



UNIVERSITÀ DEL SALENTO
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELL'INNOVAZIONE
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE
IN
IDROLOGIA E GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE

MODELLAZIONE IDRAULICA DELLA RETE DI DRENAGGIO
URBANO E ADEGUAMENTO DEL RECAPITO FINALE: IL
CASO STUDIO DI ARNESANO (LE).

Hydraulic modeling of the urban drainage network and adjustment of the
final discharge: the case study of Arnesano (LE).

Relatore

Chiar.ma Prof.ssa Ing. Alessandra SAPONIERI

Correlatori

Chiar.mo Prof. Ing. Antonio FRANCONI

Ing. Giuliano DE PASCALI

Laureanda

Angela VANTAGGIATO

ANNO ACCADEMICO 2023/2024

Indice

Introduzione	viii
1 Il drenaggio urbano	1
1.1 Generalità	1
1.1.1 Il periodo di ritorno	1
1.2 Definizione di rete di drenaggio urbano	2
1.2.1 Disposizione delle reti	4
1.2.2 La geometria delle sezioni dei collettori	9
1.2.3 I materiali dei collettori	9
1.2.4 Le opere d'arte	11
1.2.5 Criteri di dimensionamento dei collettori	14
1.3 Curva di possibilità pluviometrica	16
1.3.1 Analisi statistica delle piogge di breve durata mediante la legge di distribuzione a doppia componente TCEV	16
1.3.2 Extreme Value of first type - EV1	19
1.3.3 Stima della pioggia areale: il metodo dei poligoni di Thiessen . .	20
1.4 Tempo di corrivazione	20
1.5 Ietogramma di progetto	22
1.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi	23
1.6.1 Metodo dell'invaso lineare	25
1.6.2 Metodo SCS	25
2 Presentazione del caso di studio	30
2.1 Caratteristiche del sito	30
2.1.1 Inquadramento territoriale	30
2.1.2 Aspetti geomorgologici	31
2.1.3 Aspetti idrogeologici	33

2.2	Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di Arnesano	34
2.2.1	La rete di fogna bianca fino al 2009	35
2.2.2	La rete fognaria allo stato attuale	43
2.2.3	Il recapito finale	46
2.2.4	Criticità e obiettivi del caso di studio	49
3	Analisi e modellazione numerica della rete di collettamento	51
3.1	Analisi idrologica	52
3.1.1	Analisi esplorativa	53
3.1.2	Curva di possibilità pluviometrica	55
3.1.3	Valutazione del tempo di corrivazione	58
3.1.4	Ietogramma di progetto	60
3.2	Analisi morfologica	62
3.2.1	Raccolta e elaborazione dei dati in esame	62
3.2.2	Definizione dei sottobacini	65
3.2.3	Struttura della rete	69
3.3	Descrizione del software SWMM	73
3.3.1	Concettualizzazione di un'area di drenaggio in SWMM	73
3.3.2	Modulo idrologico (Hydrology)	76
3.3.3	Modulo idraulico (Hydraulics)	78
3.3.4	Opzioni di simulazione	80
3.3.4.1	Deflusso Superficiale	80
3.3.4.2	Suddivisione del sottobacino	82
3.3.5	Modello dell'onda dinamica	83
3.4	Modellazione della rete	84
3.4.1	Condizioni al contorno	85
3.4.2	Risultati	85
3.4.2.1	Simulazione T=5 anni	85
3.4.2.2	Simulazione T=100 anni	89
3.4.3	Validazione e confronto del modello	91
4	Adeguamento del recapito finale	93
4.1	Motivazioni della scelta progettuale	94
4.2	Principali interventi sul recapito finale	95
4.2.1	Verifica del dissabbiatore esistente	97

4.2.2	Verifica del bacino di espansione	98
4.2.3	Rete di collettamento delle acque meteoriche per le nuove aree asfaltate	99
4.3	Riutilizzo delle acque trattate	101

Indice delle figure

1.1	Schematizzazione di una fognatura con sistema misto.	3
1.2	Schematizzazione di una fognatura con sistema separato.	3
1.3	Sistema con disposizione perpendicolare.	5
1.4	Sistema con disposizione a ventaglio.	6
1.5	Sistema con disposizione a terrazze.	7
1.6	Sistema con disposizione radiale.	8
1.7	Tipologie delle sezioni dei collettori di fogna bianca.	9
1.8	Sezione di una caditoia libera.	11
1.9	Caditoia a bocca di lupo.	11
1.10	Pozzetto d'ispezione.	12
1.11	Pozzetto di cacciata Contarini.	12
1.12	Sezione di uno sfioratore.	13
1.13	Schema di una stazione di sollevamento.	13
1.14	Zone omogenee terzo livello.	19
1.15	Costruzione dei poligoni di Thiessen.	21
1.16	Esempio di ietogramma Chicago con picchi in varie posizioni.	22
1.17	Confronto tra un bacino con superficie naturale drenante e una superficie urbanizzata.	24
1.18	Valori CN [1].	27
1.19	Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC). . .	29
2.1	Inquadramento territoriale su CTR.	31
2.2	Sondaggi.	32
2.3	Pozzo da dismettere (Rione Riesci).	36
2.4	Rete di collettamento esistente - Rione Riesci	37
2.5	Documentazione fotografica - Rione Riesci.	38
2.6	Rete di collettamento esistente - Arnesano	39

2.7	Documentazione fotografica - Arnesano	40
2.8	Documentazione fotografica - Arnesano.	41
2.9	Documentazione fotografica - Arnesano.	42
2.10	Rete di collettamento stato attuale.	45
2.11	Stato di fatto della vasca di trattamento.	48
2.12	Estratto aree a pericolosità idraulica (fonte:AdB Puglia).	49
2.13	Allagamenti durante eventi meteorici intensi - via Madonna Monte Vergine.	50
3.1	Poligoni di Thiessen per le stazioni pluviometriche.	53
3.2	Plot a barre della serie temporale.	54
3.3	Curva di possibilità pluviometrica (Gumbel).	56
3.4	Curva di possibilità pluviometrica (TCEV).	57
3.5	Confronto tra le curve di possibilità pluviometriche ottenute.	58
3.6	Percorso idraulicamente più lungo nella rete esistente.	59
3.7	Ietogramma di progetto.	61
3.8	Un esempio di confronto tra DSM e DTM.	62
3.9	Punti a quota nota georeferenziati.	64
3.10	Sottobacini da progetto esecutivo del 2010.	66
3.11	Suddivisione in sottobacini (Metodo dei poligoni di Thiessen).	68
3.12	Rete di collettamento georeferenziata.	70
3.13	Pozzetti georeferenziati.	71
3.14	Recapito finale georeferenziato.	72
3.15	Rappresentazione dello schema modulare di SWMM (Manual User EPA SWMM).	75
3.16	Schema della struttura modulare e relazionale tra i moduli di SWMM (E. Baratti, 2009).	76
3.17	Rappresentazione concettuale deflusso superficiale (EPA SWMM, Manual User).	81
3.18	Rappresentazione concettuale di un sottobacino (EPA SWMM, Manual User).	81
3.19	Partizionamento idealizzato del sottobacino per il deflusso superficiale (EPA SWMM, Manual User).	83
3.20	Sezioni del file di <i>SWMM.inp</i>	84
3.21	Profilo del collettore via A. Moro.	86

3.22	Profilo del collettore via C. del Croix.	86
3.23	Profilo del collettore in via Madonna Montevergine	87
3.24	Idrogramma di piena nella sezione terminale della rete.	92
4.1	Stato di fatto del recapito finale.	95

Indice delle tabelle

2.1	Rione Riesci - Caratteristiche rete esistente.	35
2.2	Arnesano - Caratteristiche rete esistente.	35
2.3	Rione Riesci - Caratteristiche dei nuovi collettori.	46
2.4	Arnesano - Caratteristiche dei nuovi collettori.	46
3.1	Parametri statistici della distribuzione.	56
3.2	Parametri curva di possibilità pluviometrica - EVD I.	56
3.3	Stima del tempo di corrivazione.	59
3.4	RMSE tecniche interpolazione.	65

Introduzione

Un sistema di drenaggio urbano è un insieme integrato di collettori e manufatti progettati per gestire l'acqua piovana e le acque di scarico nelle aree urbane.

Il sistema di fogna bianca di una città non rimane invariato dopo la sua costruzione: si trasforma con il passare del tempo per adeguarsi e espandersi seguendo l'evoluzione urbana. Questo richiede una periodica revisione della sua adeguatezza e, se necessario, interventi progettuali correlati.

In questo contesto si colloca il progetto di fattibilità tecnica ed economica *Interventi di attenuazione del rischio idrogeologico, messa in sicurezza e adeguamento normativo del recapito finale del comune di Arnesano*, che è stato elaborato nell'ambito del tirocinio curriculare svolto presso lo studio tecnico 'Alpha Studio' dell'Ing. Giuliano De Pascali. Il presente lavoro si propone lo scopo di fornire indicazioni sulla realizzazione degli interventi di verifica e adeguamento normativo della rete di collettamento e del recapito finale del suddetto sistema.

Per la simulazione del comportamento idraulico della rete si è utilizzato il software di calcolo EPA Storm Water Management Model (SWMM).

La struttura del presente elaborato ripercorre le varie fasi di lavoro necessarie alla definizione del progetto.

Il **Capitolo 1** riporta una breve descrizione dell'interazione tra un evento meteorico e la rete di drenaggio urbano. Sono descritti gli elementi base del funzionamento delle reti di drenaggio urbano con i relativi criteri di dimensionamento.

Il **Capitolo 2** è incentrato sulla descrizione dello stato di fatto del sistema di gestione delle acque meteoriche: sono riportati i caratteri geomorfologici e idrologici del bacino di Arnesano, la descrizione dei diversi progetti che hanno portato all'attuale rete esistente di collettamento delle acque meteoriche e al recapito finale.

Il **Capitolo 3** è dedicato al modello di verifica della rete delle acque meteoriche, tenendo conto degli interventi previsti, e alle analisi che hanno portato alla sua definizione: sono descritte l'analisi idrologica e quella morfometrica nonché l'iter procedurale che

ha consentito di impostare correttamente la simulazione. Alla fine del capitolo sono esplicitati i risultati ottenuti discutendo la loro validità.

Il **Capitolo 4** si concentra sull'adeguamento normativo ed idraulico del recapito finale con la valutazione delle diverse scelte progettuali e la presentazione della proposta di riutilizzo delle acque trattate.

Capitolo 1

Il drenaggio urbano

1.1 Generalità

La gestione idraulica di un territorio solleva come principale questione l'allontanamento delle acque piovane delle aree urbane e agricole, al fine di prevenire le inondazioni e gli accumuli insalubri di acqua sulla terra.

Il drenaggio delle acque piovane avviene tramite la costruzione di un sistema artificiale di condotte, come fognature e canali di drenaggio, il cui ruolo diviene sempre più critico procedendo dalla sorgente verso la foce, poichè aumenta il volume d'acqua che deve essere gestito, accrescendo, di conseguenza, la pressione sul sistema di drenaggio.

1.1.1 Il periodo di ritorno

Al fine di determinare la portata per il dimensionamento della rete è necessario fare riferimento ad uno specifico **tempo di ritorno** $T[1]$, definito come il periodo di tempo medio in cui ci si aspetta che si verifichi un certo evento, come ad esempio una precipitazione di una determinata intensità. Indicando con $P(x)$ la probabilità di non superamento della variabile idrologica x , il tempo di ritorno T è il numero di anni in cui la variabile è raggiunta o superata mediamente una sola volta. Pertanto tra la probabilità di superamento $1 - P(x)$ e il tempo di ritorno sussiste la seguente relazione:

$$1 - P(x) = \frac{1}{T} \quad (1.1)$$

Nella progettazione delle fognature, il tempo di ritorno è utile a valutare la frequenza

con cui il sistema di drenaggio deve essere in grado di gestire eventi di pioggia di diversa intensità: un tempo di ritorno più alto implica la progettazione di fognature in grado di essere efficienti rispetto ad eventi meteorologici più intensi, mentre un tempo di ritorno più breve può consentire di costruire fognature più piccole e meno costose, ma che potrebbero risultare non sufficienti per eventi più intensi.

Al fine di valutare correttamente il periodo di ritorno, nella pratica progettuale si fa riferimento a due normative:

- *D.P.C.M. 4 marzo 1996: Disposizioni in materia di risorse idriche*, che suggerisce per la progettazione delle fognature urbane, un tempo di ritorno compreso tra 5 e 10 anni;
- *Regolamento regionale 9 dicembre 2013*: la portata delle acque di dilavamento deve essere preceduto da un adeguato studio idrologico, idraulico e pluviometrico riferito a tempi di ritorno non inferiori a 5 anni.

1.2 Definizione di rete di drenaggio urbano

Una rete fognaria è formata da un sistema di collettori estesi a tutto il territorio da servire. Tale sistema è costituito da condotte che rappresentano la parte principale del sistema di drenaggio, che hanno la funzione di raccolta e adduzione delle acque provenienti dalle superfici scolanti.

Distribuiti lungo tutto il percorso della rete, sono presenti i manufatti [2] che consentono alla stessa di assolvere le sue funzioni. Tali manufatti si distinguono in *ricorrenti o di uso sistematico*, come le caditoie stradali e i pozzetti, e *particolari per lo svolgimento di speciali funzioni*, come i pozzetti d'ispezione, di confluenza, di salto o di cacciata.

I sistemi di fognatura urbana si distinguono in:

- *misto o unitario*: in questo sistema le acque di scarico urbane e quelle piovane vengono convogliate attraverso lo stesso sistema di drenaggio. Tale metodo è conveniente dal punto di vista pratico, ma non dal punto di vista economico, poiché porta alla gestione di grandi volumi d'acqua negli impianti di trattamento, incrementando i costi di gestione. Poiché l'impianto di trattamento è progettato per gestire un flusso leggermente superiore a quello delle acque di scarico domestiche, durante le precipitazioni le acque in eccesso devono essere rilasciate direttamente nell'ambiente attraverso strutture specifiche chiamate scaricatori di piena. Queste

costruzioni sono previste unicamente nei sistemi di fognatura mista situati vicino al mare, a un fiume o ad altro corpo idrico ricevente. Un esempio di sistema fognario misto è schematizzato nella Figura 1.1.

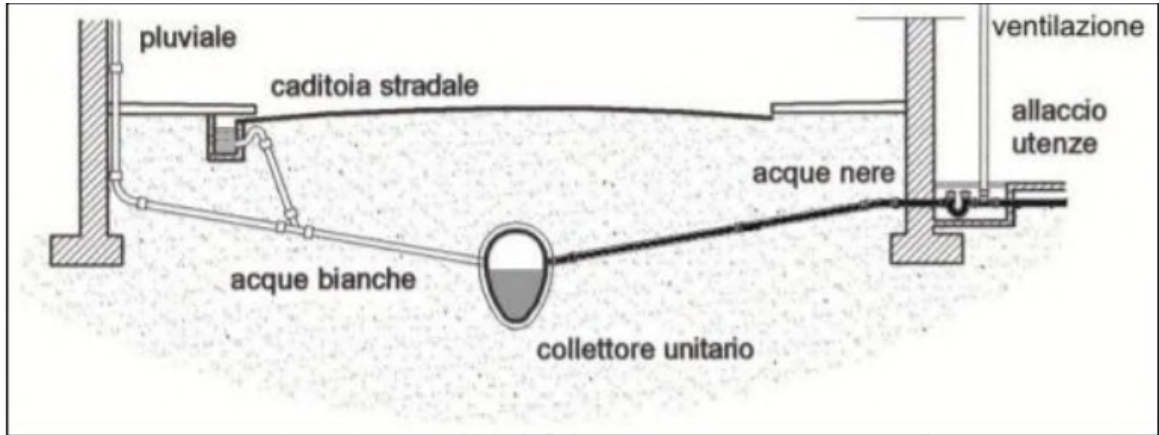


Figura 1.1: Schematizzazione di una fognatura con sistema misto.

