rettangolare (Figura 21) idonee all'interrimento dimensioni come rappresentato in Tabella 5:

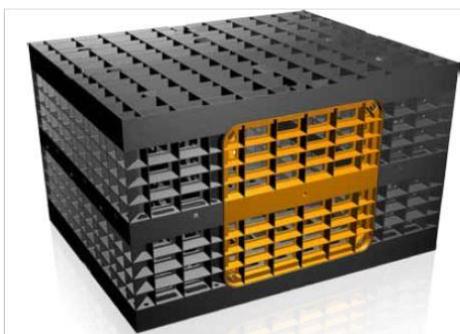


Figura 21 - Cella modulare in propilene

DIMENSIONI CELLA MODULARE				
B [m]	L [m]	H [m]	Vvuoti [%]	Vcella [m <sup>3</sup> ]
0.8	1	0.9	95	0.684

Tabella 5 – Larghezza cella (B), lunghezza cella (L), altezza cella (H), volume dei vuoti ( $V_{vuoti}$ ), volume della cella ( $V_{cella}$ ).

### ***5.3 Le trincee drenanti***

La trincee drenanti fanno parte delle tecniche di tipo “diffuso” distribuite sull’intera area urbanizzata, cioè le BMP (Best Management Practices). Esse vengono inserite nel sistema di drenaggio urbano in alternativa o in parallelo alle vasche di laminazione, dispendiose e spesso di grande impatto ambientale.

Nel presente elaborato si è valutato dal punto di vista tecnico ed economico la possibilità di inserimento delle trincee all’interno del sistema in parallelo all’invaso di laminazione.

Le trincee drenanti sono degli scavi a sezione generalmente trapezia che vengono riempiti con materiale drenante in cui vengono convogliati i deflussi superficiali delle varie aree. È realizzata con lo scopo di contrastare la spinta del terreno e costituire un sito adeguato per l’immagazzinamento temporaneo delle acque di pioggia; tali acque possono infiltrarsi dal fondo nel sottosuolo, mentre la quota che non filtra può essere convogliata attraverso la trincea verso l’uscita e affluire in un altro sistema di ritenzione o trattamento.

L’immissione delle precipitazioni avviene direttamente dallo strato superficiale, pertanto le trincee sono disposte ai lati delle superfici impermeabili quali strade e parcheggi e ove necessario vengono disposte anche all’interno di aree permeabili. Uno dei problemi riscontrabili in tale sistema è l’impossibilità di mantenere l’efficienza nel lungo periodo: se la capacità filtrante si deteriora molto a causa dell’occlusione dei vuoti presenti tra la ghiaia facente parte la trincea, l’intera opera deve essere sostituita. Pertanto, per ovviare a questo problema, si rende necessario un pretrattamento per la rimozione di sedimenti ed oli ed una manutenzione accurata. Tale manutenzione prevede sostanzialmente il controllo dei pozzi di osservazione e l’ispezione dei dispositivi di pretrattamento ove presenti. Le tipiche attività di manutenzione sono elencate dall’agenzia per la protezione dell’ambiente, US EPA (United States Environmental Protection Agency) e prevedono:

- controllo dei pozzi di osservazione dopo 3 giorni di tempo secco: il mancato svuotamento della trincea in questo lasso di tempo indica ostruzione;
- ispezione ogni 6 mesi dei dispositivi di pretrattamento e verifica dell'accumulo dei sedimenti e/o danni strutturali;
- rimozione ogni 6 mesi e/o quando occorre di sedimenti e oli/grassi ;
- totale riabilitazione della trincea per mantenere la capacità di accumulo su malfunzionamento.

L'utilizzo delle trincee è dunque legato alla raccolta temporanea e successiva infiltrazione delle acque di pioggia di aree urbanizzate ed è finalizzato alla riduzione dei picchi di portata e alla riproduzione delle condizioni idrologiche presenti prima dell'urbanizzazione e, allo stesso tempo, alla rimozione di sostanze particolate fini mediante lo stoccaggio e l'infiltrazione nel terreno.

Questa soluzione, come per i bacini di infiltrazione, è in grado di ridurre il flusso di piena e di conseguenza ridurre i problemi di erosione ad essi collegati, mantenendo un flusso di portata minimo stabile nel tempo.

Il sistema si presenta come una striscia erbacea con pendenza tale da permettere alle acque di runoff di finire in trincea (Figura 22).



Figura 22 - Esempio trincea drenante

Nonostante le possibili varianti progettuali delle trincee di infiltrazione, alcune fondamentali caratteristiche sono comuni a tutte le tipologie esistenti. Nel caso esaminato viene installata una trincea a sezione quadrata, costituita da (Figura 23):

- uno strato superficiale, composto da ghiaietto con pezzatura pari a 70 mm, che si sviluppa per 1/5 dell'altezza della trincea, e ha il compito di trattenere i sedimenti grossolani;
- un filtro in geotessuto, usato per impedire ai sedimenti presenti nel flusso idrico ed alle particelle di terreno di intasare il materiale litoide posto all'interno della trincea;
- una struttura serbatoio, che si sviluppa per i restanti 4/5 dell'altezza della trincea, costituita da ghiaia di pezzatura pari a 30 mm
- un filtro geotessile laterale, il quale garantisce un effetto di filtrazione e previene l'intasamento della trincea.

Le caratteristiche dei materiali di riempimento sono differenti a seconda dello strato considerato, ma si necessita una porosità compresa tra il 30 e 40 %.

In Figura 23 viene rappresentata la sezione trasversale della trincea così progettata.

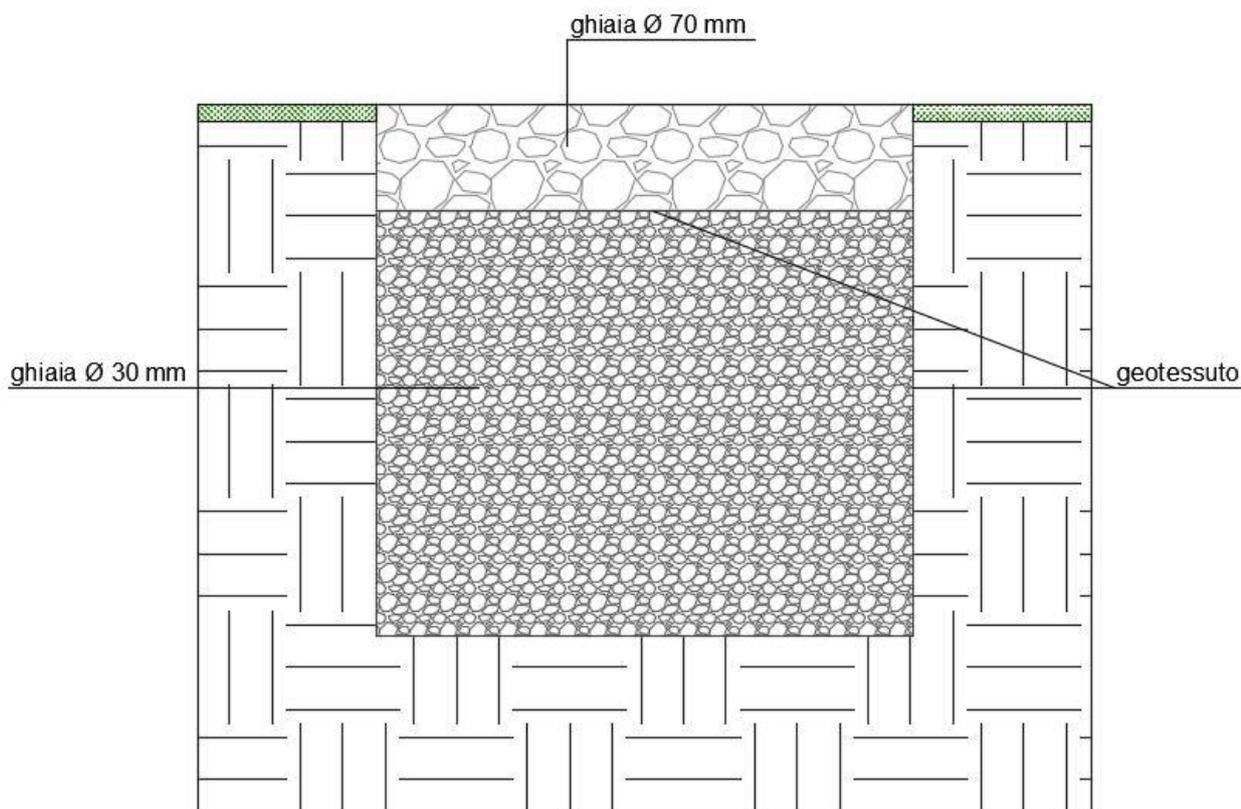


Figura 23 - Sezione trincea drenante

### 5.3.1 Dimensionamento trincea drenante

Per la progettazione di queste si è fatto riferimento al criterio progettuale attuato dal piano di indirizzo della provincia di Rimini [8] per il dimensionamento e la scelta dei sistemi di infiltrazione.

Si procede al dimensionamento di una trincea drenante a servizio di un'area drenata impermeabile con superficie di 12.19 ha.

Il calcolo viene fatto per uno ietogramma di progetto ricavato dalla curva di possibilità pluviometrica ( $T_r=50$  anni), caratterizzato da un'intensità di pioggia costante pari a 23.14 mm/h di durata 2.91 h e da una portata di deflusso di  $2398.44 \text{ m}^3/\text{h}$ . Si considera un terreno limoso avente permeabilità pari a  $1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ , si verifica l'idoneità del sito tenendo conto della profondità della falda e della stratigrafia del suolo.

Si fissano così la larghezza e l'altezza della trincea e si sottolinea che per ragioni costruttive si cerca di fare una sezione avente entrambi i valori compresi tra 1 e 2 m.

Successivamente si ricava la lunghezza complessiva a partire dall'equazione di continuità:

$$(Q_p - Q_f) * \Delta t = \Delta W$$

La variazione di volume è ricavata come segue:

$$\Delta W = L * l * \Delta h * n;$$

dove:

- L è lunghezza totale della trincea;
- l è la larghezza della trincea;
- $\Delta h$  è l'altezza massima invasata;
- n è la porosità efficace del materiale di riempimento ed è fissata pari a 0.3.

La portata di filtrazione è rappresentata dalla formula:

$$Q_f = K * J * A_{inf}$$

Da questa si ricava la superficie di infiltrazione mediante la formula:

$$A_{inf} = L * l + 2 * (L + l) * \Delta h$$

Il calcolo dell'altezza massima invasata è strettamente legato alla lunghezza complessiva della trincea. Stimando uno sviluppo di trincea di 8000 m, l'altezza massima invasata risulta essere pari a 1.48 m (Tabella 6).

<b>Dimensionamento trincea drenante</b>				
<b><math>\Delta t</math> [h]</b>	<b><math>A_{inf}</math> [m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>J=\Delta h/B</math></b>	<b><math>\Delta W=(Q-Q_f)*\Delta t</math> [m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>\Delta h=\Delta W/(L*B*n)</math> [m]</b>
1	0.00	1.00	2398.44	0.67
2	22661.72	1.00	3981.05	1.11
3	29696.89	1.00	5310.40	1.48
4	35606.22	1.00	4028.58	1.12
5	29908.16	1.00	2951.89	0.82
6	25121.95	1.00	2047.50	0.57
7	21101.69	1.00	1287.83	0.36

8	17724.78	1.00	649.74	0.18
9	14888.29	1.00	113.76	0.03
10	12505.71	1.00	-336.44	-0.09
11	10504.42	1.00	-714.60	-0.20
12	8823.40	1.00	-1032.24	-0.29

Tabella 6 – Intervallo di tempo ( $\Delta t$ ), superficie di infiltrazione ( $A_{inf}$ ), cadente piezometrica ( $J$ ), variazione di volume ( $\Delta W$ ) e massima altezza infiltrata ( $\Delta h$ ).

Questo approccio di calcolo viene fatto pensando di smaltire tutta la portata  $Q$  che defluisce nel sistema ed evitare così di inserire la vasca di laminazione. L'inserimento di 8000 m lineari di trincea (che moltiplicato per la sua altezza pari a 1.5 m da quindi 12000  $m^2$  di trincea) in un comparto di 12.19 ha è pressoché impossibile da realizzare poiché l'installazione della trincea individuata andrebbe ad occupare il 10 % dell'intera area, quindi occuperebbe anche una quota parte di zone impermeabili del comparto e ciò non può essere.

Si definisce la sezione tipo della trincea da utilizzare, rappresentata da una sezione quadrata avente altezza e larghezza pari a 1.5 m. Si suppone di smaltire, mediante l'inserimento di questa, il 30% della portata che defluisce sull'intero sistema (719.53  $m^3/h$ ). Tale percentuale di portata da smaltire è stata individuata mediante iterazioni poiché unisce la fattibilità tecnico-economica dell'intervento al beneficio ambientale legato all'applicazione della trincea.

Ripetendo i calcoli precedentemente svolti, si stima che per smaltire il 30% della portata che defluisce sul sistema, siano necessari 2600 m lineari, quindi 3900  $m^2$  di trincea.

Dimensionamento trincea drenante				
$\Delta t$ [h]	$A_{inf}$ [ $m^2$ ]	$J=\Delta h/B$	$\Delta W=(Q-Q_f)*\Delta t$ [ $m^3$ ]	$\Delta h=\Delta W/(L*B*n)$ [m]
1	0.00	1.00	719.53	0.61
2	7099.76	1.00	1183.47	1.01
3	9162.91	1.00	1573.14	1.34
4	10895.76	1.00	1180.89	1.01
5	9151.43	1.00	851.44	0.73
6	7686.36	1.00	574.73	0.49
7	6455.83	1.00	342.32	0.29
8	5422.30	1.00	147.12	0.13

9	4554.23	1.00	-16.83	-0.01
10	3825.14	1.00	-154.54	-0.13
11	3212.76	1.00	-270.20	-0.23
12	2698.42	1.00	-367.34	-0.31

Tabella7 - Intervallo di tempo ( $\Delta t$ ), superficie di infiltrazione ( $A_{inf}$ ), cadente piezometrica (J), variazione di volume ( $\Delta W$ ) e massima altezza infiltrata ( $\Delta h$ ).

Vengono graficati i risultati in termini di massima altezza infiltrata ottenuti dalla Tabella7 in funzione dell'altezza della trincea.

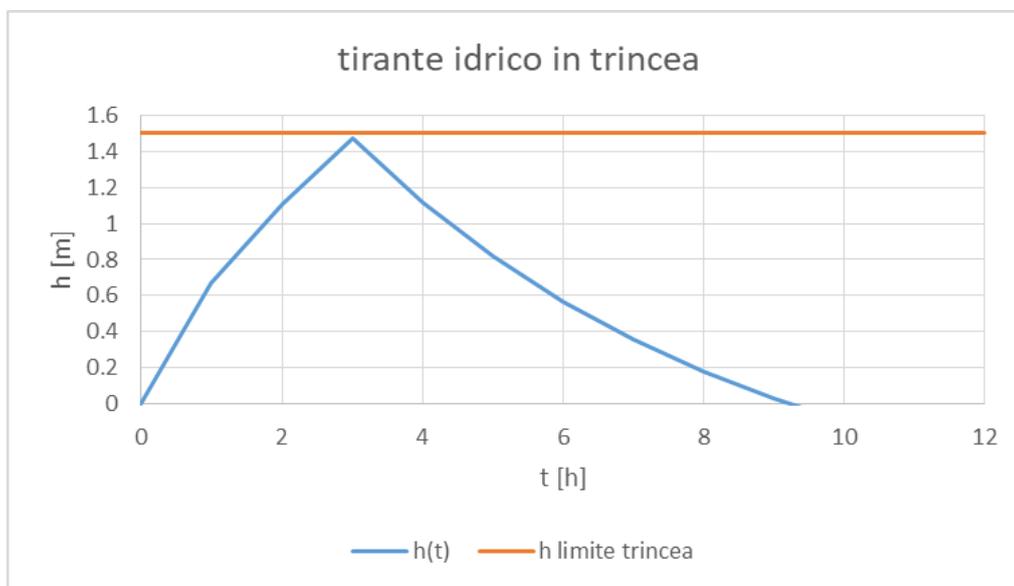


Figura 24 - Tirante idrico nella trincea drenante

Essendo ancora in fase progettuale si è cercato di individuare, a parità di portata da smaltire, altre tipologie di sezioni per la trincea drenante. In particolare si è cercato di diminuire la base, passando da 1.5 a 1 m.

Si nota che fissando una base pari a 1 m e variando l'altezza, per smaltire il 30% della portata che defluisce sull'intero comparto del Ravone, si necessita di uno sviluppo di trincea superiore rispetto a ciò che è stato precedentemente calcolato; tale risultato si evince analizzando i dati in output forniti dalla Tabella 8.

Trincea drenante			
B [m]	h [m]	L trincea [m]	A trincea [m]
1.5	1.5	2600	3900
1	1.5	3400	3400
1	1	4800	4800

Tabella 8 – Sezioni tipo di trincee drenanti valutate in fase di progettazione

Si rammenta che le trincee drenanti vengono solitamente locate in zone adiacenti a quelle impermeabili, cioè ai bordi delle strade e nei parcheggi, dove quindi il deflusso delle acque è impedito dall'impermeabilizzazione legata a queste opere.

Non è stato possibile locare la trincea esclusivamente ai bordi delle strade e nei parcheggi, dato il corposo sviluppo; è stato così necessario inserire queste anche nelle aree permeabili, ad esempio nei giardini privati dei lotti abitativi (Figura 25).



Figura 25 - Trincea drenante all'interno di un lotto privato

## ***5.4 La modellazione numerica del comparto mediante il software SWMM***

La modellazione numerica del comparto è stata effettuata mediante l'utilizzo del software SWMM e ha previsto le seguenti fasi:

- costruzione della geometria della rete;
- importazione dei dati di precipitazione;
- simulazioni numeriche;
- analisi dei risultati.

A partire dalla configurazione iniziale della rete che comprende unicamente il reticolo fognario e che da questo momento in avanti chiameremo Scenario 1, vengono sviluppati i diversi casi progettuali:

- Scenario 1: solo collettori;
- Scenario 2: con invaso di laminazione;
- Scenario 3: con collettori ottimizzati e invaso di laminazione;
- Scenario 4: con collettori ottimizzati, invaso di laminazione e trincee drenanti;
- Scenario 5: con invaso di laminazione ottimizzato e trincee drenanti.

### **5.4.1 Scenario 1: solo collettori**

Note le caratteristiche dei collettori in termini di diametri, quote di scorrimento, quote del piano campagna, ecc., come indicato nel capitolo di progettazione, si è proceduto con l'inserimento di tutte queste informazioni all'interno del software di calcolo. Nel dettaglio:

- nella sezione *flow units* viene settata l'unità misura della portata espressa in l/s;

- nella sezione *hydraulics* vengono inserite le condotte mediante i link conduits, i pozzetti mediante i nodes junction e il recapito finale mediante il node outfall;
- nella sezione *hydrology* vengono inserite le aree rappresentanti i sottobacini mediante i subcatchment, il rain gage riferito ai sottobacini e i LID controls;
- nella sezione *curves* vengono inseriti gli idrogrammi mediante le time series e la vasca di laminazione mediante gli storage curves.

Il modello così ottenuto è composto da 15 rami e 16 nodi. Il numero di sottobacini è pari a 15 e sono caratterizzati da un grado di impermeabilità del 95% per quanto riguarda l'area adibita a parcheggio e tra il 60 e 70 % per le aree residenziali. Tutte le acque del comparto confluiscono nel nodo N15 e da qui all'outfall 1 che corrisponde al torrente Ravone.

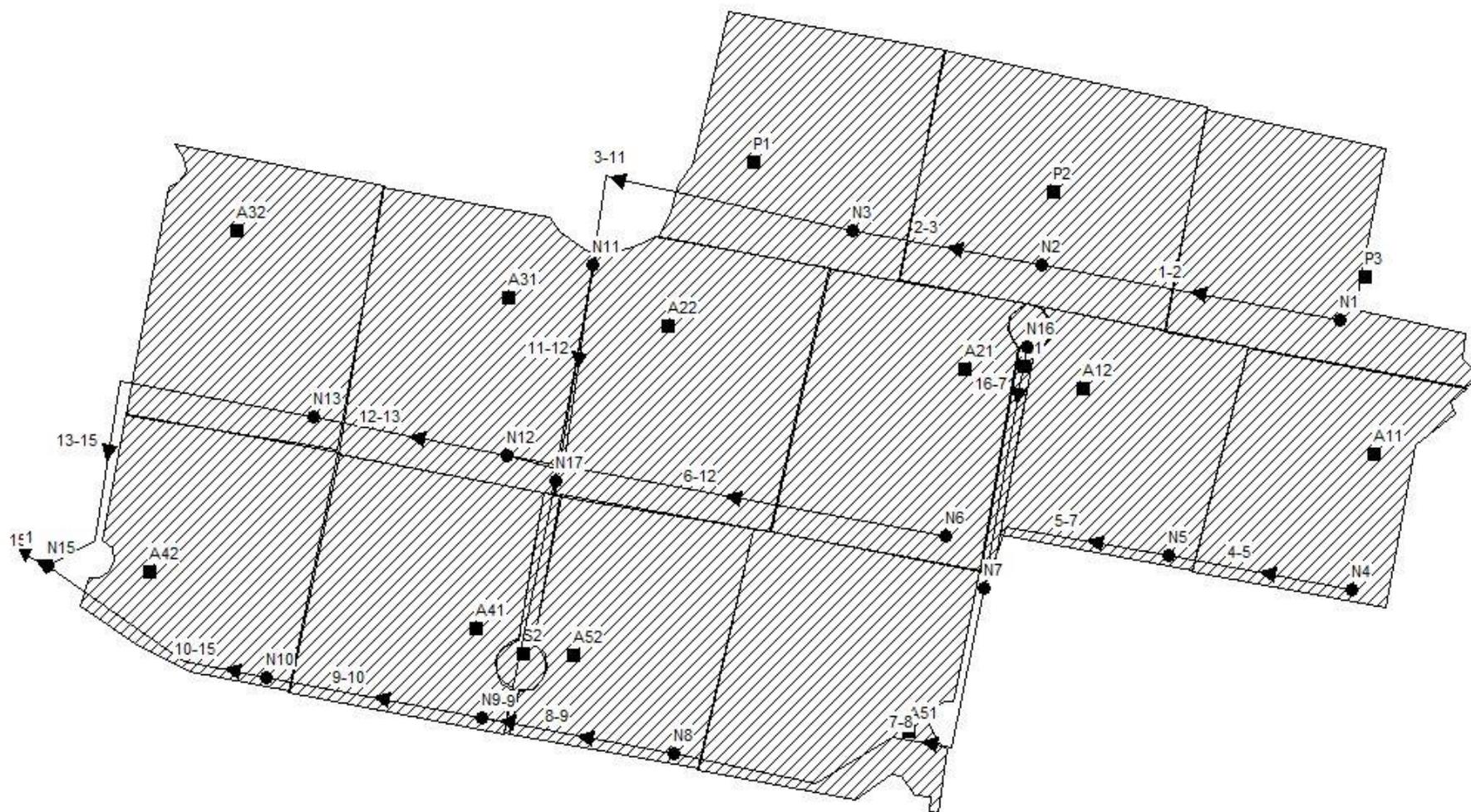


Figura 26 – Scenario1: solo collettori

La rete è stata sollecitata mediante l'utilizzo di uno ietogramma sintetico di precipitazione di tipo Chicago determinato a partire dalle curve di capacità pluviometriche con tempo di ritorno pari a 25 anni, un'intensità massima di precipitazione pari a 252.13 mm/h e una durata di 2.6 ore, illustrato in

Figura

27.

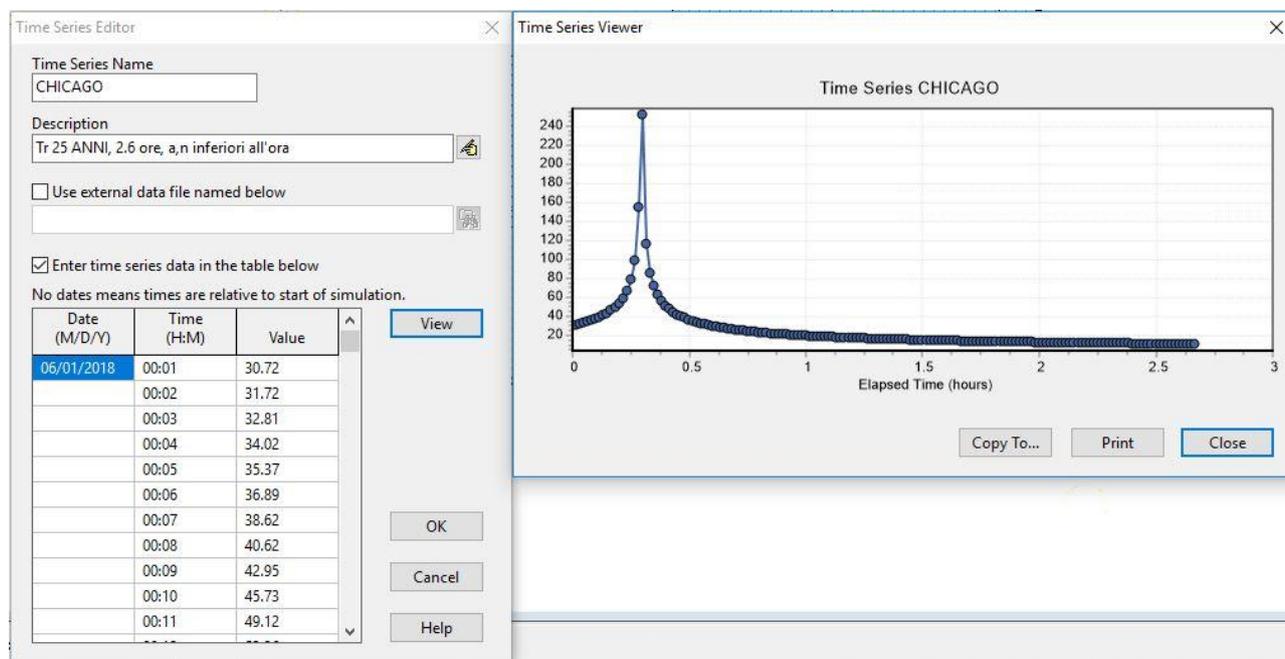


Figura 27 - Ietogramma Chicago su SWMM

Impostati tutti i parametri si è proceduto con la realizzazione della simulazione dal quale si evince che la portata massima sversata nel torrente Ravone (outfall 1) è pari a 2360 l/s (Figura 29), che su un'area di 12.19 ha equivale a 194 l/s\*ha.

The 'Summary Results' window shows the following data for 'Outfall Loading':

Outfall Node	Flow Freq. Pcnt.	Avg. Flow LPS	Max. Flow LPS	Total Volume 10 <sup>6</sup> ltr
1	34.05	105.99	2360.35	6.178

Figura 28 - Summary outfall 1

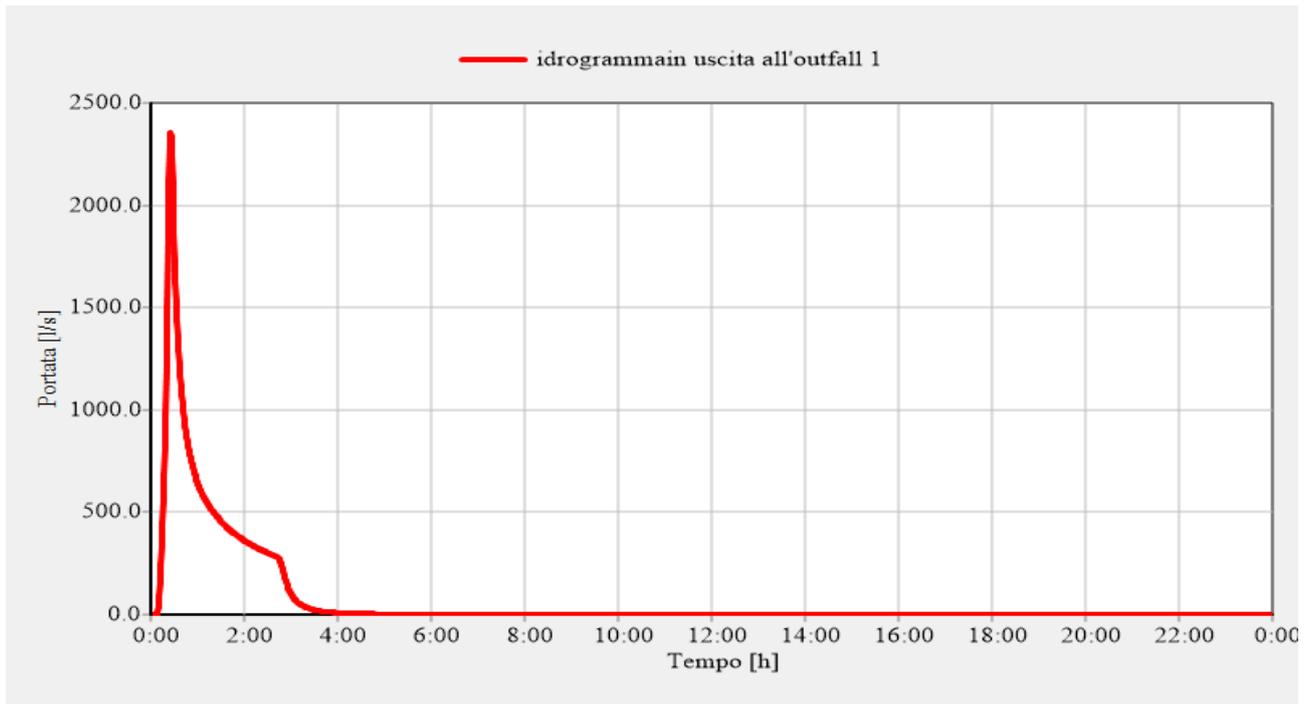


Figura 29 – Idrogramma in uscita all'outfall 1

Poiché tale valore è superiore al valore progettuale indicato di 15 l/s\*ha, il quale rispetta il principio di invarianza idraulica, e data la critica situazione dei corsi d'acqua, inadeguati a ricevere le portate meteoriche urbane è sorta l'idea di progettare e simulare l'inserimento di una vasca di laminazione a valle del comparto.