- *separato*: in questo caso ci si avvale di due infrastrutture distinte: una dedicata al trasporto delle acque di scarico, l'altra a gestire l'acqua piovana. Questo approccio elimina la questione del trasferimento di grandi volumi d'acqua verso gli impianti di trattamento, ma introduce costi più elevati sia per l'installazione che per i materiali. Un esempio di sistema fognario separato è schematizzato nella Figura 1.2.

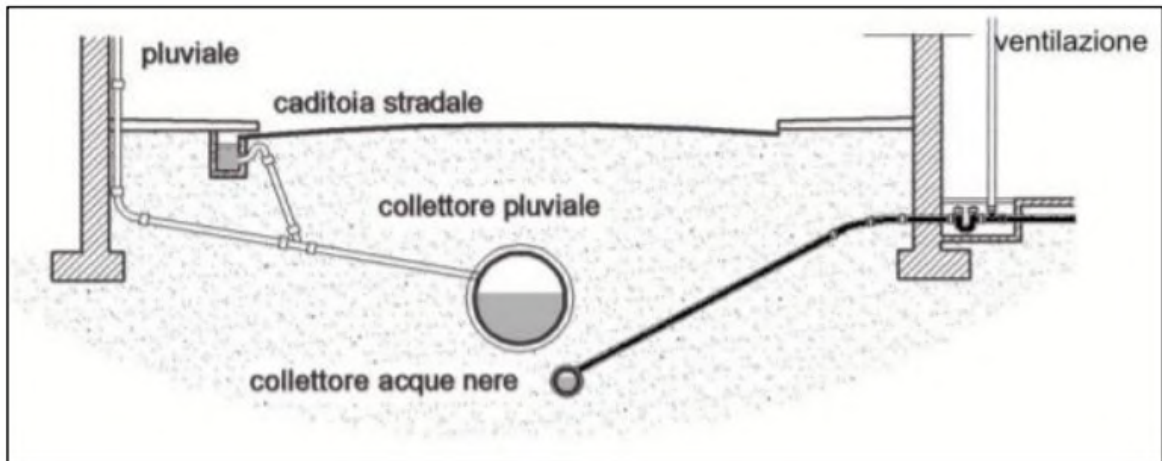


Figura 1.2: Schematizzazione di una fognatura con sistema separato.

La configurazione di una rete di fogna bianca dipende da numerosi fattori che ne condizionano le modalità di progettazione, costruzione e funzionamento. Questi fattori

sono:

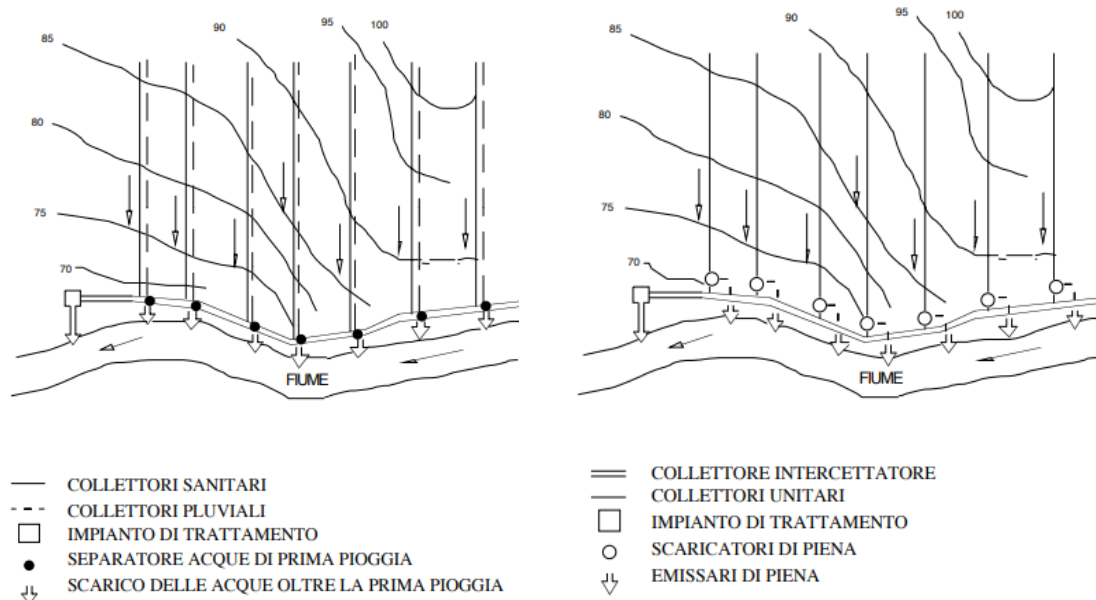
- **Caratteristiche del territorio:** la topografia dell'area influisce sullo sviluppo planoaltimetrico della rete. Inoltre, anche le pendenze e le depressioni naturali influenzano il flusso delle acque superficiali e il loro coinvogliamento verso i punti di raccolta;
- **Clima del territorio:** la frequenza e l'intensità dell'evento di pioggia in un'area determinano la capacità richiesta per la rete di drenaggio di gestire efficacemente il flusso d'acqua;
- **Permeabilità del suolo:** la capacità del suolo di assorbire acqua influenza i volumi d'acqua che devono essere gestiti dal sistema di drenaggio;
- **Urbanizzazione:** le aree densamente costruite con ampie superfici impermeabili, come strade, marciapiedi e edifici, aumentano il volume d'acqua che deve essere raccolto e allontanato, influenzando la progettazione della rete;
- **Legislazione ambientale e normative locali:** le leggi e i regolamenti possono dettare specifici requisiti di progettazione per la gestione delle acque meteoriche;
- **Costi e budget disponibili:** le risorse finanziarie disponibili per la costruzione e manutenzione di un sistema di drenaggio urbano condizionano le soluzioni tecniche adottabili;
- **Previsioni di crescita e sviluppo futuro:** la progettazione deve considerare l'espansione futura e l'aumento del carico sulla rete legato alla crescita urbana.

1.2.1 Disposizione delle reti

In relazione alla disposizione planimetriche e altimetrica delle reti, esse possono essere classificati in *reti semplici* e *reti multiple*, che verranno di seguito descritte.

Tra le reti semplici si distinguono:

- **Diposizione perpendicolare**, utilizzata per centri abitati con pendenze uniformi e degradati verso un corso d'acqua o verso il mare. Nella Figura 1.3 sono riportati due esempi di sistema fognario separato con disposizione perpendicolare e un sistema fognario unitario con disposizione perpendicolare.



(a) *Sistema fognario separato con disposizione perpendicolare.*

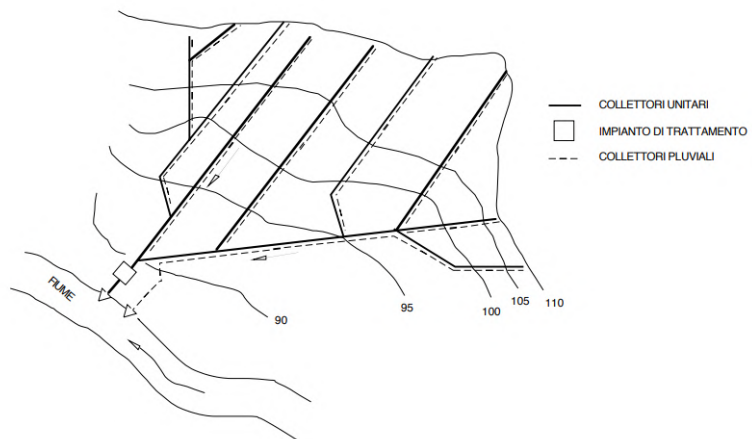
(b) *Sistema fognario unitario con disposizione perpendicolare.*

Figura 1.3: *Sistema con disposizione perpendicolare.*

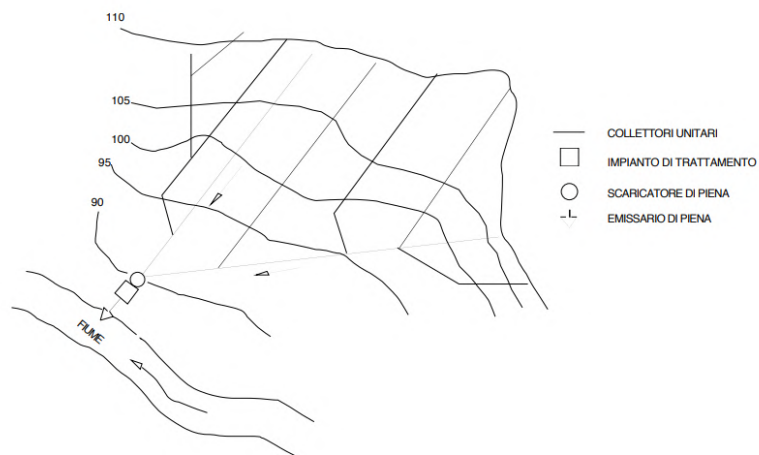
- **Disposizione a ventaglio:** in questa schematizzazione i collettori principali confluiscono in un unico punto da cui si diparte il collettore di allontanamento che convoglia le acque al recapito finale. La Figura 1.5 mostra due esempi di disposizione della rete a ventaglio, sia per un sistema fognario unitario che per un sistema fognario separato.

Tra le disposizioni a rete multipla si distinguono le seguenti schematizzazioni:

- **Disposizione radiale,** in cui la città viene divisa in più settori ognuno provvisto di una rete propria. Queste reti hanno di solito il medesimo sistema e la medesima disposizione. Variano in termini di metodologie di trattamento e nelle strutture per il rilascio nei diversi ambienti di destinazione finale. Tale configurazione si rivela appropriata per metropoli di vasta estensione, dove è motivata l'istituzione di più impianti di depurazione, o in località dove la conformazione geografica ostacola la raccolta unificata delle acque di scolo. La Figura 1.6 mostra due esempi di disposizione della rete a disposizione radiale, sia per un sistema fognario unitario che per un sistema fognario separato.