#### 5.4.2 Scenario 2: con invaso di laminazione

Il presente scenario prevede l'inserimento di un invaso di laminazione atto a contenere l'entità delle portate meteoriche scaricate entro valori compatibili con la capacità idraulica del ricettore e con lo scopo di ridurre le portate meteoriche circolanti nelle reti. Tale opera è dotata di una bocca d'uscita tarata in modo tale che la portata che vi fuoriesce non sia mai superiore a 15 l/s\*ha, cioè 180 l/s; le portate che eccedono tale limite vengono dunque sversate all'interno della vasca e smaltite gradualmente verso il ricettore.

In Figura 30 viene riportata lo scenario 2 rappresentato sul software SWMM.

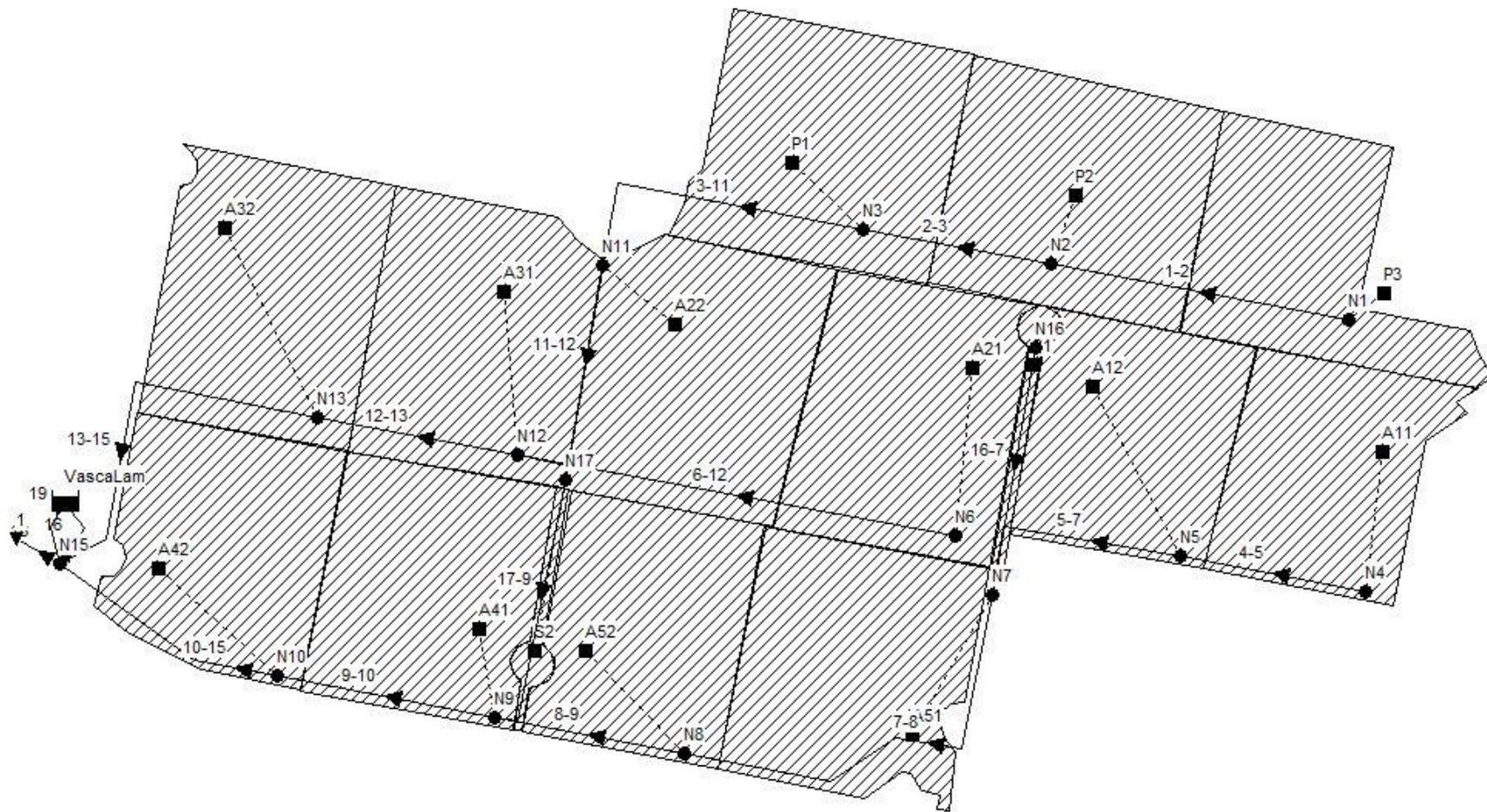


Figura 30 – Scenario 2: con invaso di laminazione

Si provvede a fare uno zoom sulla vasca di laminazione (Figura 31).

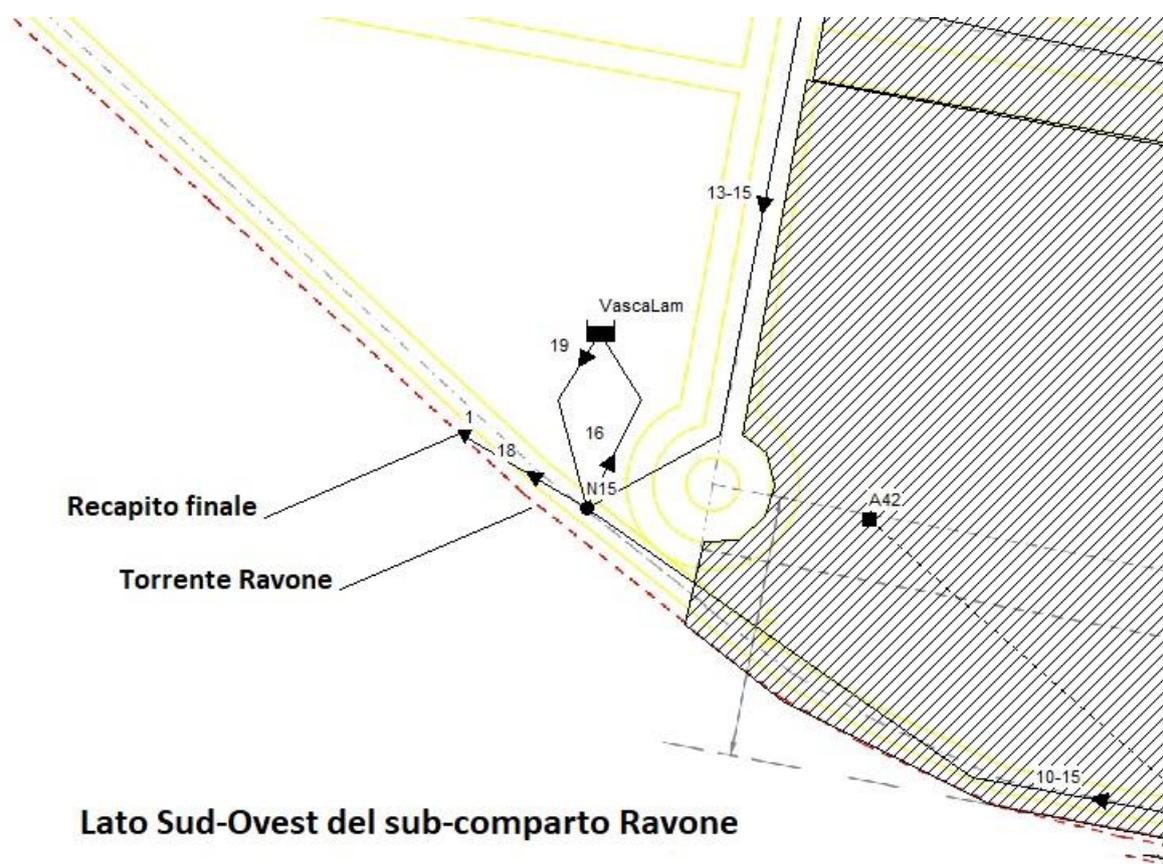


Figura 31 – Particolare sulla vasca di laminazione su SWMM

La portata in uscita è stata ridotta di ben 13 volte rispetto allo scenario 1, in cui tutti i volumi erano convogliati nel ricettore, e questo influisce chiaramente sul grado di riempimento dei condotti.

Dal punto di vista modellistico la vasca, precedentemente dimensionata con il metodo delle sole piogge, è stata inserita sul software mediante Project→Curves→Storage curves (Figura 32) ed è caratterizzata da un volume di  $5000 \text{ m}^3$  ( $2500 \text{ m}^2$  per 2 m di altezza);

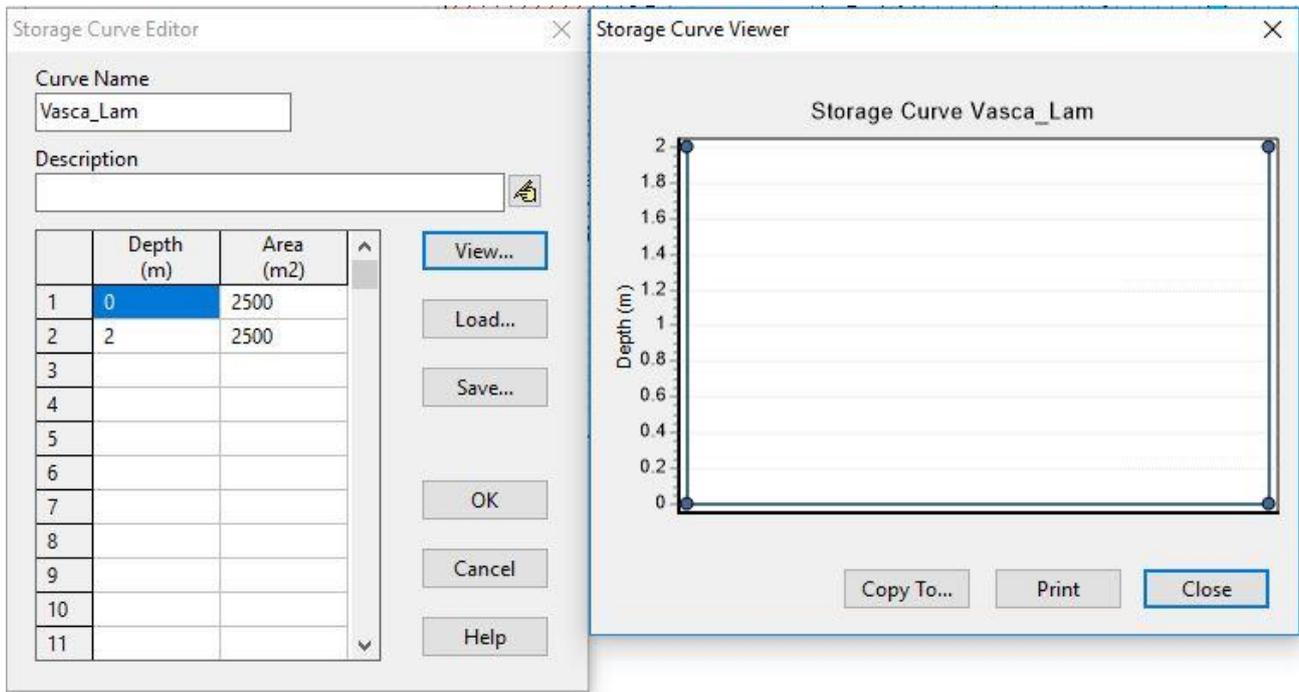


Figura 32- Inserimento vasca laminazione su SWMM

L'efficacia dell'invaso di laminazione è stata valutata mediante l'utilizzo di uno ietogramma sintetico di precipitazione di tipo rettangolare di durata pari al tempo critico (2.91 h) e di intensità pari a 23.14 mm/h.

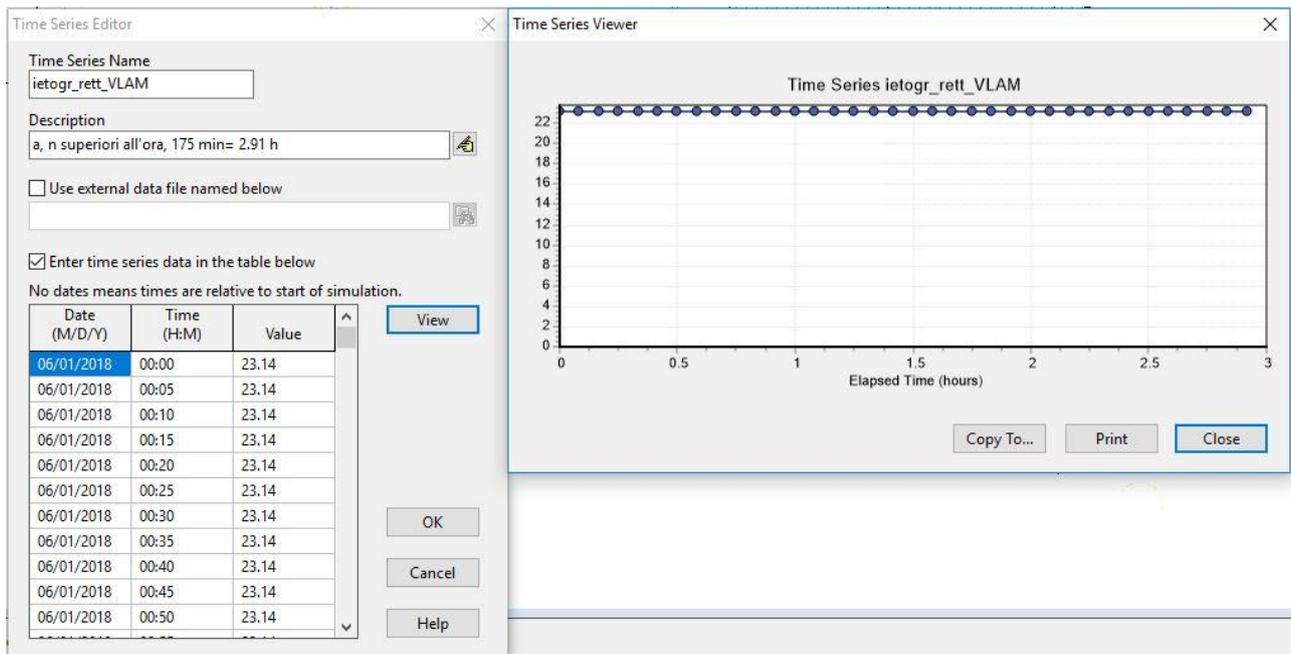


Figura 33 - Ietogramma rettangolare

I risultati della simulazione mostrano che la vasca di laminazione raggiunge un riempimento massimo pari all'85%.

<b>Scenario 2</b>		
<b>Vmedio transitante [m<sup>3</sup>]</b>	<b>maxV transitante [m<sup>3</sup>]</b>	<b>max % riempimento</b>
1270	4264	85

Tabella 9 – Volume medio transitante in vasca, massimo volume in vasca, massimo riempimento% della vasca

#### 5.4.3 Scenario3: con collettori ottimizzati e invaso di laminazione

Lo scenario 3 nasce dall'idea di ottimizzare la rete lavorando sul grado di riempimento dei condotti. Si procede così alla modifica dei diametri di quest'ultimi e si denota una miglioria nell'efficienza del sistema in termini di grado di riempimento dei collettori poiché per 11 collettori su 18 è stato possibile utilizzare dei diametri inferiori.

Tali risultati vengono proposti in Tabella 10.

<b>ID Condotte</b>	<b>ϕ interno Condotte Scenario 2 [mm]</b>	<b>ϕ interno Condotte Scenario 3 [mm]</b>
1-2	800	<b>605</b>
2-3	1000	<b>800</b>
3-11	1200	<b>1000</b>
4-5	605	<b>480</b>
5-7	800	<b>605</b>
7-8	800	<b>605</b>
8-9	1000	<b>800</b>
9-10	1000	<b>800</b>
10-15	1000	<b>800</b>
11-12	1200	<b>1000</b>
12-13	1200	1200
13-15	1500	1500
6-12	1000	<b>605</b>
16-7	303	385
17-9	303	303
16	1800	1800

18	303	303
19	1800	1800

Tabella 10 – Identificativo condotte (ID), diametro interno condotte nello scenario 2, diametro interno condotte nello scenario 3

In grassetto sono stati evidenziati i diametri ottimizzati rispetto allo Scenario 2

Per una corretta progettazione, si cerca di mantenere il grado di riempimento massimo delle condotte, ove possibile, tra il 60 e il 75 %. Avendo ottimizzato la rete si nota una maggiore efficienza della stessa poiché queste mantengono un grado di riempimento sempre superiore al 60% e un vantaggio a livello economico in quanto per 5 collettori su 11 che sono stati ridotti di diametro è stato possibile usare come materiale il PVC, il quale risulta molto più semplice da trasportare in cantiere e da maneggiare nel caso in cui sorgano problemi di natura tecnica sulle condotte. È possibile notare come varia il grado di riempimento nelle condotte, confortando lo Scenario 2 con lo Scenario 3.

ID Condotte	Max. riempimento Scenario 2 [%]	Max. riempimento Scenario 3 [%]
1-2	0.43	0.68
2-3	0.49	0.75
3-11	0.54	0.81
4-5	0.51	0.77
5-7	0.56	0.87
7-8	0.57	0.86
8-9	0.53	0.80
9-10	0.51	0.74
10-15	0.47	0.64
11-12	0.58	0.71
12-13	0.60	0.61
13-15	0.82	0.83
6-12	0.42	0.62
16-7	0.92	1.00
17-9	0.58	0.51
16	0.89	0.90
18	1.00	1.00
19	0.89	0.90

Tabella 11 - Identificativo condotte (ID), grado di riempimento % massimo della condotta nello Scenario 2, grado di riempimento % massimo della condotta nello Scenario 3.

Con l'utilizzo di nuovi diametri si nota che a parità di ietogramma rettangolare la vasca si riempie massimo fino all'86 % (Tabella 12).

Scenario 3		
Vmedio transitante [m <sup>3</sup> ]	maxV transitante [m <sup>3</sup> ]	max % riempimento
590	4305	86

Tabella 12 – Volume medio transitante in vasca, massimo volume in vasca, massimo riempimento della vasca

In Figura 34 viene riportato il grafico dei volumi entranti in vasca di laminazione nello scenario 2 e nello scenario 3.

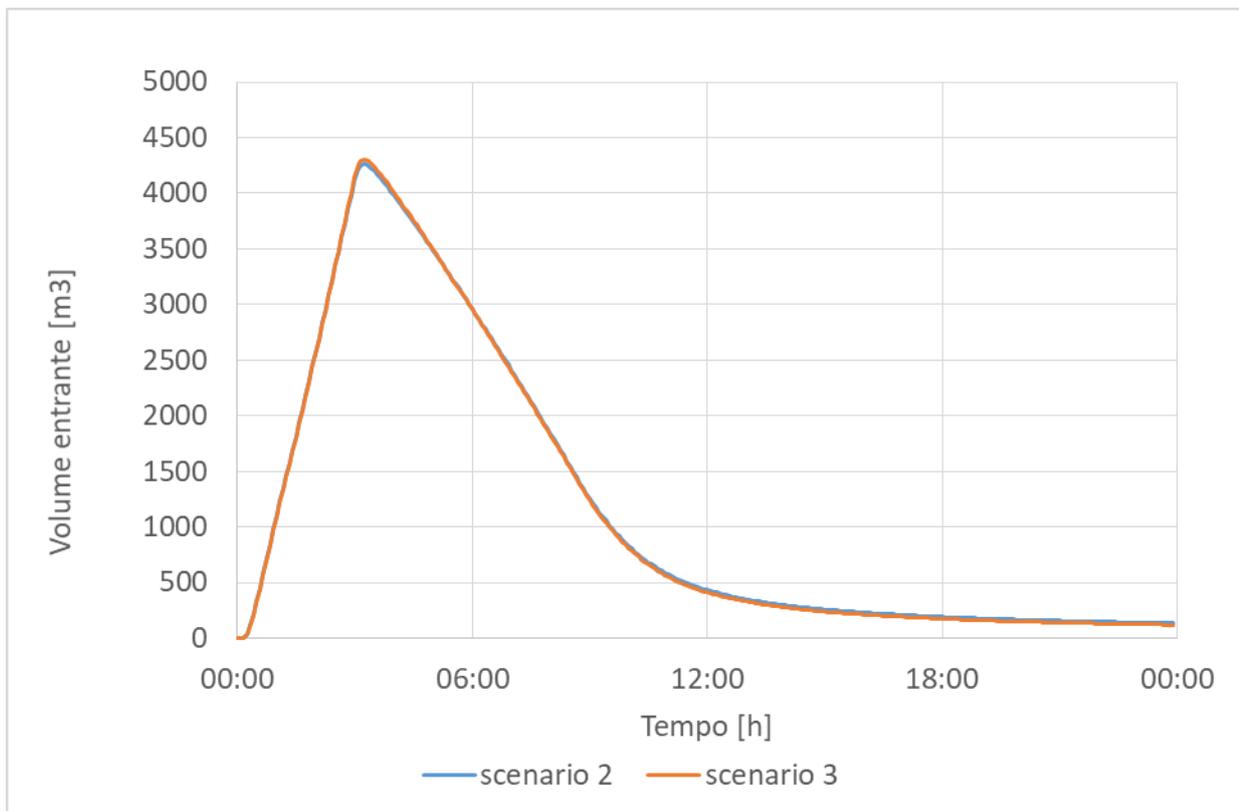


Figura 34 – Volumi in ingresso in vasca negli scenari 2 e 3

#### 5.4.4 Scenario 4: con collettori ottimizzati, invaso di laminazione e trincee drenanti

Il presente scenario prevede l'ulteriore ottimizzazione dei condotti rispetto allo scenario 3, l'inserimento di una vasca di laminazione con il medesimo volume e l'inserimento di trincee drenanti nei sottobacini con l'obiettivo di laminare ulteriormente la portata che defluisce su di essi. Tali tecniche di laminazione sostenibile permettono di immagazzinare temporaneamente le acque meteoriche e di far infiltrare nel terreno una quota parte di queste.

Si procede così alla modifica dei diametri e si denota che per 6 collettori su 18 è stato possibile utilizzare dei collettori con diametri inferiori, ed in particolare per ben 4 condotti su 6 è stato possibile utilizzare il PVC come materiale.

Tali risultati vengono proposti in Tabella 13.

ID Condotte	$\phi$ interno Condotte Scenario 3 [mm]	$\phi$ interno Condotte Scenario 4 [mm]
1-2	605	605
2-3	800	800
3-11	1000	1000
4-5	480	<b>385</b>
5-7	605	<b>480</b>
7-8	605	605
8-9	800	800
9-10	800	800
10-15	800	800
11-12	1000	1000
12-13	1200	<b>1000</b>
13-15	1500	<b>1200</b>
6-12	605	<b>385</b>
16-7	385	<b>303</b>
17-9	303	303
16	1800	1800
18	303	303
19	1800	1800

Tabella 13– Identificativo condotte (ID), diametro interno condotte nello scenario 3, diametro interno condotte nello scenario 4

In grassetto sono stati evidenziati i diametri ottimizzati rispetto allo Scenario 3.

Avendo ottimizzato la rete si nota una maggiore efficienza della stessa poiché le condotte mantengono un grado di riempimento compreso 60% tra il 75 %, ove possibile. È possibile notare come varia il grado di riempimento nelle condotte, confortando lo Scenario 3 con lo Scenario 4.

ID Condotte	Max. riempimento Scenario 3 [%]	Max. riempimento Scenario 4 [%]
1-2	0.68	0.68
2-3	0.75	0.73
3-11	0.81	0.75
4-5	0.77	0.65
5-7	0.87	0.67
7-8	0.86	0.64
8-9	0.80	0.67
9-10	0.74	0.66
10-15	0.64	0.59
11-12	0.71	0.65
12-13	0.61	0.73
13-15	0.83	0.66
6-12	0.62	0.62
16-7	1.00	0.41
17-9	0.51	0.42
16	0.90	0.69
18	1.00	1.00
19	0.90	0.69

Tabella 14 - Identificativo condotte (ID), grado di riempimento % massimo della condotta nello Scenario 3, grado di riempimento % massimo della condotta nello Scenario 4.

Come precedentemente descritto nel paragrafo 5.3.1, si è dimostrato che mediante l'inserimento di una trincea a sezione quadrata (1.5x1.5 m) che si sviluppa linearmente per 8000 m lineari, è possibile smaltire tutta la portata che defluisce sul sistema. Nel presente elaborato è stato deciso di smaltirne solo una quota parte della portata transitante, in particolare il 30%.

In Tabella 15 viene mostrato lo sviluppo della trincea in funzione della portata di progetto:

Q ingresso in trincea [%]	Volume vasca [m <sup>3</sup> ]	Sviluppo trincea [m]
0	5000	0
30	3400	2600
50	1500	4000

70	300	6000
100	0	8000

Tabella 15 – Portata in ingresso in trincea, volume vasca di laminazione, sviluppo trincea

Graficando tali valori si è evinto che persiste una relazione polinomiale del terzo ordine che lega il volume della vasca allo sviluppo della trincea.

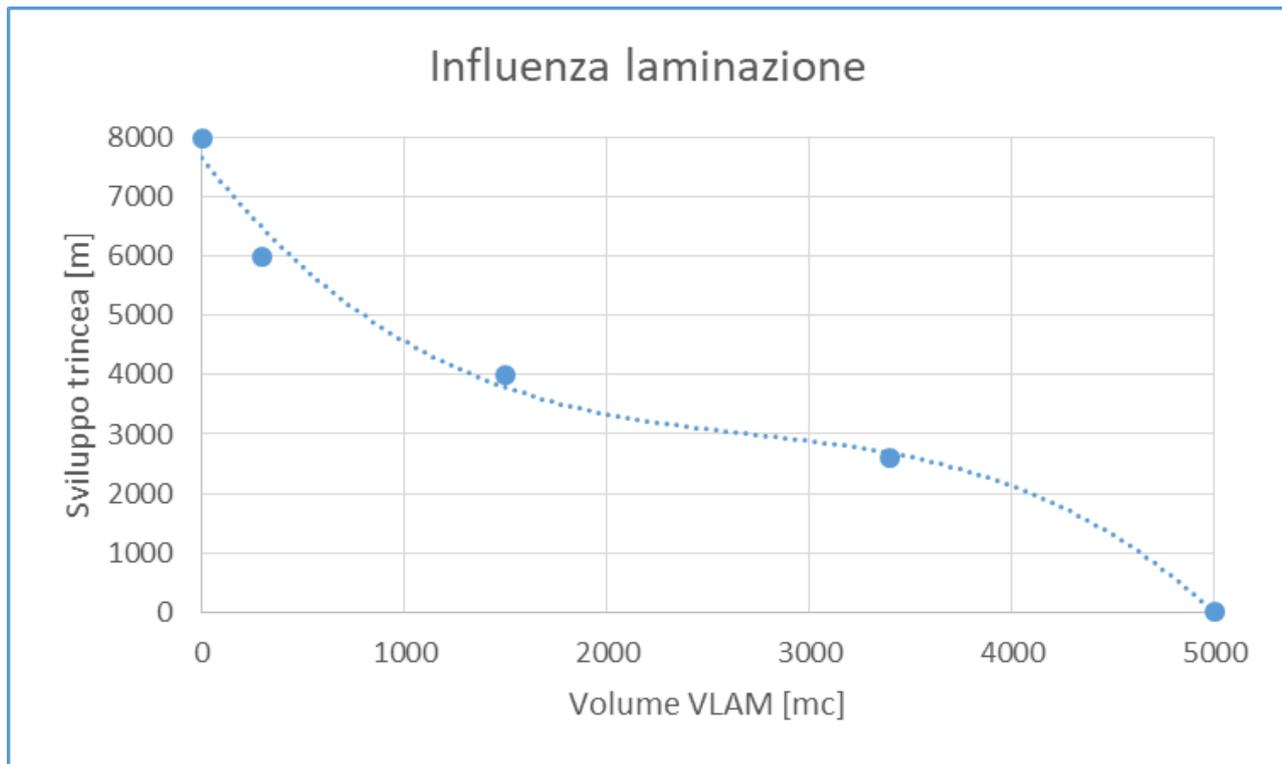


Figura 35 - Influenza della trincea sulla vasca di laminazione

Sul software le BMP vengono inserite su Project→Hydrology→LID CONTROLS→LID control editor; viene scelto nella sezione LID type la tipologia di BMP da creare, in questo caso viene settata la ‘Infiltration Trenches’ la quale è composta da 3 sezioni (Figura 36): Surface, Storage e Drain dove all’interno sono presenti i relativi parametri rappresentativi.