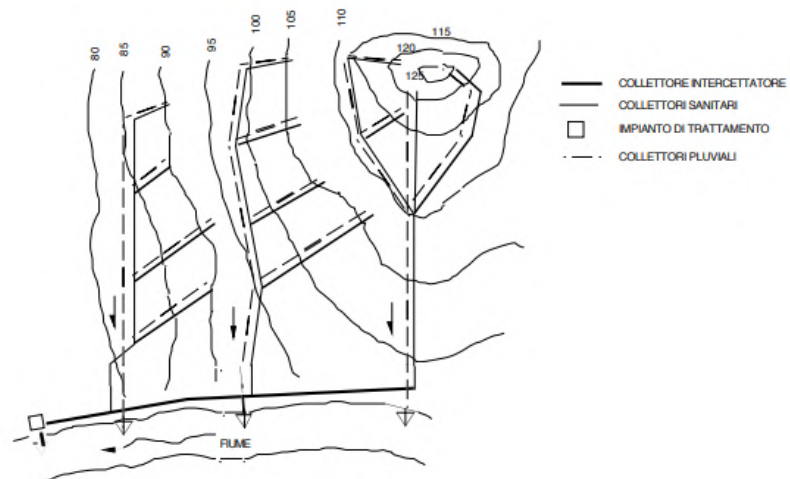


(a) *Sistema fognario separato con disposizione a ventaglio.*

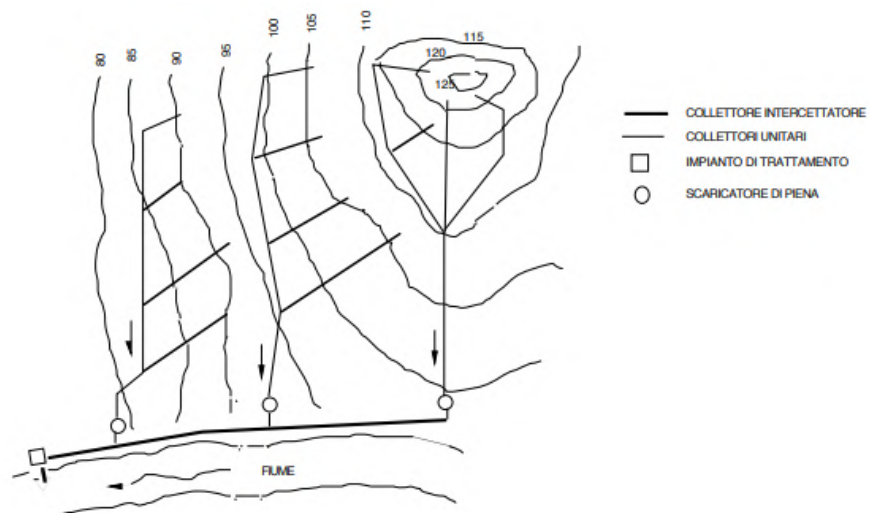


(b) *Sistema fognario unitario con disposizione a ventaglio.*

Figura 1.4: *Sistema con disposizione a ventaglio.*

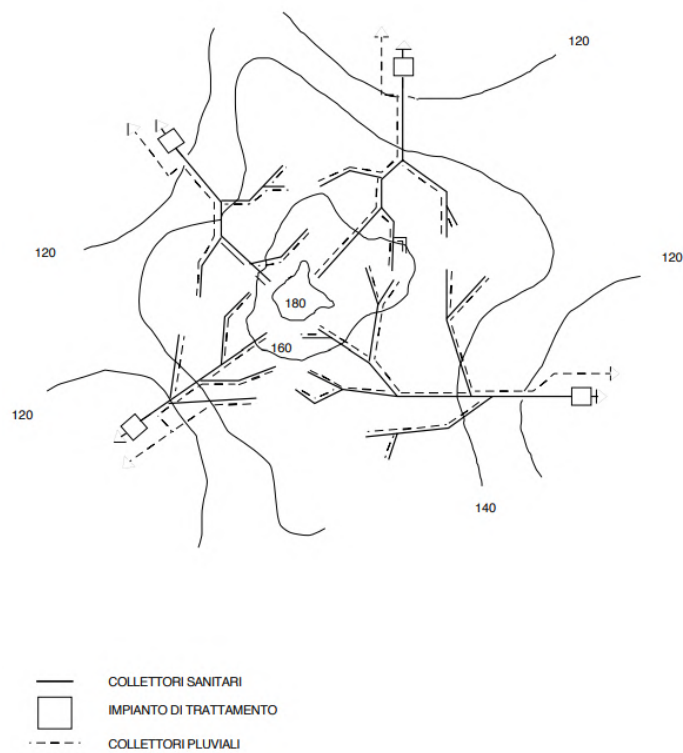


(a) *Sistema fognario separato con disposizione a terrazze.*

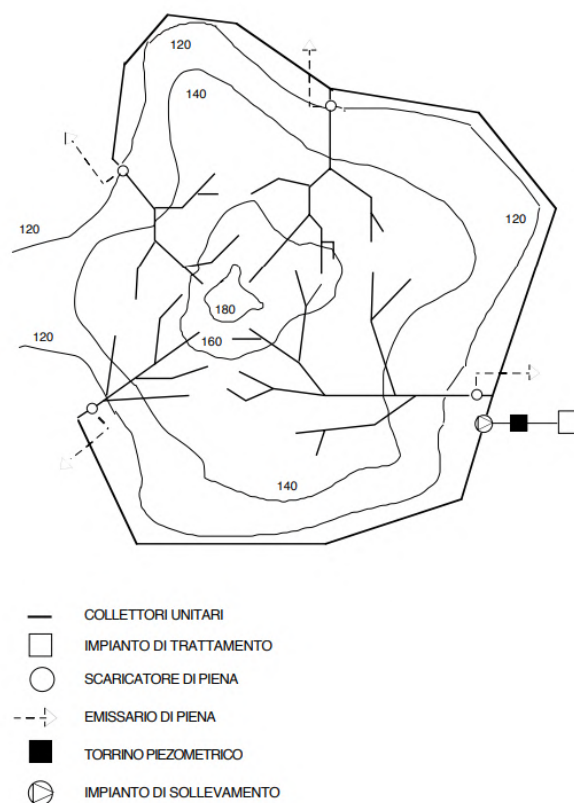


(b) *Sistema fognario unitario con disposizione a terrazze.*

Figura 1.5: *Sistema con disposizione a terrazze.*



(a) *Sistema fognario separato con disposizione radiale.*



(b) *Sistema fognario unitario con disposizione radiale.*

Figura 1.6: *Sistema con disposizione radiale.*

1.2.2 La geometria delle sezioni dei collettori

L'elemento principale per caratterizzare i collettori è la forma della sezione. La scelta di essa dipende dal valore della portata massima da convogliare e dalla tipologia di moto al quale fare riferimento durante la progettazione: per assegnare le dimensioni si ipotizza il moto uniforme del flusso d'acqua all'interno della condotta, verificando il comportamento della stessa anche per regimi di moto differenti.

Le diverse tipologie di sezioni sono rappresentate in Figura 1.7. La sezione più comunemente utilizzata è quella *circolare*, che assume diametri compresi tra un valore minimo di 20-30 cm fino a oltre 2 m. Questa tipologia di forma risulta quella ideale dal punto di vista statico. Quando questa tipologia di tubazione presenta un inconveniente idraulico quando si adottano diametri di dimensioni molto elevate: quando le portate sono piccole, il contorno bagnato aumenta e la velocità risulta ridotta tale da provocare fenomeni di sedimentazione sul fondo, a causa della ridotta tensione tangenziale esercitata dalla corrente sul fondo.

Questo ha portato all'adozione di sezioni, tra cui quelle di forme *ovoidali*, che presentano la parte inferiore più stretta rispetto a quella superiore.

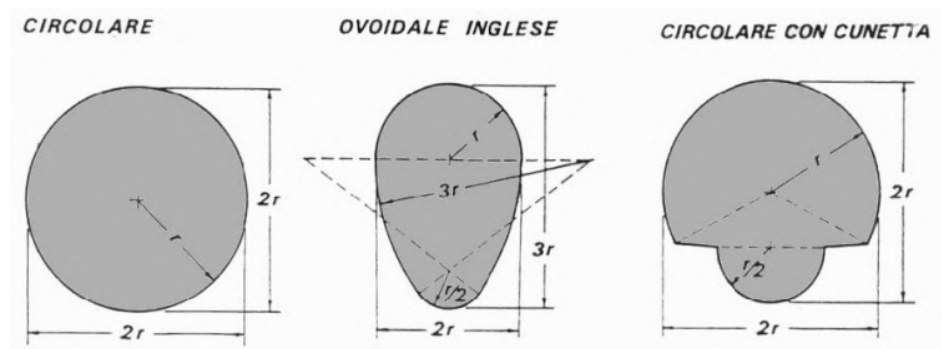


Figura 1.7: Tipologie delle sezioni dei collettori di fogna bianca.

1.2.3 I materiali dei collettori

La forma del collettore, nonché le sue dimensioni, condizionano la scelta del materiale da utilizzare.

Le condotte fognarie devono avere la capacità di resistere alle sollecitazioni di natura fisica, meccanica, chimica e biologica. La loro resistenza interna è garantita dal materiale con cui sono costruite o da specifici rivestimenti interni.

Le condotte, fabbricate con diversi tipi di materiali, sono selezionate per l'uso in base a criteri quali:

- le tensioni di esercizio;
- le sollecitazioni dinamiche o accidentali (sovrappressioni di moto vario);
- la resistenza alla corrosione e all'abrasione;
- la resistenza all'aggressività

In relazione al materiale di cui sono costituite, le tubazioni possono essere classificate come segue:

- **Tubazioni in conglomerato cementizio:** di solito questa tipologia di materiale non subisce deterioramenti a causa dell'ambiente circostante. Le condotte in cemento hanno una notevole resistenza a trazione e alla corrosione. Il maggiore difetto di queste condotte risiede nella loro fragilità;
- **Tubazioni in materiale plastico:** i materiali plastici più utilizzati in questo campo sono PVC (polivinilcloruro), PRFV (poliestere rinforzato con fibre di vetro) e PEAD (polietilene ad alta densità). I materiali polimerici conferiscono alla tubazione un'ottima robustezza meccanica e sono resistenti alle aggressioni chimica sia dei liquidi trasportati che dai terreni circostanti. Il deterioramento di queste condotte è di solito causato dal peso proprio e dai carichi esteri a cui sono sottoposte;
- **Tubazioni in vetroresina:** sono costituite con tre strati di materiali: uno strato interno di resina termoindurente resistenze all'attacco delle sostanze convogliate; uno strato meccanicamente resistente costituito da strati successivi di filamenti di vetro molto ravvicinati, uno strato protettivo esterno di resina contenente inibitori contro l'azione disgregatrice del tempo. I vantaggi nell'utilizzo di questi materiali sono inattaccabilità da terreni aggressivi, leggerezza, elevate proprietà meccaniche, flessibilità.
- **Tubazioni in grés:** sono le più diffuse. Questo materiale è praticamente inattaccabile dall'usura causata dai solidi trasportati dal liquido e mostra un'eccellente resistenza anche contro sostanze generalmente aggressive per altri materiali. D'altra parte, il grés mostra una certa fragilità e una ridotta capacità di sopportare tensioni di trazione e, di conseguenza, di flessione.

1.2.4 Le opere d'arte

Le opere d'arte posizionate lungo le condotte fognarie sono:

- **opere di immissione:** esse sono le caditoie che rappresentano i punti di immissioni delle acque di dilavamento alla rete fognaria sia sul suolo pubblico, piazze o strade, e sia sul suolo privato. I punti di accesso per le acque di dilavamento sulla superficie del bacino sono le caditoie, di solito poste ogni 10/25 metri. Ciascuna caditoia è collegata ad un pozzetto con uno scarico allacciata alla rete. Esistono diverse tipologie di caditoie che possono essere sifonate o meno, a seconda se l'accesso avviene in collettori neri o misti o bianchi. Un esempio di sezione di una caditoia libera è rappresentata nella Figura 1.8, mentre l'ingresso alla rete fognaria del flusso delle acque meteoriche è schematizzato in Figura 1.9.

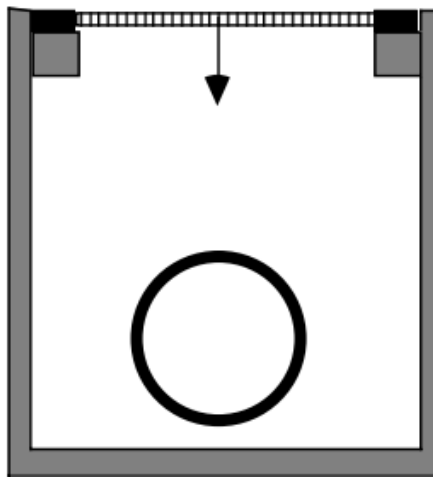


Figura 1.8: Sezione di una caditoia libera.

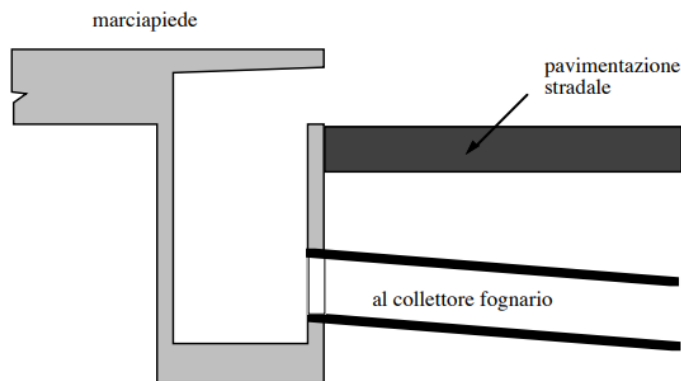


Figura 1.9: Caditoia a bocca di lupo.

- **opere di confluenza e di raccordo, di ispezione e salti:** i pozzetti di ispezione sono posizionati ad una distanza massima di non oltre 30 m, essi sono necessari in quanto spesso nelle tubazioni possono essere immessi oggetti di grandi dimensioni che provocano l'ostruzione delle tubazioni. Nella Figura 3.14 che segue è rappresentato un pozzetto d'ispezione.

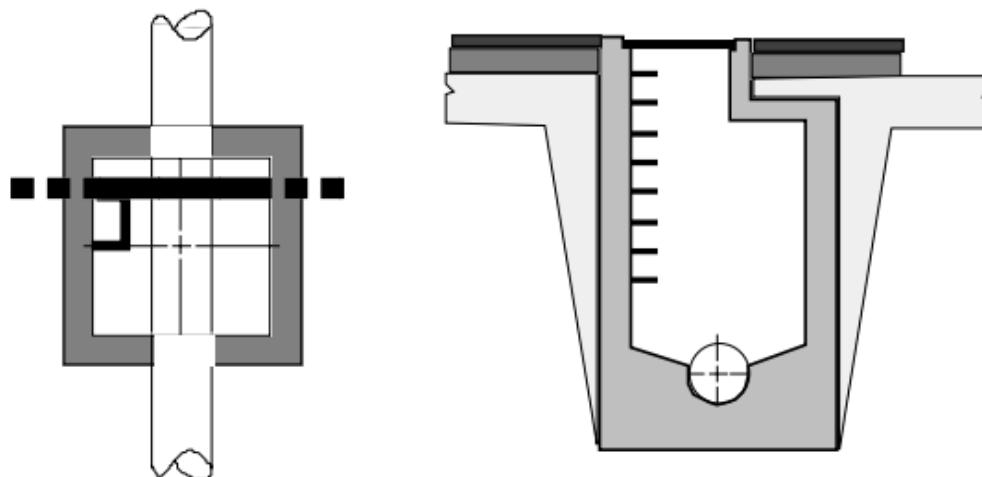


Figura 1.10: *Pozzetto d'ispezione.*

- **pozzetti di cacciata:** si tratta di manufatti presenti quando le pendenze adottate sono modeste. In Figura 1.11 è rappresentato un pozzetto di cacciata Contarini.

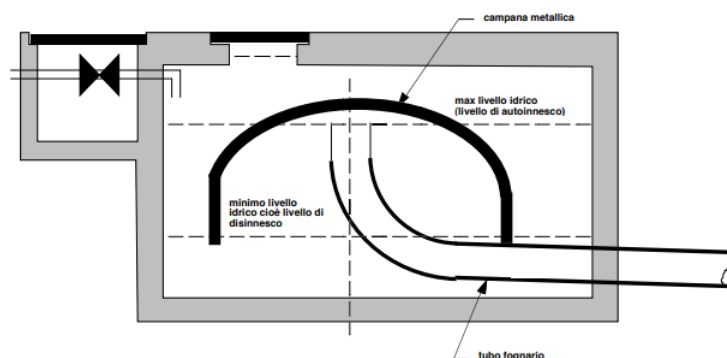


Figura 1.11: *Pozzetto di cacciata Contarini.*

- **sforatori:** si tratta di opere d'arte speciali che servono per allontanare una parte delle acque immesse in fognatura per convogliarle in altri scarichi. Nella Figura 1.12 è rappresentata una sezione di uno sfioratore laterale, all'interno del quale

l'acqua perviene dal tubo di sezione minore se supera il livello della soglia, il fluido sfiora nel tubo di sezione maggiore posto più in basso.

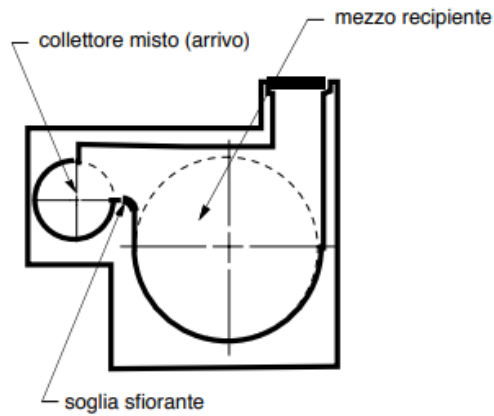


Figura 1.12: Sezione di uno sfioratore.

- **impianti di sollevamento:** questa tipologia di impianto quando occorre superare un dislivello. Gli impianti più comuni sono quelli con pompe sommergibili, chiamate così perchè esse sono immerse totalmente in acqua. In Figura 1.13 è rappresentato uno schema di una stazione di sollevamento.

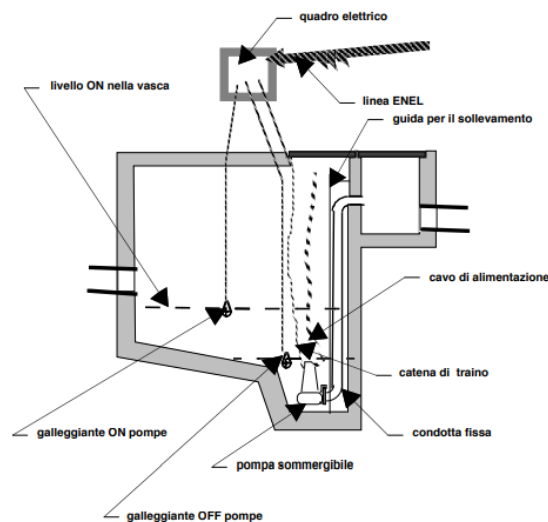


Figura 1.13: Schema di una stazione di sollevamento.