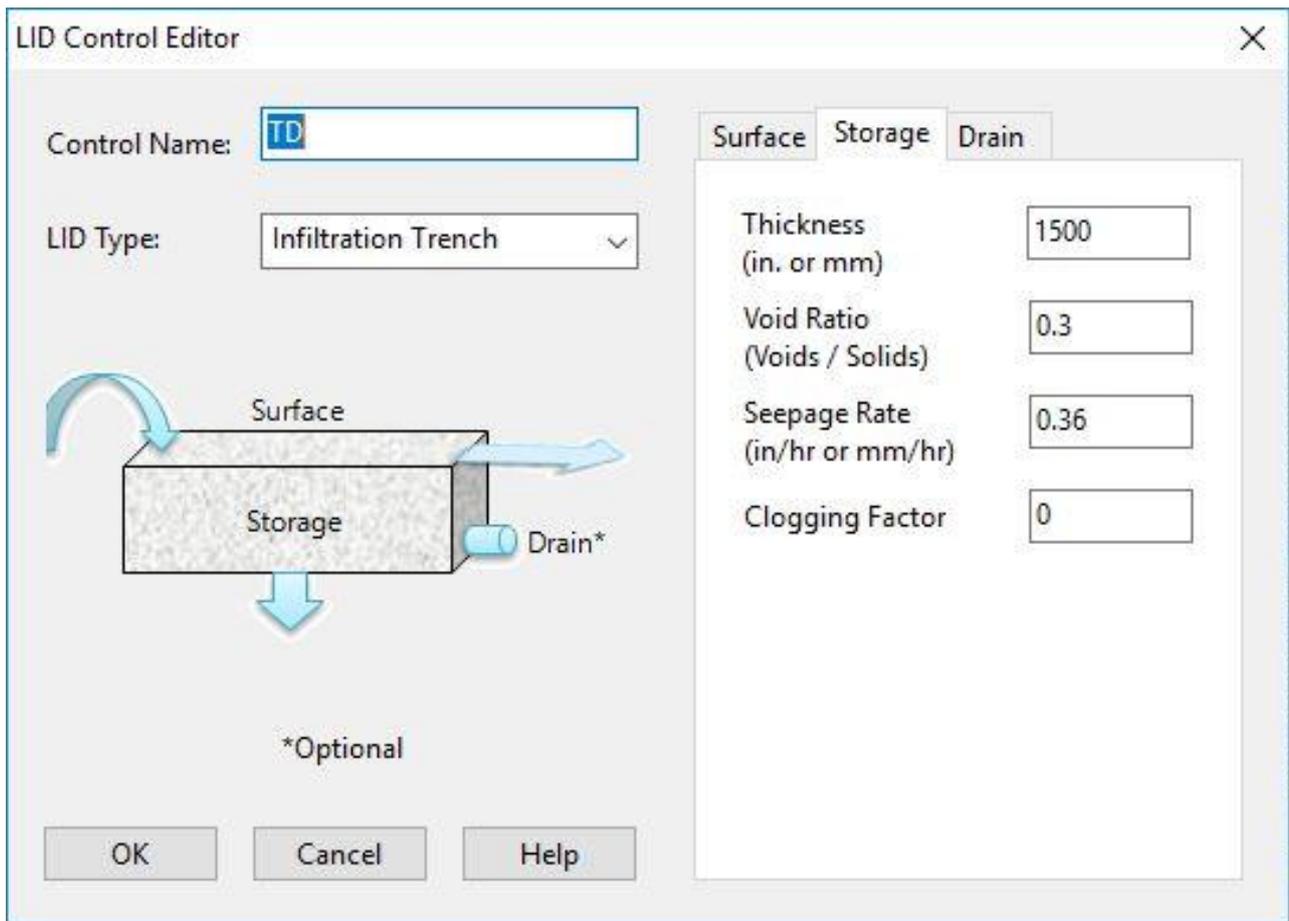


Figura 36 - LID Control Editor

- Nella sezione Surface l'unico parametro diverso da 0 è il “*coefficiente di Manning*”, preso pari a 0.24 [9] poiché le acque scorrono su un terreno in cui la quantità di vegetazione è media.
- Nella sezione Storage il parametro “*Thickness*” rappresenta l'altezza della trincea, in questo caso pari a 1500 mm, il “*Void Ratio*” che rappresenta la porosità e vale 0.3, il “*Seepage Rate*” che altro non è che la conduttività idraulica, presa pari a 0.36 mm/ora poiché il terreno al di sotto dello storage è un limo [17], infine il “*Clogging factor*” indica l'intasamento, ed è pari a 0 poiché le trincee sono soggette a manutenzione.
- Nella sezione Drain i parametri sono nulli poiché la trincea drenante non prevede l'utilizzo di un condotto forato posto alla base come accade ad esempio in una tipologia di trincea chiamata ‘french drain’.

Le trincee drenanti vengono applicate nelle zone nevralgiche del comparto, in particolare nella zona centrale rappresentata dai sottobacini A11, A12, A21, A22, A31 e A32.

Come precedentemente descritto nel paragrafo 5.3.1, si è ipotizzato di inserire nel sistema delle trincee capaci di abbattere del 30% la portata al colmo dell'intero bacino. Tale risultato è possibile mediante l'inserimento di una trincea a sezione quadrata (1.5x1.5 m) che si sviluppa linearmente per 2600 m lineari, corrispondente ad una superficie di 3900 m<sup>2</sup>. La trincea così ottenuta è stata suddivisa in 10 unità da 390 m<sup>2</sup> che sono state inserite in 6 sottobacini, come evidenziato in Tabella 16:

<b>Subcachment</b>	<b>Numero di trincee</b>
A11	1
A12	1
A21	2
A22	2
A31	2
A32	2

Tabella 16 - Disposizione trincee su SWMM

In Figura 37 vengono campite in rosso i sottobacini aventi le trincee drenanti.

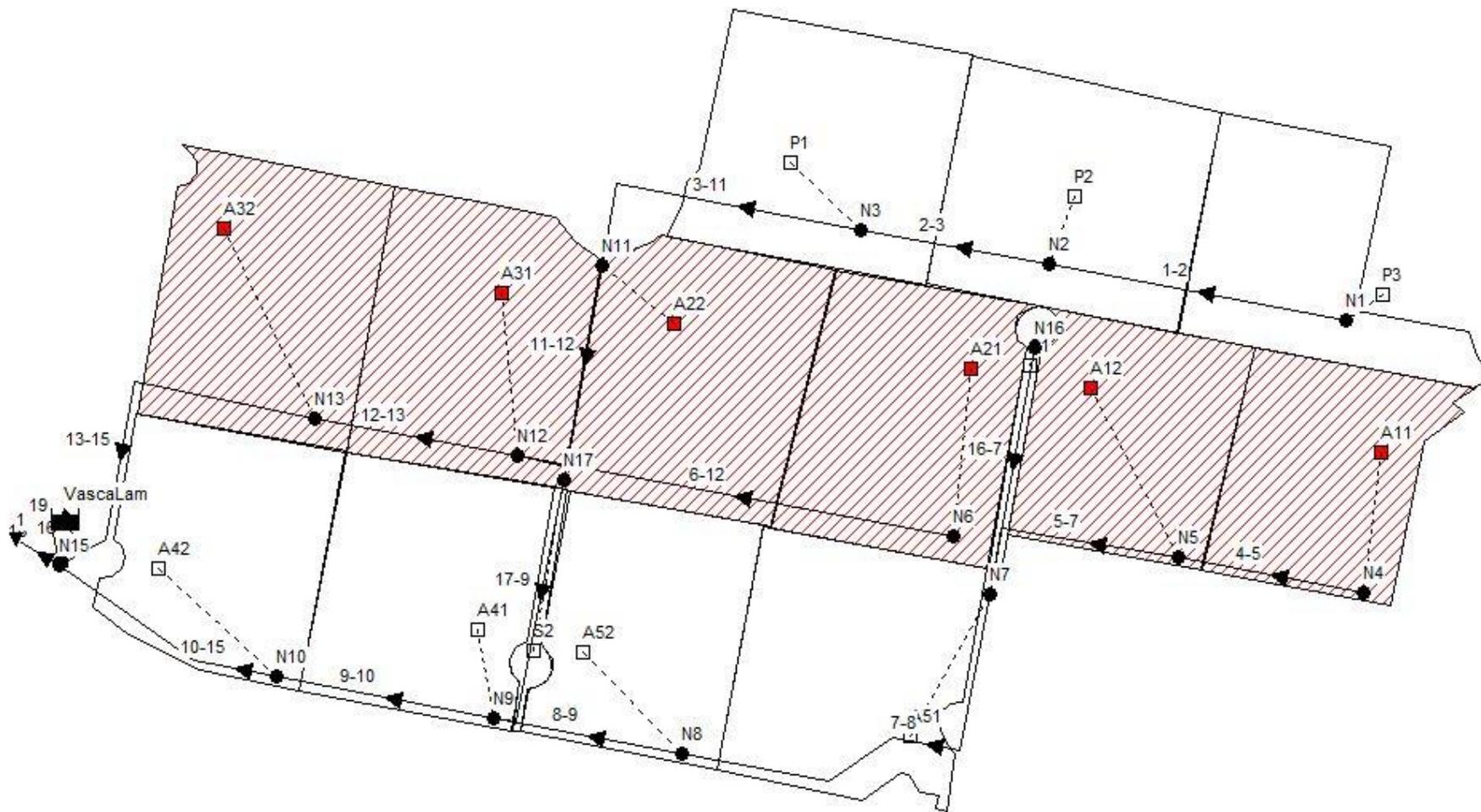


Figura 37 – Scenario 4 in cui vengono evidenziati i sottobacini aventi le trincee

Nel software le trincee vengono modellate direttamente sul sottobacino interessato e nella sezione LID CONTROLS viene stabilita:

- l'area che la trincea occupa espressa in  $m^2$ ;
- il numero di trincee all'interno del sottobacino;
- la larghezza della trincea espressa in m;
- la percentuale di saturazione iniziale di questa;
- la percentuale di area impermeabile del sottobacino su cui questa viene inserita.

Il comportamento delle trincee drenanti è visibile nella sezione Report →Summary→LID performance.

A titolo di esempio viene riportato il LID CONTROLS del subcatchment A32.

Parameter	Value
LID Control Name	TD
<input type="checkbox"/> LID Occupies Full Subcatchment	<input type="checkbox"/>
Area of Each Unit (sq ft or sq m)	390
Number of Units	2
% of Subcatchment Occupied	7.027
Surface Width per Unit (ft or m)	1.5
% Initially Saturated	0
% of Impervious Area Treated	70
Send Drain Flow To: (Leave blank to use outlet of current subcatchment)	
<input type="checkbox"/> Return all Outflow to Pervious Area	<input type="checkbox"/>

Figura 38 - LID CONTROLS

Con l'utilizzo di nuovi diametri e l'installazione delle trincee, si nota che a parità di ietogramma rettangolare la vasca si riempie massimo fino al 69 % (Tabella 12). Questo dato mostra

l'effetto di laminazione che le trincee drenanti compiono sul sistema dato che, rispetto allo scenario 3, il massimo riempimento della vasca cala del 14 %.

Scenario 4		
Vmedio transitante [m <sup>3</sup> ]	maxV transitante [m <sup>3</sup> ]	max % riempimento
395	3435	69

Tabella 17 - Volume medio transitante in vasca, massimo volume in vasca, massimo riempimento della vasca

In Figura 39 viene riportato il grafico dei volumi entranti in vasca di laminazione nello scenario 3 e nello scenario 4.

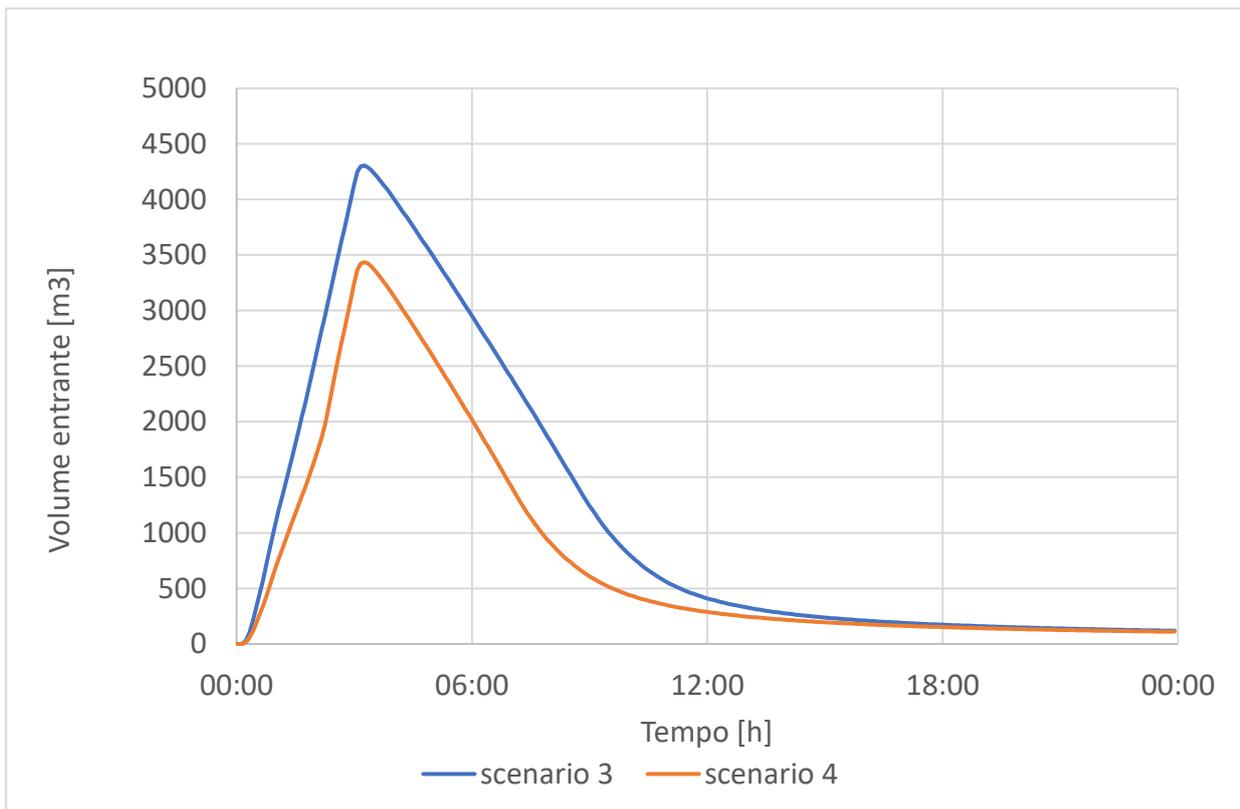


Figura 39 - Volumi in ingresso in vasca negli scenari 3 e 4

#### 5.4.5 Scenario 5: con invaso di laminazione ottimizzato e trincee drenanti

Il presente scenario prevede il medesimo schema costruttivo dello scenario 4 per quanto riguarda le condotte e le trincee e l'ottimizzazione del volume dell'invaso. È stato possibile ottimizzare il volume della vasca fissando l'altezza di questa pari a 2 m, e variandone l'area: si è passati da  $2500 m^2$  a  $1700 m^2$ , per ottenere un volume complessivo pari a  $3400 m^3$ .

A parità di ietogrammi rettangolare, è stato possibile notare che l'invaso raggiunge un grado di riempimento massimo pari al 93%.

Scenario 5		
Vmedio transitante [m <sup>3</sup> ]	maxV transitante [m <sup>3</sup> ]	max % riempimento
337	3164	93

Tabella 18 - Volume medio transitante in vasca, massimo volume in vasca, massimo riempimento della vasca

Come ulteriore verifica dell'efficienza dell'invaso ottimizzato, si è deciso di variare il tempo di pioggia che massimizza i volumi in vasca, dunque lo ietogramma rettangolare. Si è usato uno ietogramma rettangolare con pioggia meno intensa ma più lunga a livello temporale e successivamente più corta ma più intensa.

$t_p$ [h]	i [mm/h]
3.5	20.25
2.5	25.85
2	30.39

Tabella 19 – Tempo di pioggia che massimizza il volume della vasca, intensità di pioggia

I risultati ottenuti vengono riportati in Tabella 20:

<b>Scenario 5</b>			
<b>Ietrogramma</b>	<b>Vmedio transitante [m<sup>3</sup>]</b>	<b>max V transitante [m<sup>3</sup>]</b>	<b>Max % riempimento</b>
$t_v = 3.5 h$	347	3134	92
$t_v = 2.5 h$	326	3145	92
$t_v = 2 h$	314	3082	91

Tabella 20 – Tipologia di ietogramma utilizzato, volume medio transitante in vasca di laminazione, % di riempimento della vasca di laminazione, massimo volume transitante in vasca di laminazione e massimo riempimento della vasca.

I risultati visibili in Tabella 18 e in Tabella 20 mostrano che grazie all'effetto di laminazione che le trincee drenanti compiono sul sistema è stato possibile ottimizzare il volume della vasca.

## 5.5 Analisi dei risultati

Nel presente paragrafo viene effettuata l'analisi dei risultati dei 5 scenari simulati mediante il software SWMM. Il primo scenario progettuale prevede, una volta dimensionata la rete mediante il *metodo cinematico*, che tutte le portate meteoriche vengano sversate nel ricettore finale rappresentato dal torrente Ravone. Nel secondo scenario è previsto l'inserimento a valle del comparto di un invaso di laminazione interrato per permettere alle portate meteoriche transittanti di non sovraccaricare eccessivamente il recapito finale. L'utilizzo di tale invaso è legato all'effetto di laminazione del colmo di piena che si vuole ottenere, infatti confrontando l'idrogramma relativo all'outfall dello scenario 1 con l'idrogramma dello scenario 2 si nota che il picco di portata è stato ridotto di ben 13 volte passando dai 2360 l/s dello scenario 1 ai 180 l/s dello scenario 2.