1.2.5 Criteri di dimensionamento dei collettori

Il flusso all'interno dei condotti fognari si svolge a superficie libera. La verifica della condotta è effettuata con l'ipotesi di moto uniforme, utilizzando la *formula di Chézy*[2]:

$$v = \chi \sqrt{Ri} \quad (1.2)$$

Dove:

- v è la velocità media del fluido, espressa in m/s
- χ è il coefficiente di Chezy, espresso in $m^{1/2}/s$;
- R è il raggio idraulico, espresso in m ;
- i è la pendenza del canale.

Il coefficiente di Chezy χ è determinato mediante la formula empirica di Gauckler-Strickler [2]:

$$\chi = k_s R^{1/6} \quad (1.3)$$

Dove il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler k_s è tabellato in letteratura.

Affinchè la condotta non funzioni in pressione durante l'esercizio è necessario che il **grado di riempimento** non superi determinate soglie.

Ipotizzando che il tubo sia di sezione circolare, il grado di riempimento di una tubazione è definito come:

$$G = \frac{Y}{D} = \frac{\frac{D}{2} + \frac{D}{2} \cdot \cos(\pi - \frac{\theta}{2})}{D} = \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (1.4)$$

Dove Y è il tirante idrico all'interno della condotta e D il diametro della stessa. Quando il funzionamento non è in pressione, la portata massima si verifica quando $Y/D = 90\%$. Per garantire che il reale esercizio si svolga nelle condizioni di progetto, è necessario prevedere un franco di sicurezza, per cui il grado di riempimento della condotta non dovrà superare il 70%.

Un'altra verifica da effettuare riguarda la velocità del flusso all'interno delle condotte, accertandosi che essa sia contenuta all'interno di alcuni limiti. Essi non sono stabiliti da norme italiane.

In generale la velocità massima deve assumere valori compresi tra 1 e 2 m/s per evitare l'ambrasioni delle pareti interne dei collettori.

La velocità minima deve essere maggiore di 0.5 m/s per evitare sedimentazione e intasamento delle condotte.

1.3 Curva di possibilità pluviometrica

Il primo passaggio nell'elaborazione del sistema di drenaggio urbano è l'analisi dell'evento meteorologico che potrebbe interessare l'area, che si determina stimando le caratteristiche dell'evento piovoso estremo, in riferimento al tempo di ritorno prescelto, e dimensionando il sistema di drenaggio, attraverso un processo iterativo.

Le curve di possibilità pluviometrica esprimono la relazione tra l'altezza di precipitazione massima $h_{max}(mm)$ e la loro durata $t(h)$, per un assegnato periodo di ritorno T .

La relazione più comunemente utilizzata è una legge di potenza monomia del tipo:

$$h(t, T) = a t^n \quad (1.5)$$

in cui:

- h è l'altezza di pioggia massima, espressa in mm ;
- t è la durata, espressa in ore;
- a e n sono parametri che dipendono dal tempo di ritorno.

La costruzione della curva pluviometrica avviene per punti. Per assegnati tempi di ritorno, si calcola la frequenza di accadimento di un evento pluviometrico di assegnata durata.

1.3.1 Analisi statistica delle piogge di breve durata mediante la legge di distribuzione a doppia componente TCEV

L'osservazione empirica dei campioni dei massimi annuali di breve durata ha portato a riconoscere l'esistenza di alcuni valori eccezionali, denominati *outliers*, estremamente più elevati rispetto agli altri appartenenti alla stessa serie storica.

La peculiarità del modello TCEV (*Two component extreme value distribution*) proposto da Rossi et al. (1984) è quello di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità di tipo Gumbel. La legge di distribuzione TCEV ha l'espressione rappresentata

nell'equazione 1.6:

$$P(h_t) = \exp \left[-\Lambda_1 \exp \left(-\frac{h_t}{\Theta_1} \right) - \Lambda_2 \exp \left(-\frac{h_t}{\Theta_2} \right) \right] \quad (1.6)$$

Dove $P(h_t)$ rappresenta la probabilità di non superamento dell'altezza di pioggia h_t di durata t .

In questa distribuzione i parametri fondamentali sono Θ_1 , Λ_1 , Θ_2 , Λ_2 che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale Y proveniente dalla componente ordinaria e dalla componente secondaria. Si ottiene:

$$\Theta^* = \Theta_2/\Theta_1 \quad (1.7)$$

$$\Lambda^* = \Lambda_2/\Lambda_1 \quad (1.8)$$

La procedura di regionalizzazione comporta che al primo livello si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri Θ^* e Λ^* .

Tali parametri devono essere stimati da un elevato numero di dati; questo comporta l'assunzione di una regione omogenea molto ampia.

Le sottozone omogenee, caratterizzare oltre che dalla costanza di Θ^* e Λ^* anche dalla costanza di Λ_1 , sono individuate dal secondo grado di regionalizzazione: anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea. Si considerano solo le serie più numerose, in quanto la stima dei parametri suddetti è condizionata dalla presenza di dati di pioggia straordinari che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.

L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata ha portato alla individuazione di sei zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare, per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità parziale dei parametri della legge TCEV, è utile rappresentare la legge $F(X_t)$ della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra $\mu(X_t)$, che rappresenta l'espressione della **curva di possibilità pluviometrica** ed una quantità $K_{T,t}$ detta **fattore probabilistico di crescita**, funzione

del periodo di ritorno T e della durata t , definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = \frac{X_{t,T}}{\mu(X_t)} \quad (1.9)$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita che ha caratteristiche regionali nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria, C_a , e dei coefficienti di variazione, C_v , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza della durata di $K_{t,T}$ autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

Nel terzo livello di analisi regionale si analizza la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda e mediana) delle serie storiche in relazione ai fattori locali. Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a t^n \quad (1.10)$$

All'equazione 1.10 si dà il nome di curva di possibilità pluviometrica.

La relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata e alla quota del sito viene generalizzato nella forma:

$$\mu(X_t) = at^{\frac{Ch+D+\log \alpha - \log a}{\log 24}} \quad (1.11)$$

in cui α è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X_1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto tra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità.

Per la Puglia il valore del coefficiente α è costante per l'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare tra il valore medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare.

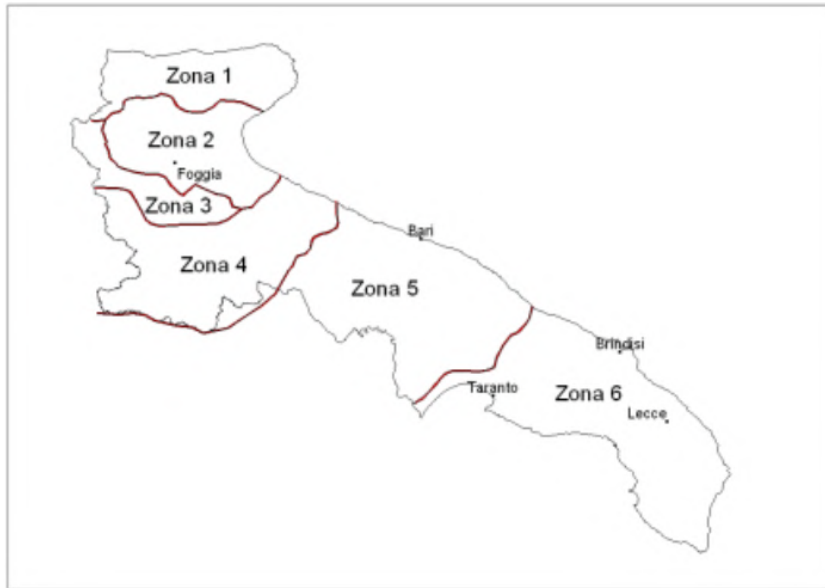


Figura 1.14: Zone omogenee terzo livello.

1.3.2 Extreme Value of first type - EV1

La sequenza di dati relativi ai picchi annui di precipitazione per una specifica durata t , denominati $h_{i,t}$ (dove $i=1,2,\dots,n$), può essere vista come un insieme di dati di grandezza N (anni di osservazione) rappresentativo di una variabile aleatoria. Utilizzando metodi di inferenza statistica, è possibile determinare la funzione di distribuzione di probabilità più appropriata per descriverla. Dato che si tratta di valori massimi, si può considerare l'applicazione della distribuzione di Gumbel (Extreme Value of first type, EV1), specifica per l'analisi dei valori massimi.

La relazione funzionale tra tempo di ritorno, durata e altezza di pioggia, che interpola i dati empirici a disposizione può essere ricavata attraverso il metodo dei minimi quadrati.

L'elaborazione statistica dei dati comporta un certo numero di ipotesi, quali ad esempio la forma della distribuzione ed il metodo utilizzato per stimare i parametri. È frequente la necessità di verificare se esiste accordo tra distribuzione osservata e distribuzione attesa o teorica attraverso il *Test di Pearson*.

1.3.3 Stima della pioggia areale: il metodo dei poligoni di Thiessen

La misura delle precipitazioni avviene attraverso i pluviometri, che misurano la quantità di pioggia caduta in uno specifico punto durante un determinato intervallo temporale. Questi strumenti forniscono dati riguardanti la quantità di precipitazione avvenuta direttamente nel luogo in cui sono posizionati, rilevando misurazioni precise e localizzate. La quantità di pioggia che si accumula su un'area durante un certo periodo di tempo deve essere calcolata utilizzando i dati provenienti dalle stazioni di monitoraggio presenti nell'area in questione.

In [1] si introduce il concetto di "solido di pioggia", ovvero elementi prismatici con base inferiore corrispondente alla proiezione dell'area considerata A_i , e base superiore situata ad un'altezza h_i rispetto la base inferiore, rappresentando il volume di pioggia caduto in quel punto.

Il volume del solido di pioggia può essere calcolato utilizzando un numero limitato di misurazioni puntuali.

Il metodo impiegato per valutare l'area di pertinenza di ciascuna misurazione pluviometrica è quello dei "poligoni di Thiessen" o "topoietti", che permette di determinare le superfici di influenza di ciascuna stazione pluviometrica.

Questo metodo prevede il collegamento tramite segmenti di tutte le zone adiacenti all'interno del bacino o nei suoi dintorni, formando una rete di triangoli il più possibile equilateri. Per ciascun lato di ogni triangolo, si traccia l'asse, ovvero la retta passante per il punto medio e perpendicolare al lato stesso, definendo così un'altra rete di poligoni regolari, chiamati "topoietti", che includono ciascuna stazione all'interno del proprio poligono. A ciascuna stazione viene quindi assegnata una superficie di influenza coincidente con l'area del poligono.

Un esempio di determinazione delle aree di influenza con il metodo dei topoietti è rappresentato nella Figura 1.15.

1.4 Tempo di corrivazione

La valutazione dell'evento critico di pioggia richiede la conoscenza del tempo di corrivazione T_c , ovvero il tempo necessario affinché il bacino sia integralmente contribuente, ovvero il tempo impiegato da una singola particella d'acqua piovuta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura.

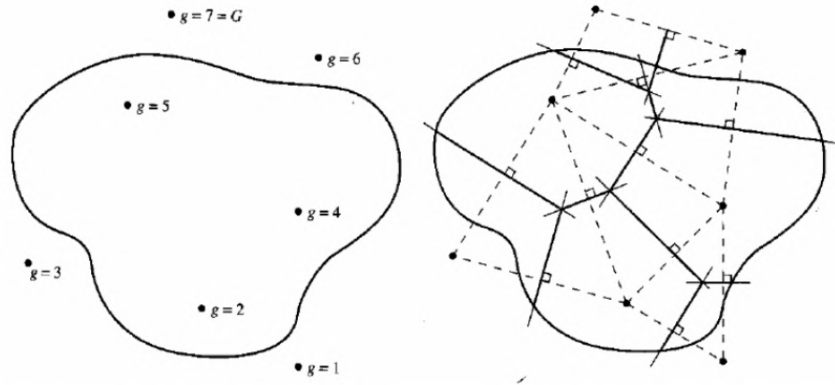


Figura 1.15: *Costruzione dei poligoni di Thiessen.*

La definizione di tempo di corrivazione consente di spiegare perchè la piena si verifica quando l'evento meteorico ha almeno una durata pari al tempo di corrivazione; in questo caso, infatti, tutto il bacino contribuisce alla creazione del deflusso superficiale.

In letteratura esistono diverse formule per il calcolo del tempo di corrivazione.

Una formula molto utilizzata in Italia è quella proposta da Giandotti:

$$T_c = \frac{A \cdot \sqrt{A_b} + 1.5 \cdot L_b}{0.8 \cdot \sqrt{H_m}} \quad (1.12)$$

dove:

- A_b è l'area del bacino in km^2 ;
- L_b è la lunghezza dell'asta principale in km ;
- H_m è la quota media sulla sezione di chiusura (m).

Un'altra formulazione è quella di Ventura:

$$T_c = 0.1272 \cdot \frac{A}{i} \quad (1.13)$$

dove:

- A è l'area del bacino idrografico km^2 ;
- i è la pendenza media dell'asta principale;

Un'altra formulazione è quella di Pasini:

$$T_c = \frac{24 \cdot 0.045 \sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{i \cdot 100}} \quad (1.14)$$

Viparelli ipotizza una velocità media di deflusso pari a 1 m/s , ottenendo la seguente relazione:

$$T_c = \frac{L}{3.6} \quad (1.15)$$

1.5 Ietogramma di progetto

Lo ietogramma di progetto dovrà fornire per qualsiasi durata, non superiore alla durata della pioggia, un massimo dell'intensità di pioggia uguale a quello fornito dalla curva di possibilità pluviometrica.

Esistono diverse tipologie di ietogramma, tra i quali si possono citare lo ietogramma costante e lo ietogramma Chicago.

Lo ietogramma costante, seppur corretto dal punto di vista teorico, risulta poco significativo dal punto di vista fisico, perchè nei primi tempi in cui si verifica l'evento meteorico si registra un'intensità maggiore rispetto agli ultimi, ma posizionare il picco per $t = 0$ sarebbe poco realistico. Lo ietogramma Chicago, invece, prevede una distribuzione delle intensità istantanee di precipitazione, in modo che esse siano inizialmente crescenti fino al picco, e successivamente decrescano sino alla fine dell'evento piovoso.

Lo ietogramma Chicago è quindi uno ietogramma non costante che presenta un picco di intensità che può essere posizionato arbitrariamente all'inizio, alla fine o in posizione intermedia rispetto alla durata complessiva di pioggia, così come illustrato nella Figura 1.16. Per generare uno ietogramma con picco nella posizione iniziale, per ogni durata

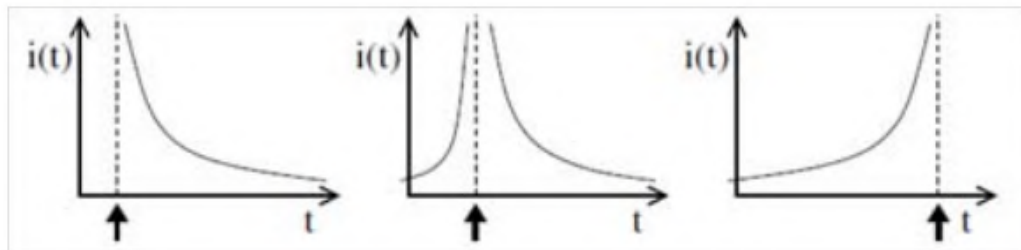


Figura 1.16: Esempio di ietogramma Chicago con picchi in varie posizioni.

della precipitazione, l'altezza cumulata della pioggia deve essere pari a quella fornita

dalla curva di possibilità pluviometrica:

$$h(\tau) = \int_0^\tau j(t)dt = a\tau^n \quad (1.16)$$

dove $j(t)$ corrisponde all'equazione dello ietogramma Chicago da determinare. Derivando $h(\tau)$ rispetto a τ si ottiene l'equazione dello ietogramma Chicago:

$$j(t) = nat^{n-1} \quad (1.17)$$

in cui la variabile τ è sostituita da t dopo la derivazione, che rappresenta la durata dell'evento di pioggia.

Per la costruzione della curva di possibilità pluviometrica, si ricorre ad un approccio discreto, per cui fissato un intervallo base di tempo, si determinano i valori corrispondenti alla curva di possibilità pluviometrica per step successivi.

A ogni intervallo temporale si è associato il corrispondente valore di intensità generata come da formula:

$$j = \frac{at_{i+1}^n - at_i^n}{\Delta t} \quad (1.18)$$

1.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi

La comprensione del processo di trasformazione afflussi-deflussi permette di stimare il deflusso utilizzando i dati di precipitazione raccolti nel bacino. Queste misurazioni di precipitazione sono generalmente più comuni e possono essere effettuate a costi inferiori rispetto alla diretta misurazione del deflusso.

La Figura 1.17 illustra il confronto tra il ciclo dell'acqua in ambienti rurali e urbani. Nelle zone rurali, le basse velocità e i modesti volumi d'acqua favoriscono l'evapotraspirazione e una significativa infiltrazione nel suolo, che supporta i flussi d'acqua sotterranea e superficiale, contribuendo al mantenimento del corpo idrico. Al contrario, nelle condizioni urbane, l'alta velocità e i maggiori volumi d'acqua portano a una evapotraspirazione ridotta e a una limitata infiltrazione superficiale a causa dell'impermeabilizzazione del suolo, limitando il rifornimento delle acque sotterranee e riducendo il flusso di base del corpo idrico.

I metodi di trasformazione degli afflussi in deflussi possono essere classificati tenendo conto della schematizzazione dei processi che ne sono alla base [3]:

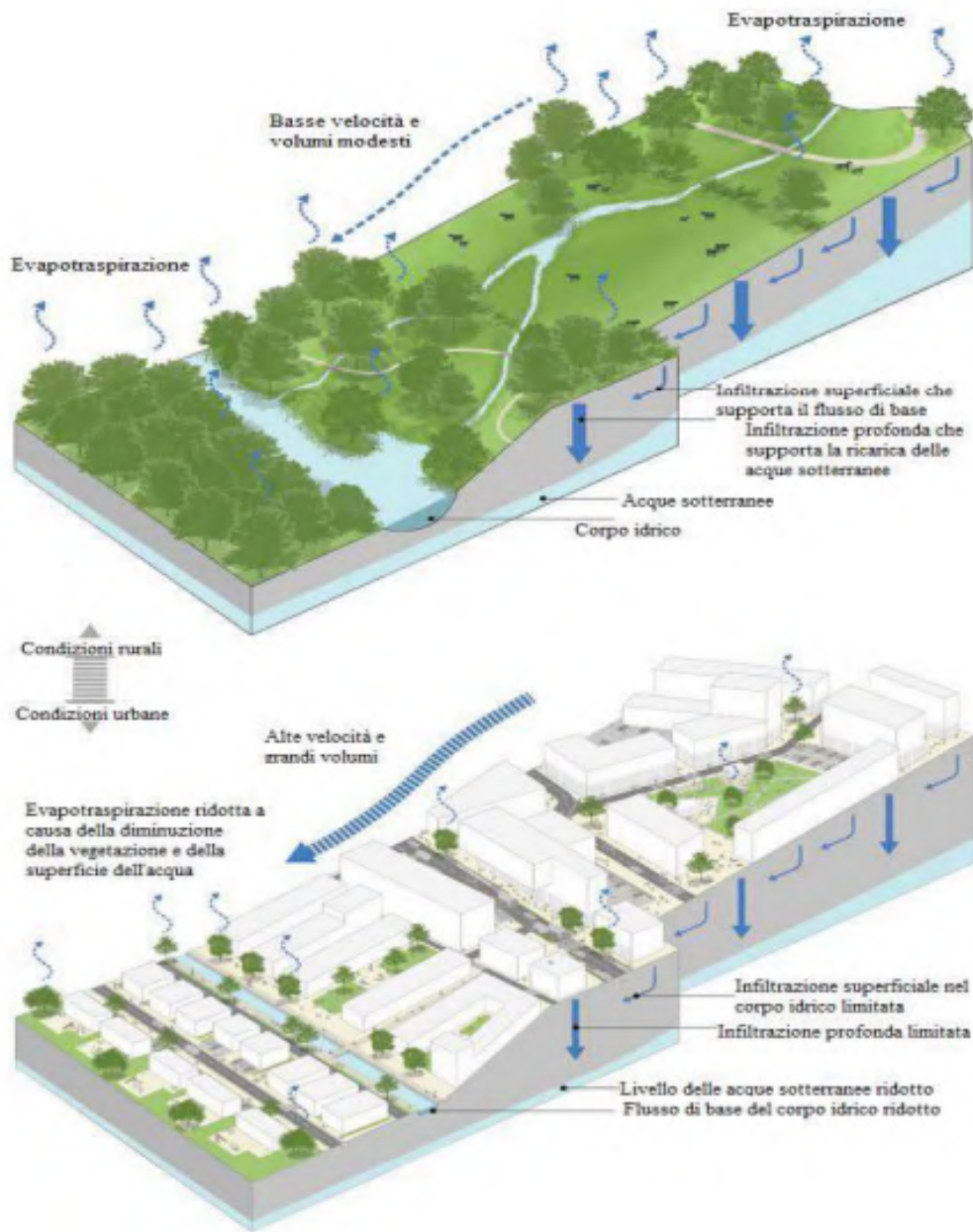


Figura 1.17: Confronto tra un bacino con superfice naturale drenante e una superfice urbanizzata.

- **Modelli concettuali:** utilizzano schematizzazioni dei fenomeni fisici, senza risolvere le equazioni fisiche che governano i processi. Le schematizzazioni più utilizzate sono:
 - *canali (lineari):* rappresentano solo il trasferimento temporale (ritardo tra ingresso e uscita) delle acque meteoriche. Si ricorda il metodo *modello cinematico o della corrivazione*.

– *serbatoi (lineari)*: rappresentano le diverse forme di immagazzinamento dell'acqua per mezzo di uno più serbatoi. Si ricorda il *modello dell'invaso*.

- **Modelli fisicamente basati**: risolvono le equazioni fisiche dei diversi processi idraulici e idrologici;
- **Modelli empirici (black-box)**: accettano una funzione di input (ietogramma) e forniscono una funzione in output (idrogramma). Si tratta di modelli che devono essere tarati.

1.6.1 Metodo dell'invaso lineare

Il metodo si basa sul legame tra il volume $W(t)$ invasato sul bacino e nelle rete e la contemporanea portata $Q(t)$ defluente attraverso la sezione finale del collettore, come nel serbatoio lineare. La portata al colmo è stimata considerando il volume immagazzinato nel sistema bacino-rete in funzione della costante d'invaso K . Essa calcolata come segue:

$$K = \frac{W(t)}{Q(t)} \quad (1.19)$$

La portata nella sezione di chiusura è data dalla seguente equazione:

$$Q_M = n(\phi a S)^{1/n} W_M^{\frac{n-1}{n}} z \quad (1.20)$$

Dove:

- a e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica;
- ϕ è il coefficiente di afflusso proprio del bacino;
- W_M è il volume totale invasato W_M a monte della sezione di calcolo determinato come la somma dei piccoli invasi $w_o S$, del volume invasato nel collettore di progetto W_I e del volume invasato all'interno dei tratti a monte del collettore di progetto W_i :

$$W_M = w_o S + W_I + \sum_{i=1}^{I-1} W_i \quad (1.21)$$

1.6.2 Metodo SCS

Il metodo del Soil Conservation Service (SCS) è una procedura che facilita la ricostruzione delle piene in bacini idrografici. Questo approccio permette sia la valutazione

diretta del volume della portata massima della piena, sia la ricostruzione dettagliata dell'idrogramma di flusso.

Per la determinazione del volume di piena il metodo si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S} \quad (1.22)$$

Dove:

- W è il volume immagazzinato nel suolo;
- P_n è la precipitazione netta;
- W è il volume di deflusso;
- S è il massimo volume invasabile dal terreno.

La valutazione della precipitazione netta si ottiene detraendo alla superficie totale P il contributo delle perdite iniziali I_a dovute all'immagazzinamento superficiale, a causa di eventuali zone all'interno delle superfici del bacino che, per la loro morfologia, consentono l'accumulo di volumi idrici ed all'intercettazione operata dalla copertura vegetale presente e all'infiltrazione della formazione del deflusso.

La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume del deflusso superficiale e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

(1.23) Sostituendo il valore di W si ottiene:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S} \quad (1.24)$$

Le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo:

$$I_a = 0.2S \quad (1.25)$$

Poichè:

$$P_n = P - I_a \quad (1.26)$$

Si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (1.27)$$

L'utilizzo della formula 1.27 richiede la stima del massimo contenimento idrico S del suolo, che può variare teoricamente da 0 (rappresentante una superficie perfettamente

impermeabile) a infinito (rappresentante l'assenza totale di deflusso).

La valutazione di S avviene tramite la seguente relazione:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (1.28)$$

Nella formula compare il parametro CN che rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso, in considerazione alla copertura vegetale e alle caratteristiche idrologiche del suolo e stimato attraverso tabelle riportate in letteratura.

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
↓ Tipologia di Uso del Territorio	A	B	C	D
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m ² (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Figura 1.18: Valori CN [1].

La valutazione del coefficiente CN richiede inizialmente l'identificazione del gruppo idrologico associato a ciascun terreno nel bacino, nonché la suddivisione di ciascun gruppo in zone omogenee di uso del suolo, disposizione e condizione idrica. A ciascuna di queste zone omogenee, caratterizzate da superfici note, viene assegnato un coefficiente di CN appropriato, sulla base di quelli documentati in letteratura. Il coefficiente di scolo medio per l'intero bacino, CN_b , viene quindi calcolato come media ponderata dei valori

stimati per le singole zone omogenee, con la superficie di ciascuna zona che funge da peso nel calcolo.

Per determinare il coefficiente CN , sono identificati quattro gruppi idrologici distinti, denominati A , B , C , D :

- **Gruppo A:** scarso potenziale di generazione di deflusso. Terreni con alta capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione completa. Si tratta di sabbie o ghiaie profonde con un eccellente drenaggio. La conducibilità idrica alla saturazione è elevata.
- **Gruppo B:** Terreni con capacità di infiltrazione moderata quando saturi. Ben drenati e profondi, questi suoli sono caratterizzati da una tessitura mediamente grossolana e da una buona conducibilità idrica.
- **Gruppo C:** Terreni con limitata capacità di infiltrazione quando saturi. Questi suoli presentano un strato che ostacola il flusso dell'acqua verso il basso (caratterizzati da un drenaggio limitato) o hanno una tessitura medio-fine con bassa permeabilità. La conducibilità idrica è ridotta.
- **Gruppo D:** Terreni con elevata propensione alla generazione di deflusso. Questo gruppo include suoli ricchi di argilla con proprietà di gonfiabilità, terreni con uno strato superficiale di argilla, e suoli poco profondi situati su substrati impermeabili. La conducibilità idrica è estremamente limitata.

Il procedimento considera anche le condizioni di umidità del suolo prima dell'inizio dell'evento, *Antecedent Moisture Conditions*, AMC . I valori di CN presenti in letteratura si riferiscono alle condizioni di umidità medie.

La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta nei cinque giorni precedenti all'evento.

Periodo vegetativo	Riposo vegetativo	AMC
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento minore di 35 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento minore di 13 mm	I
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento tra 35 e 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento tra 13 e 28 mm	II
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 28 mm	III

Figura 1.19: *Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC).*

Capitolo 2

Presentazione del caso di studio

Il presente lavoro di tesi ha preso in esame il caso studio del Comune di Arnesano (LE) e del suo sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche. Nel presente capitolo, dopo una descrizione delle caratteristiche del territorio dal punto di vista geografico, geomorfologico e idrologico e dopo aver illustrato le criticità del bacino, si riporta lo stato di fatto della rete fognaria esistente e dei processi che ne hanno definito l'attuale configurazione.

2.1 Caratteristiche del sito

2.1.1 Inquadramento territoriale

Arnesano è un comune della provincia di Lecce, situato a sud-ovest rispetto al capoluogo, da cui dista circa 7 chilometri. Confina a nord con Novoli, a est con Monteroni e Lecce, a sud con Monteroni, a ovest con Carmiano e a sud-ovest con Copertino. Il territorio comunale si sviluppa su un'altitudine media di 36 metri sopra il livello del mare e copre una superficie di circa 13,5 chilometri quadrati secondo la cartografia ufficiale alla Tavoletta del Foglio 204 (Lecce). L'area urbana si estende per circa 48 ettari ad Arnesano e per 17,5 ettari nel Rione Riesci. L'area geografica di Arnesano raggiunge un'altitudine massima di circa 32 metri s.l.m. (in via XXV Luglio) e una minima di circa 20 metri s.l.m. (nei pressi della strada vicinale Masseria Carretti), presentando un terreno prevalentemente pianeggiante o lievemente inclinato, posizionato nella Cupa, una delle più note depressioni del tavoliere del Salento.