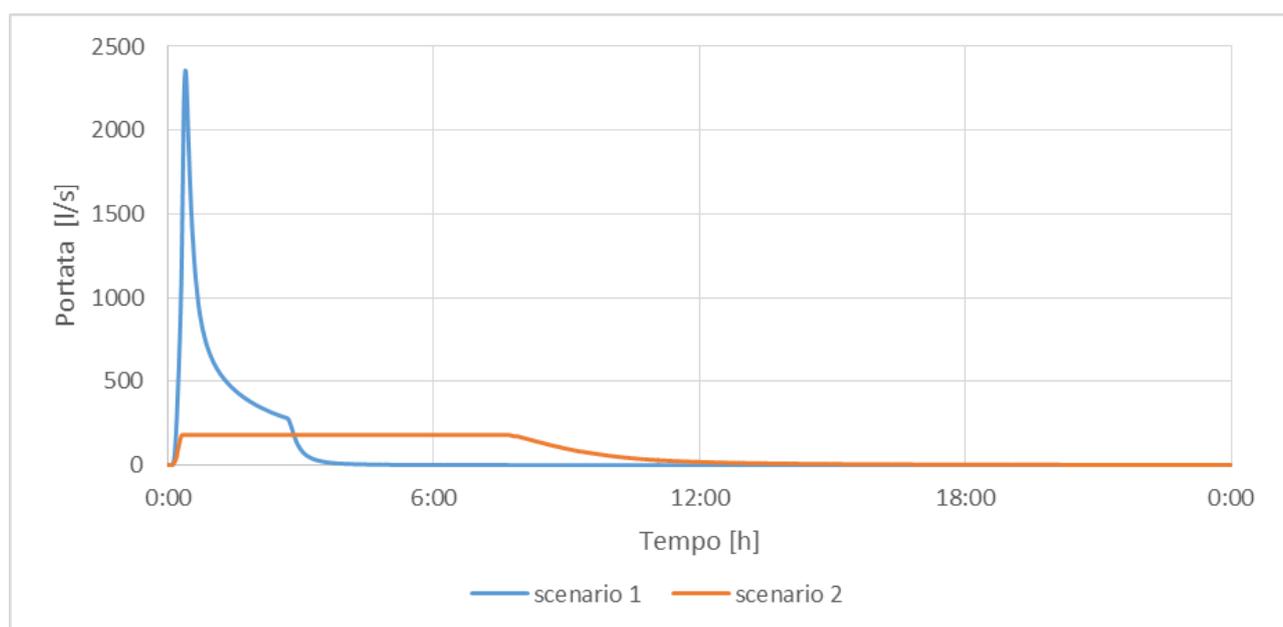


Figura 40 – Idrogramma dell'outfall nello scenario 1 e nello scenario 2

Lo scenario 3 rappresenta un modello ottimizzato dello scenario 2, in quanto per 11 collettori su 18 è stato possibile utilizzare dei diametri inferiori. Importante specificare che per 6 condotti su 11 è stato utilizzato come materiale il PVC, il quale risulta molto più semplice da trasportare in cantiere e da maneggiare nel caso in cui sorgano problemi di natura tecnica sulle condotte

Mantenendo un grado di riempimento dei condotti compreso tra il 60 e il 75%, ove possibile, si permette alla rete di lavorare con una maggiore efficienza.

Lo scenario 4 prevede un'ulteriore ottimizzazione dei diametri dei condotti rispetto allo scenario 3, in quanto per 6 collettori (di cui 4 in PVC) su 18 è stato possibile utilizzare dei diametri inferiori, l'utilizzo della medesima vasca degli scenari 2 e 3 e l'introduzione di tecniche di laminazione sostenibili, rappresentate dalle trincee drenanti. Il beneficio dell'utilizzo delle trincee è così visibile nel seguente grafico in cui vengono mostrati gli idrogrammi in corrispondenza del ramo terminale della rete negli scenari 3 e 4. In tale grafico è possibile osservare come, nello scenario 4, la presenza delle trincee drenanti determina l'abbattimento del picco di piena e una riduzione dei volumi sversati nel torrente Ravone. Le trincee costituiscono un sito adeguato per l'immagazzinamento temporaneo delle acque di pioggia e ciò si denota nel grafico dalla differenza tra i volumi dei due scenari visibile fino alle ore 1:19. Ciò vuol dire che fino a saturazione, la trincea permette alle portate meteoriche di immagazzinarsi e ad una quota parte di queste infiltrarsi dal fondo nel sottosuolo così da smaltire una percentuale delle portate che defluiscono sul sistema.

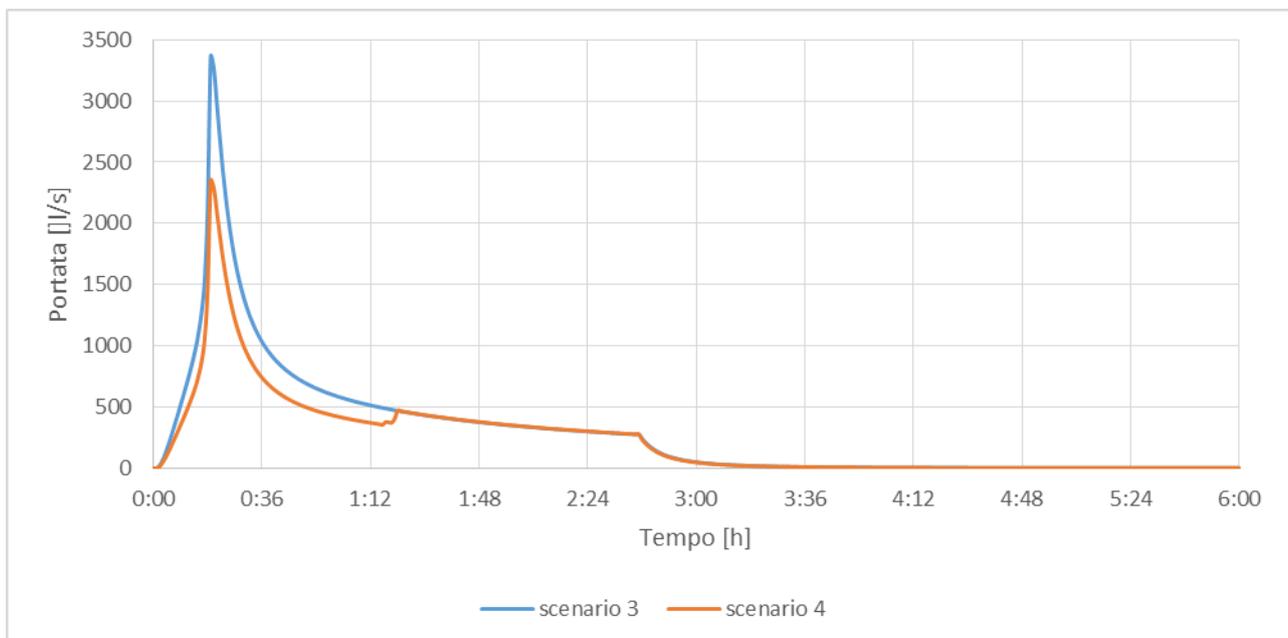


Figura 41 – Idrogramma di sistema nello scenario 3 e 4

Inoltre è importante sottolineare che passando dallo scenario 3 allo scenario 4, la vasca di laminazione risulta avere un grado di riempimento massimo minore del 14% proprio grazie all'inserimento di ulteriori tecniche di laminazione.

Infine nello scenario 5 è stato possibile ottimizzare il volume della vasca grazie all'effetto di laminazione che le trincee drenanti compiono sul sistema; dato che nello scenario 4 il massimo grado di riempimento della vasca risultava pari al 69% grazie proprio all'inserimento di 2600 m lineari di trincea, è stato possibile diminuire il volume dell'invaso di  $1600\text{ m}^3$ , passando da una vasca con volume di  $5000\text{ m}^3$  ad una di  $3400\text{ m}^3$ .

In seguito viene rappresentata una tabella riassuntiva dove vengono indicate tutte le operazioni progettuali previste nei 5 scenari precedentemente descritti.

<b>Nome scenario</b>	<b>Collettori ottimizzati</b>	<b>Invaso di laminazione</b>	<b>Trincee drenanti</b>
<b>Scenario 1</b>	no	no	no
<b>Scenario 2</b>	no	$5000\text{ m}^3$	no
<b>Scenario 3</b>	si	$5000\text{ m}^3$	no
<b>Scenario 4</b>	si	$5000\text{ m}^3$	si
<b>Scenario 5</b>	no	$3400\text{ m}^3$	si

Tabella 21 – Nome dello scenario progettuale, collettori ottimizzati, invaso di laminazione, trincee drenanti

Nel software SWMM le trincee sono rappresentate da una combinazione di livelli verticali le cui proprietà sono definite su una base per unità di area; questo permette di essere collocati all'interno di diversi sottobacini in un'area di studio. Durante una simulazione si tiene traccia della quantità di acqua che circola all'interno di ogni strato.

Le prestazioni dei LID presenti nel sottobacino si riflettono nella capacità che ha un LID di trattenere acqua, ovvero la ritenzione, e nel tasso di infiltrazione complessivo calcolato per il sottobacino interessato. Nella sezione LID performance si ha il bilancio idrico per ciascun LID control ed i componenti di tale bilancio includono:

- afflusso totale;
- infiltrazione;
- evaporazione;
- deflusso superficiale;
- flusso di drenaggio;
- volumi iniziali e finali memorizzati.

In particolare si nota che l'afflusso totale è:

$$total\ inflow = infiltration\ loss + surface\ outflow + final\ storage$$

L'effetto dell'introduzione di tali tecniche progettuali si denota sulle portate transitanti sui bacini in cui sono installate: queste immagazzinando acqua nello storage permettono di abbassare il picco dell'onda di piena transitante, garantendo così la laminazione delle piogge e quindi l'invarianza idraulica del sistema. Tali tecniche a basso impatto ambientale sono strettamente dipendenti dal grado di saturazione dello storage.

A titolo di esempio viene simulato il comportamento della trincea drenante posta nel sottobacino A11 utilizzando come ietogramma di progetto il rettangolare prima (Figura 42) e il Chicago dopo (Figura 43), al variare del grado di saturazione

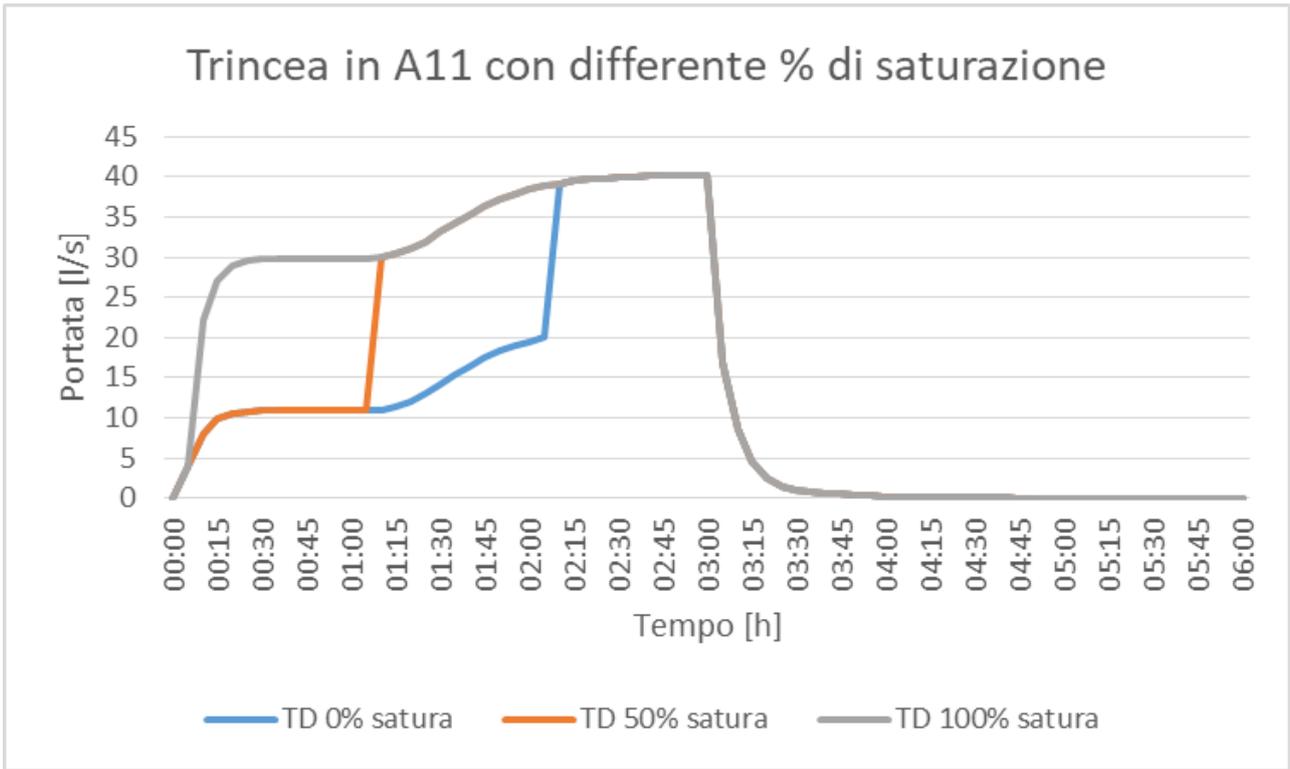


Figura 42 - Comportamento trincea con ietogramma rettangolare

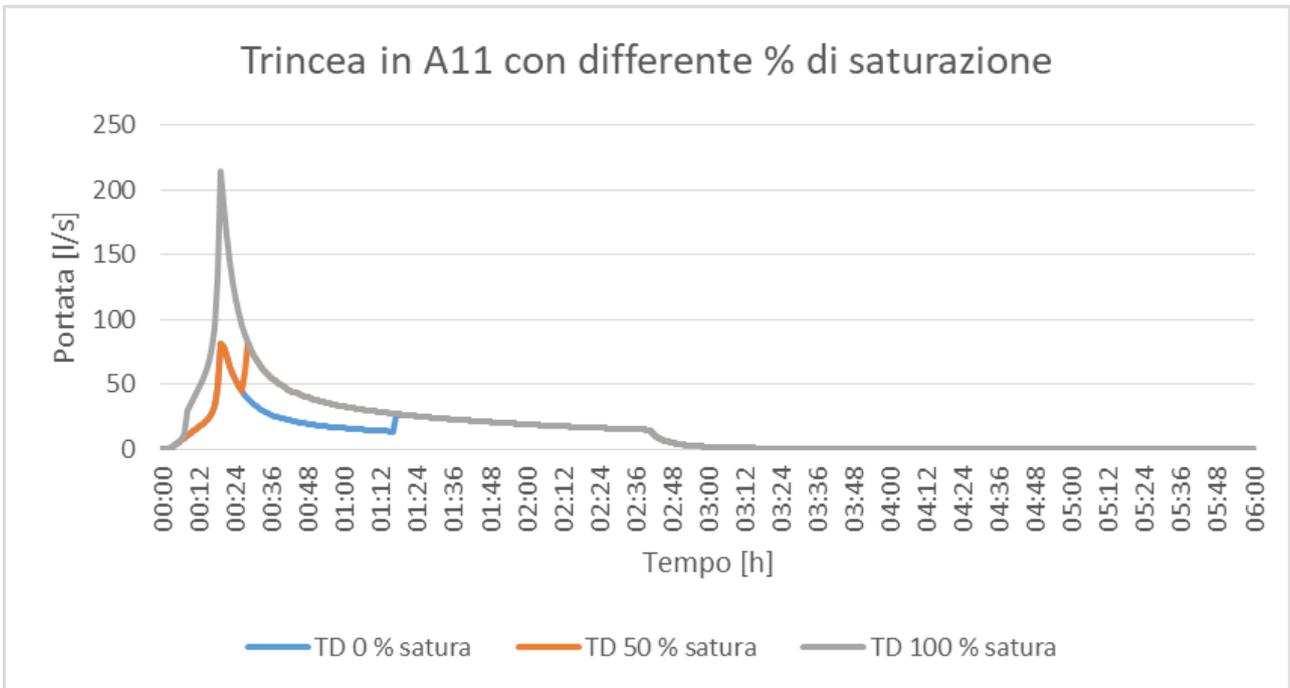


Figura 43 - Comportamento trincea con ietogramma Chicago

Essendo un modello molto sensibile alla saturazione, dai grafici è possibile notare come l'introduzione della trincea abbassa del 37% il picco dell'onda di piena grazie a ciò che viene immagazzinata nello storage fino a che non giunge a saturazione. Si nota inoltre una differenza tra i volumi nei tre casi analizzati. Ciò vuol dire che fino a saturazione, la trincea permette alla portate meteoriche di immagazzinarsi e ad una quota parte di queste infiltrarsi dal fondo nel sottosuolo. Nel caso in cui la trincea sia satura completamente, il sistema non ne trae alcun beneficio, non si ottiene una laminazione diffusa sul sottobacino in cui è installata, infatti si nota che il picco dell'onda si innalza e va a gravare sul sistema. Molto importante dunque la manutenzione di tali opere per renderle effettivamente efficienti.