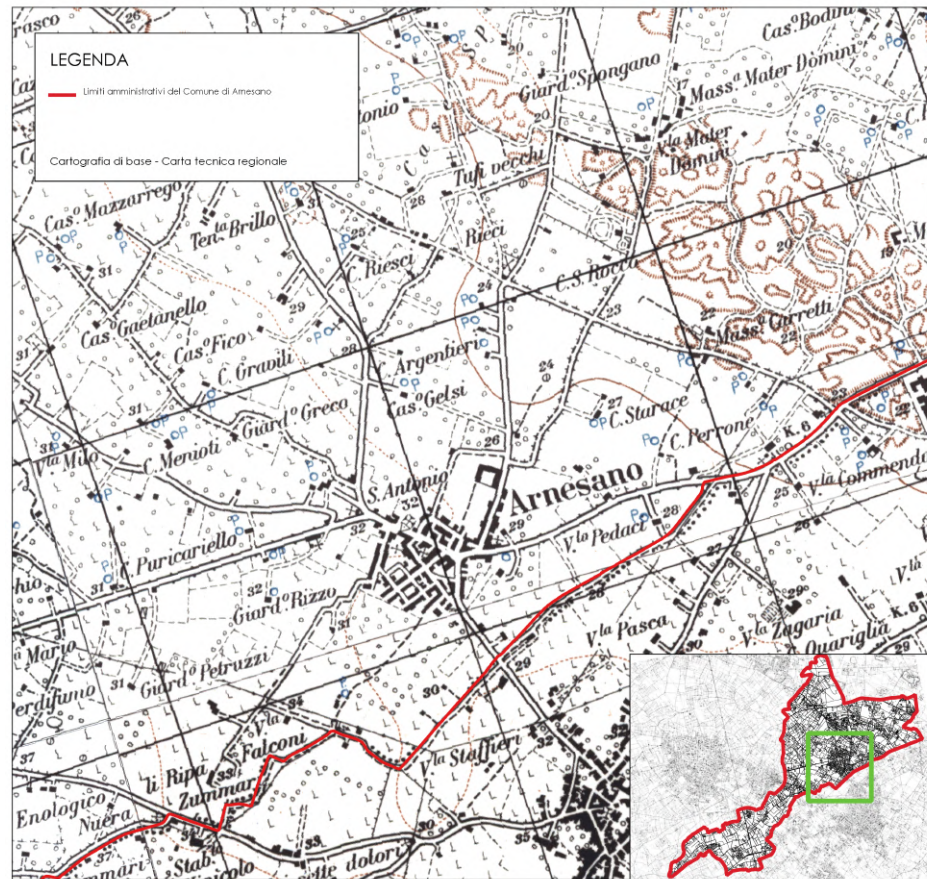


Figura 2.1: *Inquadramento territoriale su CTR.*

2.1.2 Aspetti geomorgologici

La configurazione attuale del territorio è il risultato di numerosi eventi tettonici e cambiamenti geografici che hanno influenzato l'intera area del Salento fin dall'Eocene, portando alla formazione di una serie di faglie che hanno modificato la Piattaforma Apula del Mesozoico, creando così strutture elevate (conosciute come "horst") e aree più basse (denominate "graben"). Queste strutture sono particolarmente evidenti nelle "Serre Salentine", che sono elevazioni strutturali che si estendono nella direzione degli Appennini. L'area in questione ha subito storiche deformazioni pieghevoli e fratture che hanno influenzato le formazioni geologiche del Cretaceo e del Miocene. I bacini risultanti da questi movimenti sono stati successivamente riempiti dai sedimenti lasciati dalla risalita del mare fino al Pleistocene.

Il territorio del comune di Arnesano si trova tra due rilievi tettonici che sono stati largamente livellati e modellati da processi morfogenetici. Geologicamente, l'area è ca-

ratterizzata dai sedimenti della Formazione di Gallipoli del Pleistocene, principalmente composti da argille limose e/o sabbiose, visibili ad Arnesano. I depositi terminali di questa formazione, invece, sono fatti di calcareniti con struttura tufacea.



Figura 2.2: *Sondaggi.*

Secondo quanto verificato dalla stratigrafia di pozzi realizzati nei dintorni dell'area della vasca di dissabbiamento, così come rappresentato in figura 2.2, la formazione di Gallipoli giace, in trasgressione, su rocce calcaree indicate come appartenenti al substrato carbonatico mesozoico su cui è impostata l'intera Penisola Salentina (formazione dei "Calcari di Altamura"). All'interno del sottosuolo di Arnesano, questa sequenza stratigrafica include anche strati di calcari e marne calcaree appartenenti alle calcareniti di Andrano del Miocene.

Nella zona prossima al rione Riesci, prevalgono depositi di calcareniti di media granulometria, irregolarmente cementati, che hanno subito estrazioni intensive in passato per l'utilizzo come pietre da costruzione. Vecchie cave sono sparse attorno agli affioramenti tufacei a est di Arnesano. Inoltre, ampi strati di calcareniti influenzano anche il sottosuolo dell'area interessata dalla rete fognaria pluviale del "Rione Rie-

sci", presentando variazioni di spessore, colore da bianco a giallo e rossastro, e una pseudostratificazione data dall'alternanza di strati di diversa consistenza.

La facies geologica in questione mostra frequenti variazioni sia verticali che laterali, con una cementazione da scarsa a irregolare. I fossili, inclusi lamellibranchi e altri organismi marini, indicano un ambiente di sedimentazione marino costiero poco profondo. Dal punto di vista mineralogico, le rocce sono principalmente composte da calcite e in minor misura da dolomite, con differenze distintive tra i "tufi calcarei", di tessitura più fine e origine parzialmente marina, e le calcareniti di origine più detritica. La struttura della roccia si presenta in genere come "grain supported", con spazi tra i granuli riempiti di matrice detritica. Il contesto sedimentario mostra scarsa fratturazione ma è interrotto da livelli sabbiosi che influenzano la continuità geologica. Questi dettagli confermano l'appartenenza della formazione al periodo Calabriano del Pleistocene.

Dal punto di vista geologico, il territorio di Arnesano è caratterizzato da un suolo argilloso, mentre la frazione di Rione Riesci presenta una costituzione tufaceo-calcarenitica. Questa diversità influisce sulle tecniche di drenaggio e sui sistemi di smaltimento delle acque piovane, richiedendo soluzioni specifiche per ogni area.

La presenza di calcareniti nel settore orientale dell'area di progetto implica una maggiore permeabilità del terreno, che può essere sfruttata per migliorare l'infiltrazione delle acque piovane.

2.1.3 Aspetti idrogeologici

La configurazione spaziale dei diversi tipi di roccia e la loro capacità di permettere il passaggio dell'acqua influenzano significativamente sia la formazione degli acquiferi sia il flusso delle acque sotterranee. Prendendo in considerazione la permeabilità, le rocce calcaree sono permeabili principalmente a causa delle fessurazioni (permeabilità macroscopica), mentre le altre mostrano una permeabilità dovuta soprattutto alla loro porosità (permeabilità microscopica). La permeabilità microscopica, è caratteristica di depositi di sabbia, limo, argilla e le rocce calcarenitiche; invece, la permeabilità macroscopica, si riscontra nelle rocce fratturate, come i calcari del Cretaceo e, in misura minore, nelle calcareniti.

Dal punto di vista idrologico, l'area in oggetto è caratterizzata dall'assenza di corsi d'acqua superficiali costanti; si osservano solamente deflussi temporanei durante episodi di pioggia intensa, che possono provocare allagamenti localizzati in aree dove affiorano sedimenti limo-argillosi meno permeabili. Nel sito specifico oggetto di questo studio

emergono calcareniti con valori di permeabilità variabili tra $k = 10^{-3}$ e $10^{-4} cm/s$, e in certe zone si riscontrano strati con un più elevato coefficiente di assorbimento. Tali livelli di permeabilità favoriscono un'ampia capacità di assorbimento naturale, permettendo alle acque meteoriche di infiltrarsi nel terreno e contribuire al rifornimento degli acquiferi profondi che si trovano all'interno delle formazioni rocciose carbonatiche del Mesozoico. Queste formazioni mesozoiche presentano una permeabilità particolarmente elevata, tra $k = 10^{-1}$ e $10^{-2} cm/s$, a causa della marcata fratturazione risultante dalle diverse fasi tettoniche subite nel corso delle ere geologiche.

In termini di idrografia sotterranea, l'area è quindi caratterizzata dalla presenza di un vasto acquifero, definito "profondo" o "carsico", alloggiato all'interno delle formazioni carbonatiche mesozoiche. Questo acquifero è "sostenuto" dall'acqua marina che penetra nei continenti, sopra la quale l'acqua dolce si mantiene a galla grazie alla sua minore densità, con livelli idraulici che si attestano intorno ai 2 metri sul livello del mare.

2.2 Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di Arnesano

La rete di fogna bianca di un comune non è mai un'opera statica e uguale a se stessa dopo la sua realizzazione, ma è un'infrastruttura mutevole nel tempo, che dev'essere capace di adattarsi e ampliarsi con lo sviluppo urbano. Ciò comporta una certa ciclicità nella verifica di idoneità dell'infrastruttura e, se necessario, anche nelle attività progettuali ad essa legate. Anche nel caso del comune di Arnesano, questo processo di metamorfosi è avvenuto nel tempo e ha portato a quella che è la configurazione attuale della rete. L'ultima attività progettuale che l'ha riguardata ha avuto una genesi lunga alcuni anni: dopo un progetto definitivo validato con Determina del Dirigente l'UTC n. 74 del 12.07.2004 ed approvato con delibera di G.C. n. 100 del 29.07.2004 si è dovuto attendere il 2010 prima che fosse completato il progetto esecutivo per i "Lavori di adeguamento del recapito finale e completamento della rete pluviale urbana con opere annesse in Arnesano e nella frazione Rione Riesci" (Determina del dirigente n.152 del 06/11/2009). Lo stato attuale della rete di fogna bianca comunale è proprio quello risultante dall'esecuzione dei lavori del suddetto progetto.

2.2.1 La rete di fogna bianca fino al 2009

Prima del progetto del 2010, la rete fognaria era composta principalmente da un collettore principale in Via Materdomini ad Arnesano e uno simile a Rione Riesci, con alcuni collettori secondari dispersi tra le vie urbane.

Questi sistemi, benché funzionali in condizioni di precipitazioni moderate, risultavano inadeguati durante eventi pluviali intensi, portando a frequenti allagamenti stradali e inondazioni di aree residenziali a piano terra.

I collettori principali e secondari esistenti non erano in grado di gestire efficacemente il flusso delle acque piovane in quanto coprivano meno del 30% del fabbisogno cittadino. In Tabella 2.1 e 2.2 sono riportate le caratteristiche dei tratti di rete esistenti sino all'anno 2010, mentre nelle figure 2.4 e 2.6 si riporta lo schema planimetrico.

Tabella 2.1: *Rione Riesci - Caratteristiche rete esistente.*

Collettore	Via servita	Sezione (mm)	Lung. (m)
Principale	Mater domini	Semiovoidale 90x90	875.00
Secondario	G. Garibaldi	Semicircolare 60x60	301.80
Secondario	Fr. Baracca-Bernardini - Don Bosco	Semicircolare 60x60	291.50
Secondario	Della Libertà	Circolare Ø 600 - Ø 700	350.00
	Michelangelo	Circolare Ø 400	90.00
	De Giorgi-De Croix	Circolare Ø 400	182.00
	Unità d'Italia	Semiovoidale 40x40	244.00
	De Simone -Paisiello	Semiovoidale 40x40	51.30
	Don Orione		82.10

Tabella 2.2: *Arnesano - Caratteristiche rete esistente.*

Collettore	Via servita	Sezione (mm)	Lun. (m)
Principale	Virgilio-Aldo Moro-Orazio-Dante	Circolare Ø 400- Ø 600 - Ø 900	837.00
	Vittorio Alfieri	Circolare Ø 500	100.00

Il recapito finale del sistema fognario non era unico: la rete a servizio di Arnesano terminava in un bacino di infiltrazione, progettato per assorbire e disperdere le acque raccolte dalla rete di drenaggio urbano. La rete del Rione Riesci, invece, terminava in un pozzo disperdente di un metro diametro e una profondità di trenta metri, convogliando direttamente in falda le acque raccolte, bypassando la superficie, così come rappresentato in Figura 2.4. Le criticità erano evidenti: il bacino di infiltrazione era insufficiente a gestire il volume d'acqua durante eventi di pioggia intensa, portando a frequenti allagamenti, mentre il pozzo assorbente era completamente fuori norma.

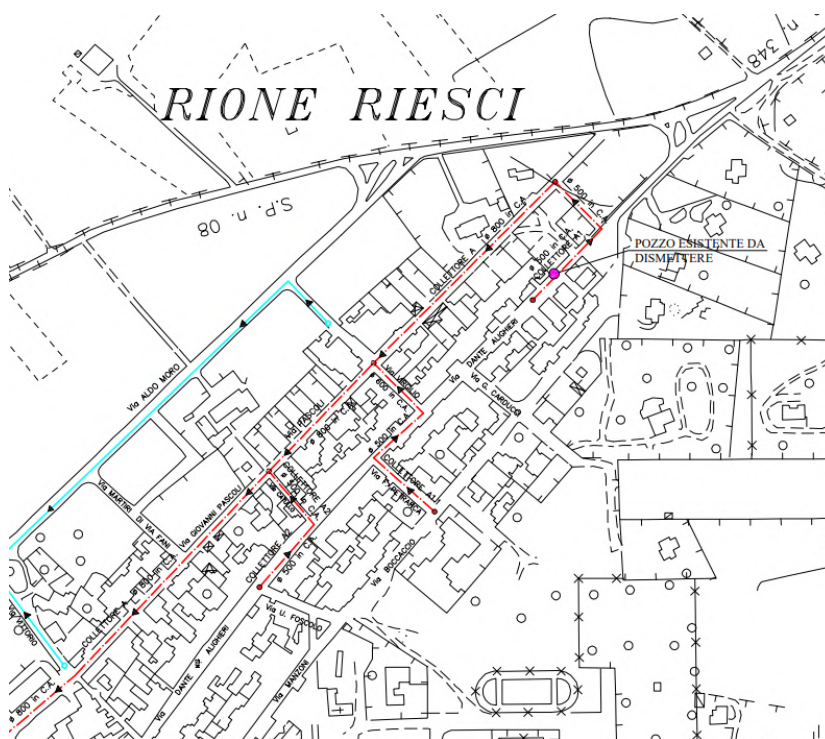


Figura 2.3: Pozzo da dismettere (Rione Riesci).

Il bacino di infiltrazione situato vicino il cimitero comunale, anch'esso utilizzato come recapito finale, si estendeva per circa 4000 mq con una quota di circa 20 metri sul livello del mare. Il design di questo bacino, originariamente una cava a cielo aperto, non era ottimizzato per filtrare efficacemente le acque pluviali né per prevenire il rischio di esondazioni o di sovraccarico durante periodi di precipitazioni particolarmente abbondanti.

In conclusione, prima dell'intervento di progetto, il sistema di recapito finale ad Arnesano e a Rione Riesci non garantiva un adeguato trattamento delle acque pluviali, con limitate capacità di infiltrazione e rischi di contaminazione delle acque sotterranee, oltre al pericolo di allagamenti per le aree urbane circostanti. Queste criticità sottolineavano la necessità di un'opera di ammodernamento ed adeguamento per migliorare la gestione delle acque pluviali in linea con le normative ambientali e per proteggere la sicurezza e il benessere della comunità.

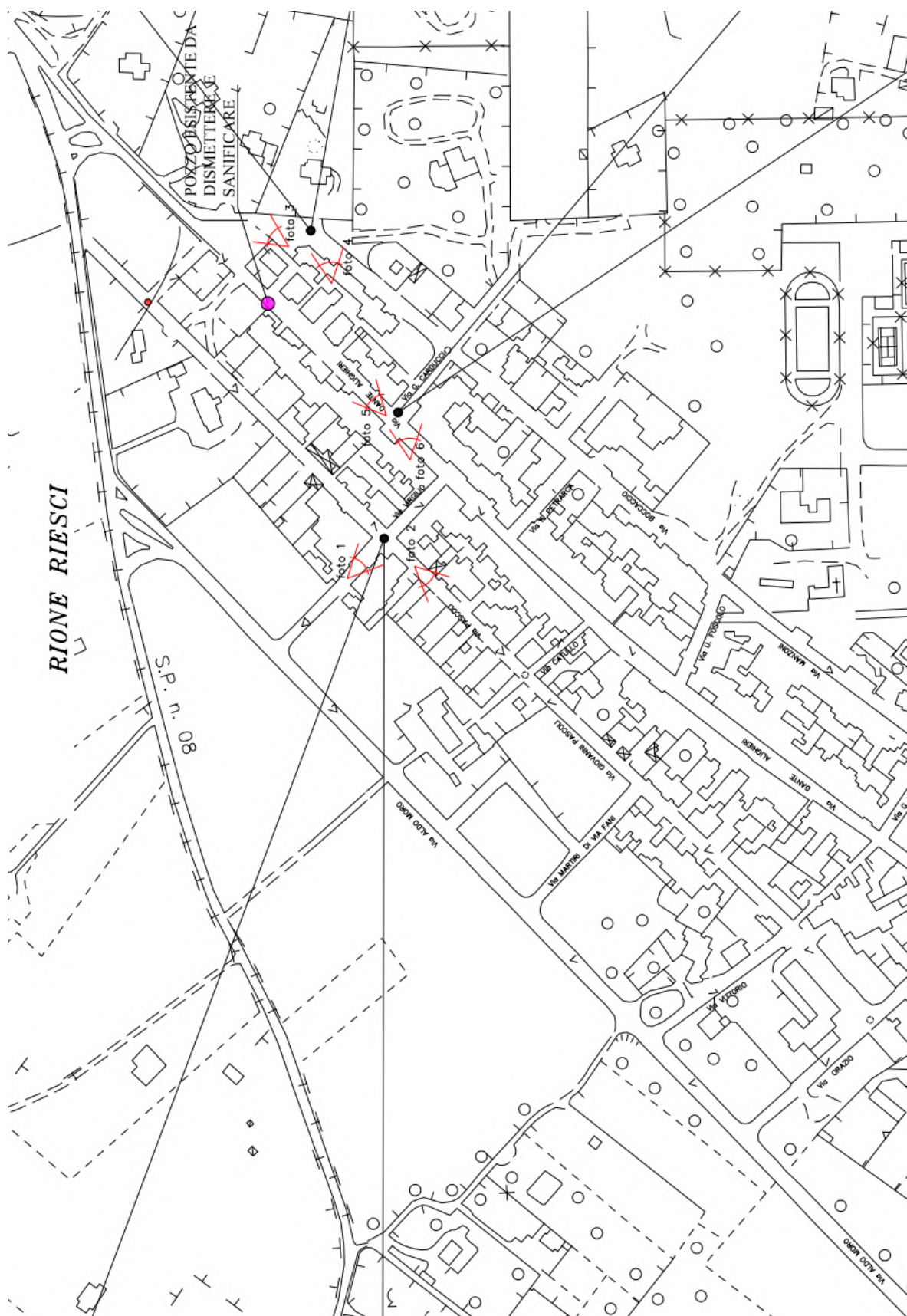


Figura 2.4: Rete di collettamento esistente - Rione Riesci



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.5: *Documentazione fotografica - Rione Riesci.*



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 2.7: Documentazione fotografica - Arnesano



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 2.8: Documentazione fotografica - Arnesano.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.9: *Documentazione fotografica - Arnesano.*

2.2.2 La rete fognaria allo stato attuale

Con il progetto esecutivo del 2010 ed i conseguenti lavori è stato effettuato sia il completamento della rete fognaria all'interno dei due centri (Arnesano e Rione Riesci), che la modifica del recapito finale, con l'obiettivo di modernizzare e rendere più efficiente l'intero sistema.

Gli interventi pianificati includono:

- **Ampliamento della rete pluviale:** il progetto prevedeva l'aggiunta di circa 3300 m lineari di nuove tubazioni in calcestruzzo vibrocompresso ad alta resistenza, divise tra il centro di Arnesano e la frazione di Rione Riesci. Queste nuove condotte sono progettate per incrementare significativamente la capacità di raccolta e convogliamento delle acque pluviali verso il recapito finale, riducendo così il rischio di allagamenti nelle aree urbane;
- **Installazione di nuovi pozzetti d'ispezione:** per garantire una manutenzione efficace ed un facile accesso alla rete, il progetto includeva l'installazione di pozzetti d'ispezione posizionati strategicamente lungo le nuove condotte. Questi pozzetti facilitano le operazioni di controllo, pulizia ed eventuale riparazione della rete pluviale;
- **Realizzazione di caditoie stradali:** per migliorare la raccolta delle acque superficiali, soprattutto nelle aree con maggiore accumulo durante le precipitazioni, sono state installate nuove caditoie stradali collegate direttamente alle condotte pluviali. Questo sistema permette di ridurre efficacemente l'acqua stagnante sulle strade, migliorando la sicurezza e la transitabilità;
- **Utilizzo di materiali resistenti e durevoli:** le condotte sono state realizzate in calcestruzzo vibrocompresso, scelto per le sue ottime proprietà idrauliche, resistenza all'abrasione ed all'aggressione chimica. Questa scelta garantisce una lunga durata della rete e riduce la necessità di interventi manutentivi frequenti;
- **Adeguamento delle pendenze:** l'adeguamento delle pendenze delle nuove condotte è stato un altro aspetto fondamentale del progetto, essenziale per assicurare un flusso ottimale delle acque e prevenire ristagni o depositi di detriti all'interno delle tubazioni

- **Rispetto delle normative ambientali:** tutti gli interventi sono stati progettati tenendo conto delle vigenti normative ambientali, per garantire che la gestione delle acque pluviali non solo sia efficace ma anche sostenibile, minimizzando l'impatto sull'ambiente.

Nelle tabelle 2.3 e 2.4 sono riportate le caratteristiche dei collettori realizzati con l'ampliamento della rete rispettivamente per il Rione Riesci e per il centro di Arnesano. In Figura 2.10 è riportata la configurazione in mappa della rete allo stato attuale.

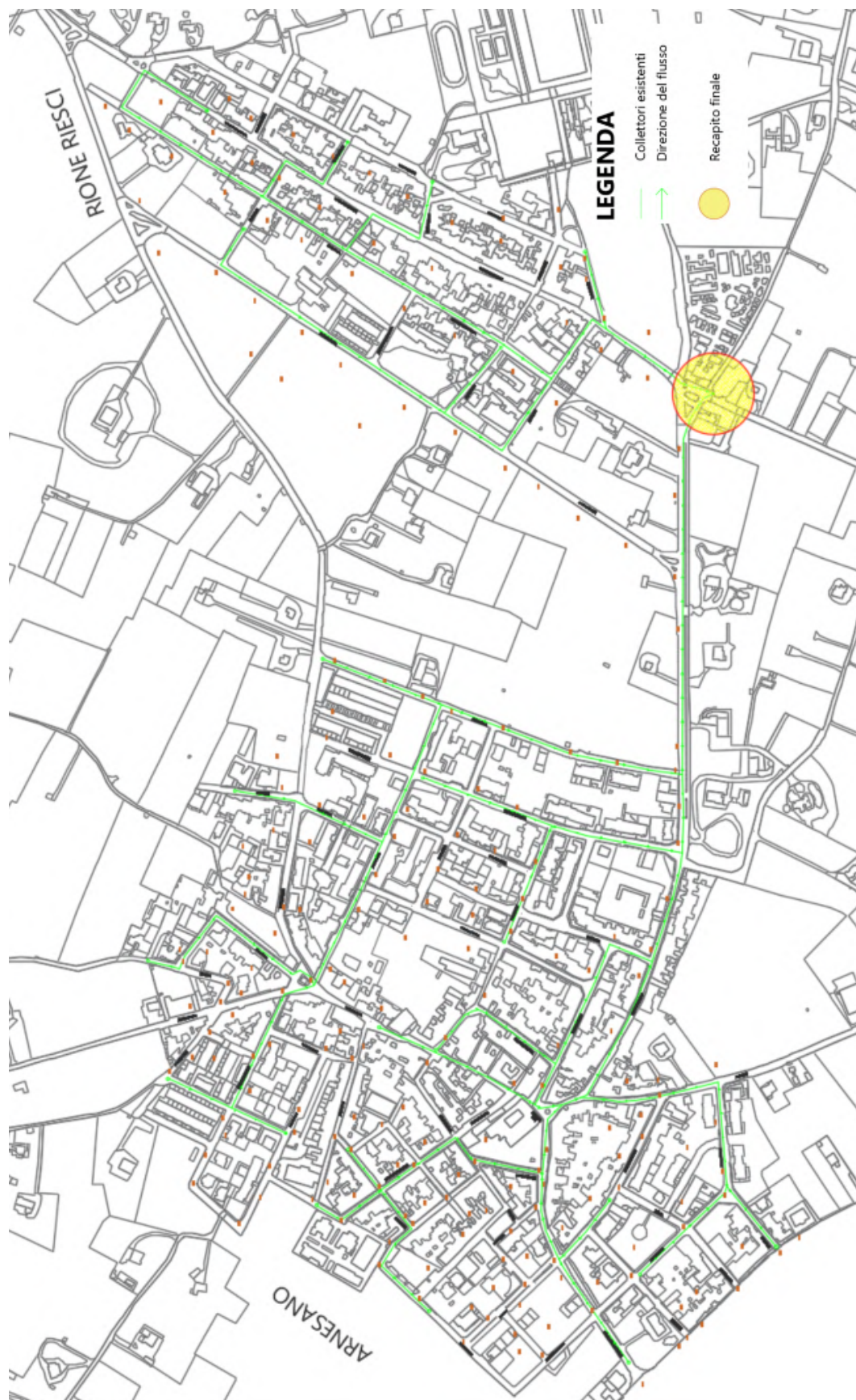


Figura 2.10: Rete di collettamento stato attuale.

Tabella 2.3: *Rione Riesci - Caratteristiche dei nuovi collettori.*

Collettore	Via servita	Sezione (mm)	Pendenza (%)	Lunghezza (m)
C1	Cilea	Circolare Ø 500	0.31	36.30
C1	Rossini I° tratto	Circolare Ø 500	0.31	79.55
C1	Rossini II° tratto	Circolare Ø 500	0.31	151.90
C	Bersanti I° tratto	Circolare Ø 600	0.75	201.30
C2	Galilei-Rosselli	Circolare Ø 600	0.75	210.65
C	Bersanti II° tratto	Circolare Ø 800	0.75	183.05
B	Vespucci	Circolare Ø 500	0.50	166.95
B	Vespucci	Circolare Ø 800	0.50	324.80
E	Galateo	Circolare Ø 500	0.82	158.70
F	Indennitate	Circolare Ø 500	0.70	164.80
F	Manca	Circolare Ø 600	0.60	55.35
G	Bramante	Circolare Ø 800	0.20	296.00
G	Roma	Circolare Ø 800	0.23	176.55

Tabella 2.4: *Arnesano - Caratteristiche dei nuovi collettori.*

Collettore	Via servita	Sezione (mm)	Pendenza (%)	Lunghezza (m)
A1	Dante	Circolare Ø 500	0.49	79.15
A1	Da denominare	Circolare Ø 500	0.49	52.35
A1.1	Petrarca	Circolare Ø 500	0.96	55.00
A1.1	Dante-inc. Virgilio	Circolare Ø 500	0.96	54.00
A1.1	Virgilio	Circolare Ø 600	0.98	53.10
A	Pascoli-inc. Virgilio	Circolare Ø 800	0.20	208.90
A	Pascoli-Catullo	Circolare Ø 800	0.20	122.15
A2	Dante- da Foscolo a Catullo	Circolare Ø 500	1.11	68.00
A2	Catullo	Circolare Ø 500	1.11	52.90
A	Pascoli – fino a Via Orazio	Circolare Ø 800	0.20	324.95

2.2.3 Il recapito finale

Il progetto esecutivo del 2010 ha previsto la rivisitazione e l'adeguamento del recapito finale della rete pluviale di Arnesano e della frazione di Rione Riesci, con l'obiettivo di migliorare la gestione delle acque meteoriche e garantire la conformità con le normative ambientali vigenti. Si riportano di seguito le principali misure adottate che hanno portato il recapito finale alla configurazione odierna.

- **Realizzazione di un nuovo dissabbiatore:** è stato progettato un dissabbiatore avanzato, situato a monte dell'attuale vasca di calma nel recapito finale esistente.

Questa struttura, lunga 33.50 m e larga 7.00 m, è stata concepita per effettuare una grigliatura e dissabbiatura efficaci delle acque, rimuovendo detriti e sedimenti prima che queste raggiungano il bacino di infiltrazione. Il processo prevede due livelli di filtrazione: una grigliatura grossolana all'ingresso e una più fine verso la fine del dissabbiatore.

- **Integrazione della vasca di calma esistente nel processo di trattamento:** la vasca di calma già presente è stata integrata nel processo di trattamento come ulteriore stadio di dissabbiatura, aumentando l'efficienza nella rimozione dei sedimenti dalle acque pluviali prima del loro rilascio nel bacino di infiltrazione finale;
- **Adeguamento del bacino di infiltrazione:** il progetto include l'ottimizzazione del bacino di infiltrazione esistente per migliorare la sua capacità di assorbimento e ridurre il rischio di sovraccarico e di esondazione. Questo si traduce in un sistema più resiliente e capace di gestire volumi maggiori di acque meteoriche;
- **Chiusura del pozzo a Rione Riesci:** in risposta alle normative che vietano lo scarico diretto nelle acque sotterranee senza adeguato trattamento, il progetto prevede la chiusura del pozzo esistente a Rione Riesci, che convogliava le acque piovane direttamente in falda. La chiusura avviene attraverso il colmamento del pozzo con materiale inerte e la realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato, eliminando il rischio di contaminazione delle acque sotterranee.