## 6 Analisi economica

A valle della progettazione e della verifica dei differenti scenari progettuali mediante l'ausilio del modello numerico si è proceduto con l'analisi economica dei seguenti 5 scenari trattati:

- Scenario 1: solo collettori;
- Scenario 2: con invaso interrato costituito da celle modulari del volume di  $5000 m^3$ ;
- Scenario 3: con collettori ottimizzati e invaso interrato costituito da celle modulari del volume di  $5000 m^3$ ;
- Scenario 4: con collettori ottimizzati e invaso interrato costituito da celle modulari del volume di  $5000 m^3$  e trincee drenanti;
- Scenario 5: con invaso interrato costituito da celle modulari del volume di  $34000 m^3$  e trincee drenanti.

L'analisi economica parte dal costo delle condotte; vengono utilizzati due tipologie di materiali: PVC e CLS. Per quanto riguarda il primo materiale, viene fornito un costo totale per metro lineare che comprende scavo, reinterro e posa in opera, mentre per quanto riguarda il costo delle condotte in CLS si fa presente che per giungere al costo finale si è partito dal costo per metro lineare di queste riportato nell'elenco regionale dei prezzi delle opere pubbliche di difesa del suolo della regione Emilia-Romagna a cui si somma:

- il costo dello scavo a sezione trapezoidale per la posa delle condotte pari a  $5.46 €/m^3$ ;
- il costo del getto del magrone di base pari a  $99.48 €/m^3$ ;
- il costo del rinfianco in sabbietta pari a  $34.79 €/m^3$ .

Tenendo conto di tutte le voci sopra indicate, si è giunti così al calcolo del prezzo totale del condotto per metro lineare per quanto riguarda sia i tubi in PVC sia quelli in CLS vibrocompresso.

<b>Φ interno [mm]</b>	<b>Φ esterno [mm]</b>	<b>costo condotte [€/m]</b>
303	315	€ 210,65
385	400	€ 269,39
480	500	€ 282,21
605	630	€ 475,45

Tabella 22 - Diametro interno condotte PVC, diametro esterno condotte PVC, costo condotte PVC

<b>Φ interno [mm]</b>	<b>costo condotte [€/m]</b>
800	€ 210,65
1000	€ 269,39
1200	€ 382,21
1500	€ 507,15
1800	€ 765,48

Tabella 23 - Diametro interno condotte CLS, diametro esterno condotte CLS, costo condotte CLS

Dopodiché si passa al calcolo del costo della vasca di laminazione. Per questa si prevede:

- il costo dello scavo per l'alloggio della vasca con sezione a tronco di piramide pari a 5,46 €/m<sup>3</sup>;
- il costo del getto di magrone di base pari a 99,48 €/m<sup>3</sup>;
- il costo della cella modulare pari a 105 €/cad;
- il costo materiali della struttura quali perni, clips, geotessuto, condotte ecc. pari al 10 % del costo totale delle celle;
- il costo della pulizia e dello smaltimento dei sedimenti pari a 200 €/m<sup>3</sup>;
- il costo della manutenzione pari al 3% della somma finale dei costi sopracitati.

Infine, per gli scenari 4 e 5 si procede al calcolo del costo della trincea drenante. Per questa si prevede:

- il costo dello scavo per l'alloggio della trincea con sezione quadrata pari a  $5,46 \text{ €/m}^3$ ;
- il costo della ghiaia di pezzatura 70 mm pari a  $39,9 \text{ €/m}^3$ ;
- il costo della ghiaia di pezzatura 30 mm pari a  $41,8 \text{ €/m}^3$ ;
- il costo di gestione della trincea pari a  $3 \text{ €/m}^2$ .

Tendendo conto di tutte le voci e dei parametri da cui dipendono si procede al calcolo del costo finale dell'opera dei 5 scenari progettuali.

### 6.1.1 Analisi economica Scenario 1

Lo scenario 1 prevede esclusivamente i costi delle condotte, in quanto si procede a sversare le portate meteoriche direttamente nel ricettore. Viene rappresentato lo schema costruttivo della rete riportato nel software di calcolo per lo scenario 1:

ID condotte	materiale	$\phi$ interno [m]	lunghezza [m]
13-15	CLS	1.5	20
15	CLS	1.5	20
3-11	CLS	1.2	150
11-12	CLS	1.2	88
13-13	CLS	1.2	138
2-3	CLS	1	110
6-12	CLS	1	99
8-9	CLS	1	94
9-10	CLS	1	119
10-15	CLS	1	93
1-2	CLS	0.8	178
5-7	CLS	0.8	130
7-8	CLS	0.8	110
4-5	PVC	0.605	190
16-7	PVC	0.303	85
17-9	PVC	0.303	100

Tabella 24 – Identificazione delle condotte, materiale delle condotte, diametro interno delle condotte, lunghezza delle condotte

Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare l'opera fognaria precedentemente elencati, moltiplicando dunque il prezzo per metro lineare relativo al condotto utilizzato per lo sviluppo che ha in rete, si ottiene il costo totale relativo alle condotte in PVC e in CLS utilizzate.

$\Phi$ interno [mm]	$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot PVC [€]
303	315	€ 38.970
605	630	€ 39.938

Tabella 25 – Costo delle condotte in PVC nello scenario 1

$\Phi$ interno [mm]	Costo Tot CLS [€]
800	€ 126.921
1000	€ 231.612
1200	€ 174.776
1500	€ 130.824

Tabella 26 - Costo delle condotte in CLS nello scenario 1

A titolo di esempio si riporta il costo finale dei condotti in PVC avente diametro esterno di 315 mm:

$$\begin{aligned} \text{costo tot condotta } \phi 315 &= \text{costo condotta } \phi 315/\text{m lin} \times \text{sviluppo condotta} = \\ &= 210.65 \times (85 + 100) = 38.970 \text{ €} \end{aligned}$$

La somma dei costi relativi alle condotte in CLS ed in PVC utilizzati fornisce il costo complessivo dello scenario 1 che è pari a 743.043 €.

In Tabella 27 vengono riportati i costi di tutte le opere:

<b>Collettori</b>	<b>CLS</b>	€ 664.1358
	<b>PVC</b>	€ 78.908
<b>Costo complessivo Scenario1</b>		<b>€ 743.043</b>

Tabella 27 – Costo dei collettori in CLS, collettori PVC, e costo complessivo dello scenario 1

### 6.1.2 Analisi economica Scenario 2

Lo scenario 2 prevede oltre al calcolo della rete come precedentemente mostrato, il calcolo del costo della vasca di laminazione. Viene rappresentato lo schema costruttivo della rete riportato nel software di calcolo per lo scenario 2:

<b>Scenario 2</b>			
<b>ID condotte</b>	<b>materiale</b>	<b><math>\phi</math> interno [m]</b>	<b>lunghezza [m]</b>
19	CLS	1.8	20
16	CLS	1.8	20
13-15	CLS	1.5	150
3-11	CLS	1.2	138

11-12	CLS	1.2	110
12-13	CLS	1.2	88
8-9	CLS	1	99
9-10	CLS	1	94
10-15	CLS	1	119
2-3	CLS	1	93
6-12	CLS	1	190
1-2	CLS	0.8	130
5-7	CLS	0.8	110
7-8	PVC	0.605	178
4-5	PVC	0.385	84
16-7	PVC	0.303	100
17-9	PVC	0.303	85
18	PVC	0.303	10

Tabella 28 – Identificazione delle condotte, materiale delle condotte, diametro interno delle condotte, lunghezza delle condotte

Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare l'opera fognaria precedentemente elencati, moltiplicando dunque il prezzo per metro lineare relativo al condotto utilizzato per lo sviluppo che ha in rete, si ottiene il costo totale relativo alle condotte in PVC e in CLS utilizzate.

Si procede al calcolo del costo totale delle condotte in PVC e in CLS.

$\Phi$ interno [mm]	$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot PVC [€]
303	315	€ 41.077
605	630	€ 39.938

Tabella 29 – Costo delle condotte in PVC nello scenario 2

$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot CLS [€]
800	€ 126.921
1000	€ 231.612
1200	€ 174.776
1500	€ 33.433
1800	€ 44.454

Tabella 30 – Costo delle condotte in CLS nello scenario 1

La somma del costo di tutti i condotti utilizzati nello scenario 2 è pari a 692.212 €.

Terminata la stima dei costi delle condotte si procede al calcolo del costo della vasca di laminazione. Si rammenta che tale invaso è costruito mediante l'assemblamento di celle modulari aventi dimensioni riportate in Tabella 5. Sapendo che l'invaso progettato deve avere un volume di  $5000\text{ m}^3$  ed una cella modulare ha un volume di  $0.684\text{ m}^3$  (Tabella 5), si calcolano il numero di celle come rapporto tra queste due quantità:

$$\text{numero celle} = W \text{ vasca} / W \text{ cella} = 5000/0.684 = 7310$$

Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare l'invaso interrato ad una quota pari a 5 m sotto il piano campagna, dei costi legati alla pulizia, allo smaltimento dei sedimenti e alla manutenzione necessaria per far sì che l'opera sia sempre operativa, si ricava il costo totale che è pari a 1.977.571 €.

La somma dei costi relativi alle condotte in CLS ed in PVC utilizzati e della vasca di laminazione fornisce il costo complessivo dello scenario 2 che è pari a 2.669.783 €.

In Tabella 31 vengono riportati i costi di tutte le opere:

<b>Collettori</b>	<b>CLS</b>	€ 611.197
	<b>PVC</b>	€ 81.015
<b>Vasca di laminazione</b>		€ 1.977.571
<b>Costo complessivo Scenario3</b>		€ 2.669.783

Tabella 31 – Costo collettori in CLS, collettori in PVC, costo della vasca di laminazione e costo complessivo dell'opera

### 6.1.3 Analisi economica scenario 3

Lo scenario 3 prevede il calcolo della rete ottimizzata rispetto allo scenario 2 e il calcolo del costo della medesima vasca di laminazione analizzato nell'analisi economica dello scenario 2.

Viene rappresentato lo schema costruttivo della rete riportato nel software di calcolo per lo scenario 3:

Scenario 3			
ID condotte	materiale	$\phi$ interno [m]	lunghezza [m]
19	CLS	1.8	20
16	CLS	1.8	20
13-15	CLS	1.5	150
3-11	CLS	1.2	138
11-12	CLS	1.2	110
12-13	CLS	1.2	88
8-9	CLS	1	99
9-10	CLS	1	94
10-15	CLS	1	119
2-3	CLS	1	93
6-12	CLS	1	190
1-2	CLS	0.8	130
5-7	CLS	0.8	110
7-8	PVC	0.605	178
4-5	PVC	0.385	84
16-7	PVC	0.303	100
17-9	PVC	0.303	85
18	PVC	0.303	10

Tabella 32 – Identificazione delle condotte, materiale delle condotte, diametro interno delle condotte, lunghezza delle condotte

Si procede al calcolo del costo totale delle condotte in PVC e in CLS.

$\Phi$ interno [mm]	$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot PVC [€]
303	315	€ 20.012
385	400	€ 26.939
480	500	€ 32.106
605	630	€ 289.074

Tabella 33 - Costo delle condotte in PVC nello scenario 3

$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot CLS [€]
800	€ 122.974
1000	€ 96.538
1200	€ 45.775
1500	€109.021
1800	€ 44.454

Tabella 34 - Costo delle condotte in CLS nello scenario 3

La somma del costo dei condotti in PVC e CLS utilizzati nello scenario 3 è pari a 786.891 €.

Il costo della vasca di laminazione è il medesimo dello scenario 2 ed è pari a 1.977.571 €.

La somma dei costi relativi alle condotte in CLS ed in PVC utilizzati e della vasca di laminazione fornisce il costo complessivo dello scenario 3 che è pari a 2.764.462 €.

In Tabella 35 vengono riportati i costi di tutte le opere:

<b>Collettori</b>	<b>CLS</b>	€ 418.761
	<b>PVC</b>	€ 368.130
<b>Vasca di laminazione</b>		€ 1.977.571
<b>Costo complessivo Scenario3</b>		€ 2.764.462

Tabella 35 – Costo collettori in CLS, collettori in PVC, costo della vasca di laminazione e costo complessivo dell'opera

#### 6.1.4 Analisi economica Scenario 4

Lo scenario 4 prevede oltre al calcolo dei costi della rete, la quale viene ottimizzata rispetto allo scenario 3 e il calcolo del costo della medesima vasca di laminazione dello scenario 3, ed un ulteriore costo rappresentato dalle trincee drenanti. Nella seguente tabella viene rappresentato lo schema costruttivo della rete:

<b>Scenario 4</b>			
<b>ID condotte</b>	<b>materiale</b>	<b>φ interno [m]</b>	<b>lunghezza [m]</b>
19	CLS	1.8	20
16	CLS	1.8	20
13-15	CLS	1.2	150
3-11	CLS	1	138
11-12	CLS	1	110
12-13	CLS	1	88
8-9	CLS	0.8	99
9-10	CLS	0.8	94
10-15	CLS	0.8	119
2-3	CLS	0.8	93
7-8	PVC	0.605	178
1-2	PVC	0.605	130
5-7	PVC	0.48	110
6-12	PVC	0.385	190

4-5	PVC	0.385	84
16-7	PVC	0.385	100
17-9	PVC	0.303	85
18	PVC	0.303	10

Tabella 36 – Identificazione condotte, materiale delle condotte, diametro interno delle condotte, lunghezza delle condotte

Si procede al calcolo del costo totale delle condotte in PVC e in CLS.

$\Phi$ interno [mm]	$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot PVC [€]
303	315	20.012
385	400	100.752
480	500	42.043
605	630	146.439

Tabella 37 - Costo delle condotte in PVC nello scenario 4

$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot CLS [€]
800	€ 122.974
1000	€ 130.793
1200	€ 78.025
1800	€ 44.454

Tabella 38 – Costo delle condotte in CLS nello scenario 4

La somma del costo di tutti i condotti utilizzati nello scenario 4 è pari a 685.491 €.

Il costo della vasca di laminazione è il medesimo dello scenario 3 ed è pari a 1.977.571 €.

A questo punto per ottenere il costo totale dell'opera viene inserita nel sistema la trincea drenante. Si prevede l'installazione di 2600 m lineari di trincea a sezione quadrata (1.5 x1.5 m) al cui interno viene inserito della ghiaia di diversa pezzatura:

- 1.2 m sono ripieni di ghiaia fine con diametro pari a 30 mm;
- i restanti 0.3 m sono ripieni di ghiaia più grossolana aventi diametro pari a 70 mm.

Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare la trincea, dei costi legati alla gestione necessaria per far sì che l'opera sia sempre operativa, il costo di realizzazione è pari a 284.788 €.

La somma dei costi relativi alle condotte in CLS ed in PVC utilizzati, della vasca di laminazione e delle trincee fornisce il costo complessivo dello scenario 4 che è pari a 2.947.481 €.

In Tabella 39 vengono riportati i costi di tutte le opere:

<b>Collettori</b>	<b>CLS</b>	€ 376.246
	<b>PVC</b>	€ 309.245
<b>Vasca di laminazione</b>		€ 1.977.571
<b>Trincea drenante</b>		€ 284.788
<b>Costo complessivo Scenario3</b>		€ 2.947.481

Tabella 39 – Costo collettori in CLS, collettori in PVC, costo della vasca di laminazione e costo complessivo dell'opera

### 6.1.5 Analisi economica Scenario 5

Lo scenario 5 presenta lo stesso schema dello scenario 4, a differenza della vasca di laminazione.

Nella seguente tabella viene rappresentato lo schema costruttivo della rete:

<b>Scenario 5</b>			
<b>ID condotte</b>	<b>materiale</b>	<b>φ interno [m]</b>	<b>lunghezza [m]</b>
19	CLS	1.8	20
16	CLS	1.8	20
13-15	CLS	1.2	150
3-11	CLS	1	138
11-12	CLS	1	110
12-13	CLS	1	88
8-9	CLS	0.8	99
9-10	CLS	0.8	94
10-15	CLS	0.8	119
2-3	CLS	0.8	93
7-8	PVC	0.605	178
1-2	PVC	0.605	130
5-7	PVC	0.48	110
6-12	PVC	0.385	190
4-5	PVC	0.385	84

16-7	PVC	0.385	100
17-9	PVC	0.303	85
18	PVC	0.303	10

Tabella 40 – Identificazione condotte, materiale delle condotte, diametro interno delle condotte, lunghezza delle condotte

Si procede al calcolo del costo totale delle condotte in PVC e in CLS.

$\Phi$ interno [mm]	$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot PVC [€]
303	315	20.012
385	400	100.752
480	500	42.043
605	630	146.439

Tabella 41 - Costo delle condotte in PVC nello scenario 5

$\Phi$ esterno [mm]	Costo Tot CLS [€]
800	€ 122.974
1000	€ 130.793
1200	€ 78.025
1800	€ 44.454

Tabella 42 – Costo delle condotte in CLS nello scenario 4

La somma del costo dei condotti in PVC e CLS utilizzati nello scenario 5 è pari a 685.491 €.

Anche in questo caso, per il calcolo del costo della vasca di laminazione si parte individuando il numero di celle necessarie a coprire il volume di invaso. Sapendo che l'invaso progettato deve avere un volume di  $3400 \text{ m}^3$  ed una cella modulare ha un volume di  $0.684 \text{ m}^3$  (Tabella 5), si calcolano il numero di celle come rapporto tra queste due quantità:

$$\text{numero celle} = W \text{ vasca} / W \text{ cella} = 3400 / 0.684 = 4971$$

Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare l'invaso interrato ad una quota pari a 5 m sotto il piano campagna, dei costi legati alla pulizia, allo smaltimento dei sedimenti e alla

manutenzione necessaria per far sì che l'opera sia sempre operativa, il costo complessivo per realizzare la vasca di laminazione è pari a 1.346.192 €.

A questo punto per ottenere il costo totale dell'opera viene inserita nel sistema la trincea drenante. Tenendo conto di tutti i costi previsti per realizzare la trincea, dei costi legati alla gestione necessaria per far sì che l'opera sia sempre operativa, il costo di realizzazione è pari a 284.788 €.

La somma dei costi relativi alle condotte in CLS ed in PVC utilizzati, della vasca di laminazione ottimizzata e delle trincee fornisce il costo complessivo dello scenario 5 che è pari a 2.316.461 €.

In Tabella 43 vengono riportati i costi di tutte le opere:

<b>Collettori</b>	<b>CLS</b>	€ 376.246
	<b>PVC</b>	€ 309.245
<b>Vasca di laminazione</b>		€ 1.977.571
<b>Trincea drenante</b>		€ 284.788
<b>Costo complessivo Scenario3</b>		€ 2.316.461

Tabella 43 – Costo collettori in CLS, collettori PVC, costo della vasca di laminazione e costo complessivo dell'opera

In Tabella 44 vengono ricapitolati i costi di realizzazione dell'opera per i 5 scenari analizzati:

		<b>Scenario 1</b>	<b>Scenario 2</b>	<b>Scenario 3</b>	<b>Scenario 4</b>	<b>Scenario 5</b>
<b>Costo condotte</b>	<b>PVC</b>	€ 78.908	€ 81.105	€ 368.130	€ 309.245	€ 309.245
	<b>CLS</b>	€ 664.135	€ 611.197	€ 418.761	€ 376.246	€ 376.246
<b>Costo vasca di laminazione</b>		/	€ 1.977.571	€ 1.977.571	€ 1.977.571	€ 1.346.192
<b>Costo trincee</b>		/	/	/	€ 248.778	€ 248.778
<b>Costo complessivo</b>		€ 743.043	€ 2.669.783	€ 2.764.462	€ 2.947.481	€ 2.316.461

Tabella 44 - Costo complessivo dell'opera nei 5 scenari analizzati

## 7 CONCLUSIONI

Il presente elaborato di tesi è stato finalizzato alla progettazione, modellazione numerica e analisi economica di un sistema per lo smaltimento e la laminazione delle acque meteoriche in un nuovo complesso residenziale sito nel Comune di Bologna. Tale approccio prevede l'introduzione di pratiche da usare in parallelo alla classiche opere utilizzate nei sistemi di drenaggio urbano, con lo scopo di favorire l'utilizzo di sistemi di drenaggio sempre più sostenibili sia sotto il profilo ambientale che economico. È stato presentato un criterio per la valutazione del costo dell'invarianza idraulica, puntando a quest'ultima mediante l'uso di tecniche di laminazione di tipo diffuso che presentano vantaggi a livello ambientale e costruttivo.

L'obiettivo della tesi è dimostrare, al termine delle simulazioni sul software SWMM e dell'analisi economica, che lo scenario progettuale più funzionale è quello che si ottiene grazie all'inserimento di tecniche di laminazione sostenibili.

Per giungere a queste conclusioni sono state fatte simulazioni sul software SWMM e analisi sui costi di implementazione di 5 scenari progettuali che prevedono la realizzazione di un sistema di drenaggio urbano. Il primo scenario prevede lo sversamento dei volumi meteorici direttamente nel ricettore, mentre i restanti prevedono l'inserimento di un invaso di laminazione interrato a valle del comparto analizzato. In particolare, gli scenari 4 e 5 prevedono l'introduzione di tecniche di drenaggio basata su BMP (Best Management Practices) oltre alla presenza dell'invaso. Le BMP sono tecniche relative allo smaltimento delle acque meteoriche, sempre più diffuse negli ultimi anni, che mirano alla riduzione dei picchi di portata e, anche se non è stato dimostrato, alla rimozione degli inquinanti che contaminano le acque, prima che queste raggiungano il corpo idrico ricettore (che nel caso studiato è il torrente Ravone).

Una volta analizzata la normativa vigente e identificata la tecnica di laminazione più opportuna, è stata individuata la trincea drenante come la BMP più funzionale sotto l'aspetto tecnico-economico e della fattibilità dell'opera.

Dal confronto dei 5 scenari progettuali si evince che l'ultimo scenario analizzato, cioè quello che prevede l'utilizzo di tecniche di laminazione sostenibili in parallelo alle classiche opere utilizzate per laminare le portate meteoriche, risulta il più performante a livello tecnico in termini di laminazione delle portate. Confrontando questo scenario con il primo scenario progettuale, la soluzione più economica, si nota una diminuzione dei volumi sversati nel ricettore pari al 18% e ciò fa sì che il ricettore non venga pesantemente sovraccaricato. Per tale motivo, l'ultimo scenario rappresenta la soluzione più vantaggiosa sotto il punto di vista tecnico ed anche economico perché confrontato con gli scenari che prevedono l'inserimento di un vaso interrato presenta un risparmio di almeno il 13% del costo totale dell'opera.

Lo studio si conclude affermando che le BMP si rivelano una soluzione sostenibile, economica e facilmente attuabile dai Comuni per assicurare il principio di invarianza idraulica.

## 8 BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

### 8.1 Bibliografia

[1] L. da Deppo, C. Datei (2011). Fognature

[2] S. Artina, G. Calenda, F. Calomino, G. La Loggia, C. Modica, A. Paoletti, S. Papiri, G. Rasulo, P. Veltri (1997). SISTEMI DI FOGNATURA. MANUALE DI PROGETTAZIONE

[3] United States Geological Survey Water-Supply Paper 2339 (s.d.). Guide for selecting Manning's Roughness Coefficient for natural channels and flood plains.

[4] EPA United States Environmental Agency (2015). EPA SWMM v. 5.1 User's Manual

[5] S.S. Cipolla (2015). Tetti verdi: analisi sperimentale e simulazione numerica. Tesi di dottorato in ingegneria civile, ambientale e dei materiali.

[6] M. Maglionico (2017). Appunti del corso di sistemi idraulici urbani

[7] Comune di Reggio Emilia, U. Ferrari, M. Sergio, C. Lirici, A. Pratissoli, M. Veronese, A. Montanari (2014). Linee guida per la gestione delle acque meteoriche.

[8] Provincia di Rimini, S.Sabba (2012). Piano di indirizzo per la gestione delle acque di prima pioggia , linee guida

[9] George J. Arcement, Jr., Verne R. Schneider (1989). Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains

### 8.2 Sitografia

[10] Regione Emilia Romagna: <https://territorio.regione.emilia-romagna.it/codice-territorio/pianif-territoriale/legge-regionale-21-dicembre-2017-n-24/slide-illustrative-della-nuova-legge-urbanistica-regionale-lr-21-dicembre-2017-n-24>

[11]

Regione

Lombardia:

<https://www.regione.lombardia.it/wps/portal/istituzionale/HP/DettaglioServizio/servizi-e-informazioni/Enti-e-Operatori/Territorio/difesa-del-suolo/invarianza-idraulica-e-idrologica/invarianza-idraulica-e-idrologica>

[12] CNA: <https://www.mo.cna.it/la-nuova-legge-urbanistica-della-regione-emilia-romagna-sintesi-contenuti-e-novita/>

[13] DEMETRA, Regione E.R.: [http://demetra.regione.emilia-romagna.it/al/articolo?urn=er:assemblealegislativa:legge:2017;24&dl\\_t=text/xml&dl\\_a=y&dl\\_id=10&pr=idx,0;artic,0;articparziale,1&anc=tit2](http://demetra.regione.emilia-romagna.it/al/articolo?urn=er:assemblealegislativa:legge:2017;24&dl_t=text/xml&dl_a=y&dl_id=10&pr=idx,0;artic,0;articparziale,1&anc=tit2)

[14] COMUNE DI BOLOGNA: <http://dru.iperbole.bologna.it/pianificazione-attuativa/poc-%E2%80%93-3-rigenerazione-di-patrimoni-pubblici>

[15] OPPO: tubazioni in PVC: [https://www.oppo.it/materiali/tubi\\_raccordi/pvc\\_ex303\\_tubi.html](https://www.oppo.it/materiali/tubi_raccordi/pvc_ex303_tubi.html)

[16] ARPA: <https://simc.arpae.it/dext3r/>

[17] Servizio geologico sismico e dei suoli: [https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia\\_sgss/user/viewer.jsp?service=ewater](https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=ewater)

[18] OPEN SWMM: <https://www.openswmm.org/Topic/4805/calculation-of-the-percent-of-impervious-area-treated-on-lid-usage-editor>

[19] SWMM 5: <https://swmm5.org/2013/11/10/the-effect-of-the-lid-percent-impervious-treated-in-swmm5/>

[20] SWMM 5: <https://swmm5.org/2016/09/05/infiltration-trench-lid-control-for-lids-in-swmm5-and-infoswmm/>

[21] PORTALE PER L'ARCHITETTURA SOSTENIBILE:

<https://www.infobuildenergia.it/notizie/eindhoven-nieuw-bergen-tetti-verdi-5803.html>

[22]

UNIVERSITY

OF

FLORIDA:

[https://edis.ifas.ufl.edu/LyraEDISServlet?command=getImageDetail&image\\_soid=FIGURE%201&document\\_soid=SS646&document\\_version=67666](https://edis.ifas.ufl.edu/LyraEDISServlet?command=getImageDetail&image_soid=FIGURE%201&document_soid=SS646&document_version=67666)

## 9 RINGRAZIAMENTI

Desidero sentitamente ringraziare la prof.ssa Sara Cipolla per la disponibilità, il sostegno e la competenza dimostrata in questo periodo di tesi. Tengo a ringraziare il prof. Marco Maglionico, l'Ing. Massimo Foresti, Elena Roveri e tutto lo studio Rover. Posso solo che ringraziarvi per l'opportunità lavorativa concessa e per il supporto fornito.

Il ringraziamento più grande va a coloro che mi sono stati vicini moralmente ed economicamente in questi anni di studio, ovvero Mamma e Papà. Questo traguardo è tutto merito vostro!

Un grazie va al mio fratellone per i consigli e il nervosismo provocatomi in tutti questi anni.

Un grazie solamente non basta per la mia fidanzata Sara. Mi conosci bene e sai che non mi hai mai fatto sentire solo in tutti questi anni.

Ringrazio Marinella che è e resterà la piccinna mia.

Un grazie va sempre a te, che mi guardi da lassù.

Ringrazio Nicola e Giuseppe di essermi venuti a trovare.

Tengo a ringraziare per le serate passate insieme gli amici Dario, Matteo, Marco, Riccardo e Simone [“Gent e ignoranza”], uno ad uno, con rispetto (ma mica tanto).

Ringrazio i miei vecchi coinquilini Claudio e Nicolò, gli amici dell'università, gli amici di giù, i miei familiari, e tutta la bella gente che ho conosciuto e incontrato a Bologna in tutti questi anni.

Siete stati TUTTI importanti per me.