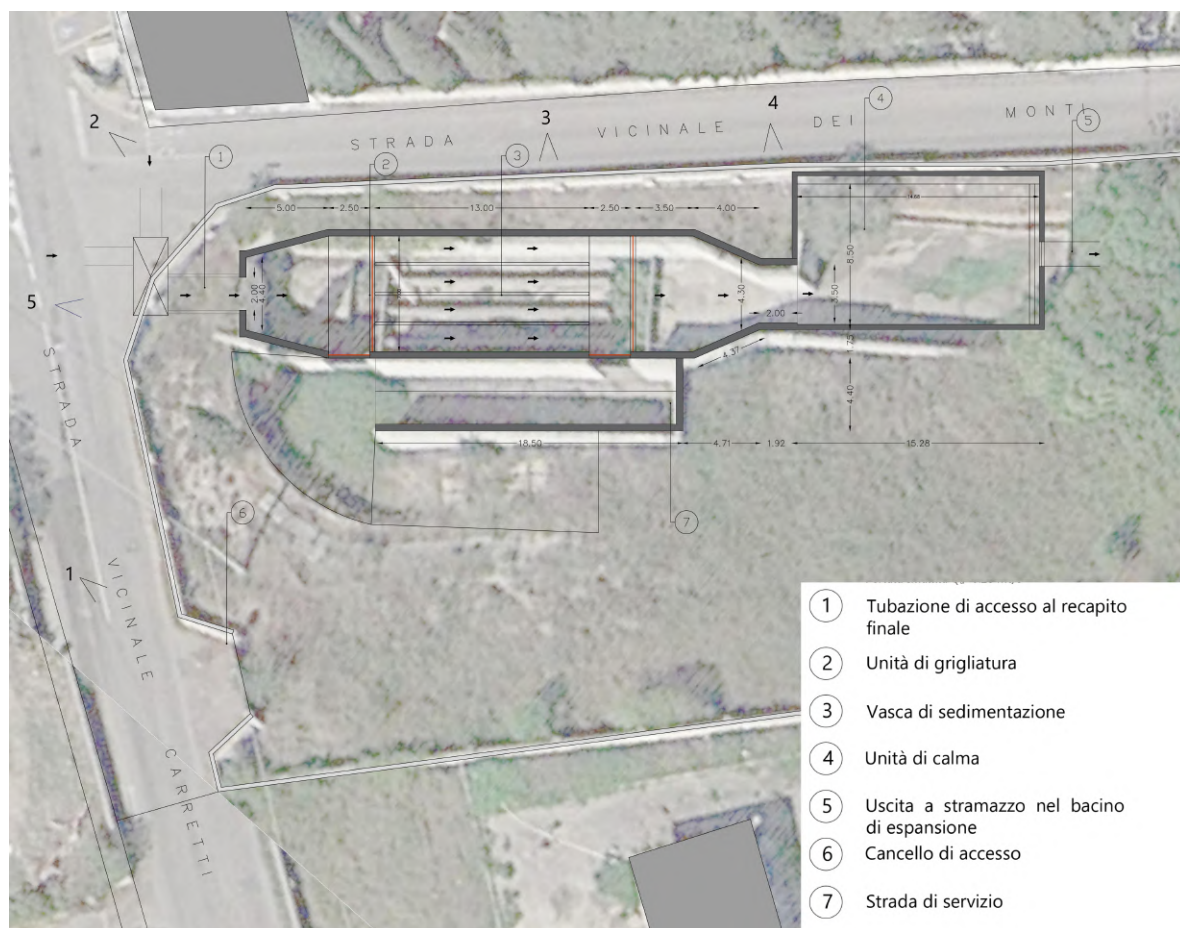


Figura 2.11: *Stato di fatto della vasca di trattamento.*

2.2.4 Criticità e obiettivi del caso di studio

La mappatura del rischio idrogeologico, rappresentata in figura 2.12, strumento chiave nella pianificazione territoriale, sottolinea l'importanza di adottare misure di adeguamento e di mitigazione per prevenire gli effetti negativi degli eventi estremi.

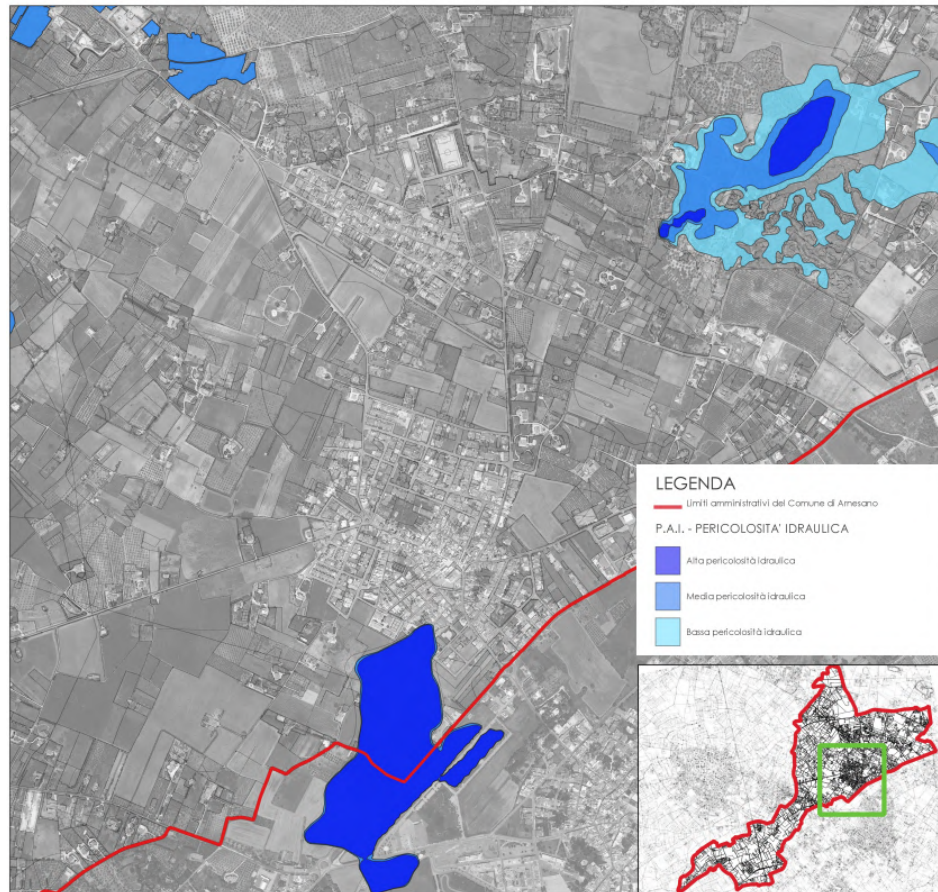


Figura 2.12: Estratto aree a pericolosità idraulica (fonte:AdB Puglia).

In seguito a valutazioni tecniche, gli interventi proposti sono i seguenti:

- La **verifica dell'intera rete di raccolta delle acque meteoriche** permetterà di mappare accuratamente le condizioni attuali della rete, valutando l'adeguatezza dei collettori, la capacità di trasporto e la presenza di potenziali ostruzioni o danneggiamenti che possono influire negativamente sul flusso delle acque. Attraverso questa analisi, sarà possibile individuare le aree che richiedono interventi di manutenzione, riparazione o potenziamento, garantendo così che l'intera infrastruttura sia configurata per rispondere efficacemente alle esigenze di smaltimento delle acque meteoriche;

- La **realizzazione di un nuovo tratto di rete di raccolta delle acque piovane** in *via Madonna Monte Vergine*: la presenza di dossi artificiali e avvallamenti provoca degli allagamenti localizzati, come si evince dalla Figura 2.13. Il problema verrà risolto con l'inserimento di una condotta su tale via, che si collegherà alla rete su *via Dante*;



Figura 2.13: Allagamenti durante eventi meteorici intensi - *via Madonna Monte Vergine*.

- L' **adeguamento del recapito finale alle normative vigenti**: La soluzione progettuale deriva da una comparazione tra più diverse soluzioni progettuali, provvedendo al riutilizzo delle acque trattate, così come disciplinato dal comma 2 dell'art. 5 del R.R. 26/2013).

Capitolo 3

Analisi e modellazione numerica della rete di collettamento

In questo capitolo, si descrivono le modalità con cui è stata effettuata la simulazione della rete idrica di Arnesano attraverso l'utilizzo di SWMM (Storm Water Management Model), uno strumento avanzato per la modellazione delle acque meteoriche e del drenaggio urbano.

La simulazione ha lo scopo di fornire una comprensione approfondita del comportamento idraulico della rete, con un particolare focus sulla gestione delle precipitazioni e sul flusso delle acque all'interno del bacino di drenaggio.

Il raggiungimento di questo obiettivo ha richiesto una serie di analisi preliminari, indispensabili per alimentare il modello con dati accurati e rappresentativi. La prima fase di questa analisi ha riguardato lo studio delle precipitazioni, che costituiscono l'input pluviometrico fondamentale per il modello SWMM. Attraverso l'utilizzo di MATLAB, è stata condotta un'analisi pluviometrica dettagliata, permettendo di definire con precisione le caratteristiche delle precipitazioni da inserire nel modello.

Parallelamente, è stata effettuata un'analisi approfondita del bacino di drenaggio, comprendendo non solo la morfologia e la configurazione della rete idrica ma anche la topografia del terreno circostante. Questa fase ha richiesto l'impiego di QGIS per la georeferenziazione della rete idrica e per condurre l'analisi morfologica del bacino. La capacità di QGIS di elaborare e visualizzare dati spaziali ha permesso di ottenere una mappatura precisa della rete e del territorio di interesse, facilitando così la successiva fase di modellazione.

L'integrazione dei dati raccolti e analizzati attraverso MATLAB e QGIS nel software

SWMM ha rappresentato un ostacolo tecnico, superato mediante l'impiego di uno script in MATLAB, ottenendo la corretta conversione e l'importazione dei dati geospaziali e pluviometrici nel modello SWMM. Questo processo ha permesso di configurare il modello di simulazione con grado di precisione e di fedeltà soddisfacente rispetto alla realtà del territorio di Arnesano.

Infine, la simulazione condotta con SWMM ha permesso di verificare la capacità e l'efficacia della rete idrica di Arnesano di gestire gli eventi pluviometrici, offrendo spunti importanti per eventuali interventi di ottimizzazione o adeguamento infrastrutturale.

3.1 Analisi idrologica

L'analisi idrologica trattata nel capitolo 1 pone le basi per la discussione delle decisioni operative che verranno descritte di seguito.

La stazione selezionata per il seguente studio è stata scelta tenendo in considerazione i 'topietti' o 'poligoni di Thiessen', ottenuti a partire dalle stazioni pluviometriche posizionate del territorio salentino.

I criteri di selezione della stazione pluviometrica di riferimento sono stati:

- **Ubicazione geografica:** la stazione è strategicamente situata in un'area rappresentativa delle condizioni meteorologiche e idrologiche della regione, garantendo che i dati raccolti siano pertinenti e affidabili per le analisi;
- **Dati storici disponibili:** la stazione dispone di un ampio archivio di dati storici, il che è vitale per valutare le tendenze a lungo termine e per calibrare i modelli idrologici.

Come si può osservare in figura 3.1, l'analisi idrologica del comune di Arnesano può essere effettuata prendendo in esame i dati provenienti dalla stazione di Novoli.

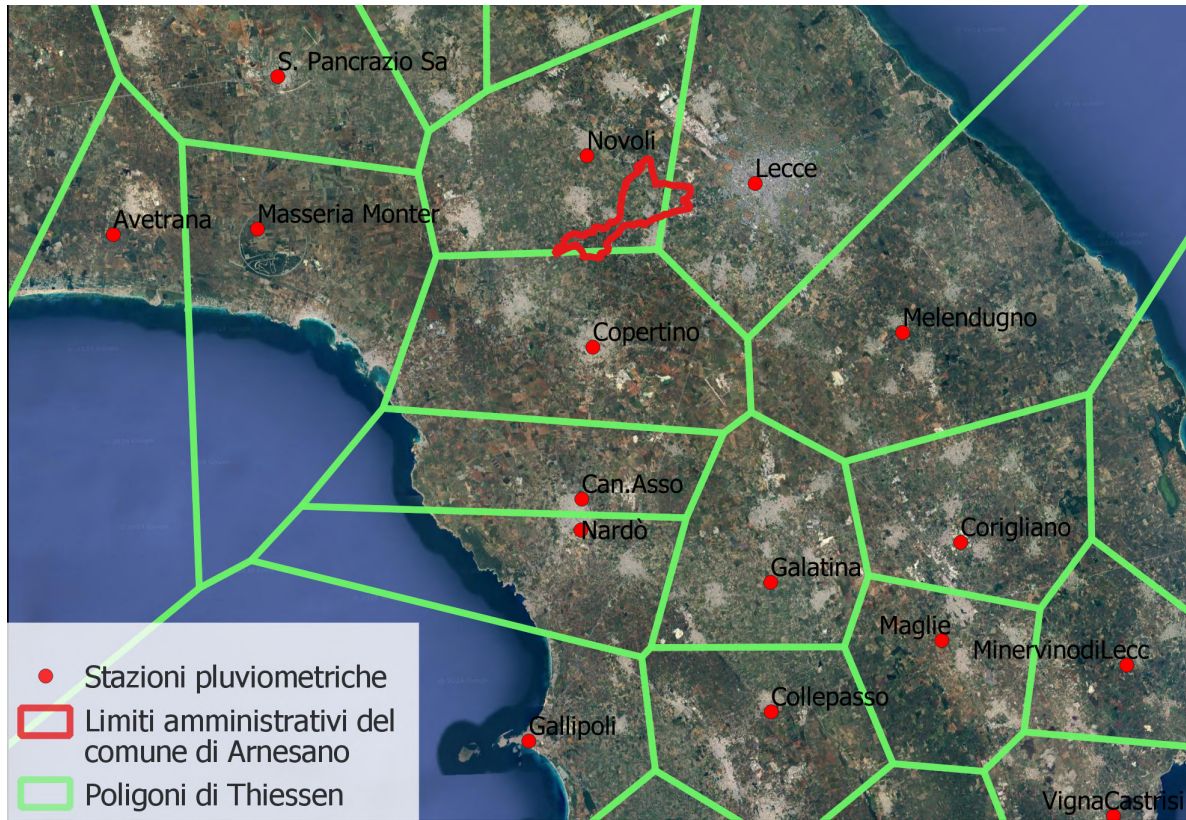


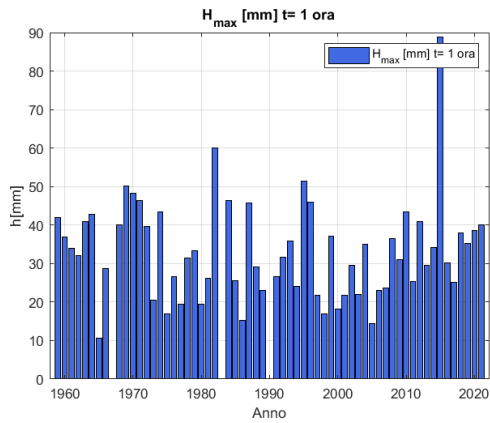
Figura 3.1: *Poligoni di Thiessen per le stazioni pluviometriche.*

3.1.1 Analisi esplorativa

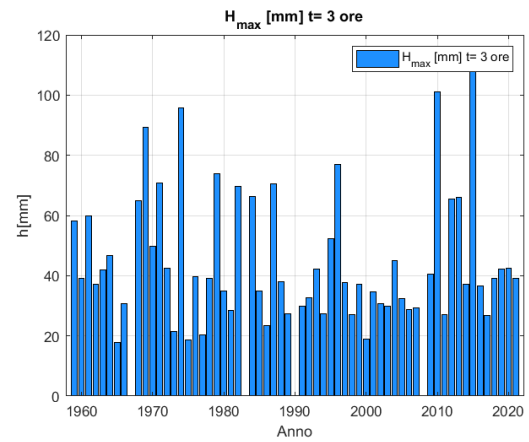
I dati idrologici, che costituiscono la serie storica, sono stati forniti dalla Protezione Civile. Essi si riferiscono alle massime altezze di pioggia registrate rilevate dal 1959 al 2021 dalla stazione sita nel territorio comunale di Novoli. Il primo passo da compiere prima di procedere all'elaborazione di una serie storica e quello di effettuarne l'analisi esplorativa dei dati.

Il time plot consente di rappresentare le modalità con cui si manifesta nel tempo la grandezza 'idrologica. In questo modo, è possibile analizzare graficamente il dataset, evidenziandone alcune criticità, come ad esempio la presenza di dati mancanti. La serie storica può essere rappresentata come istogramma (Figura 3.2).

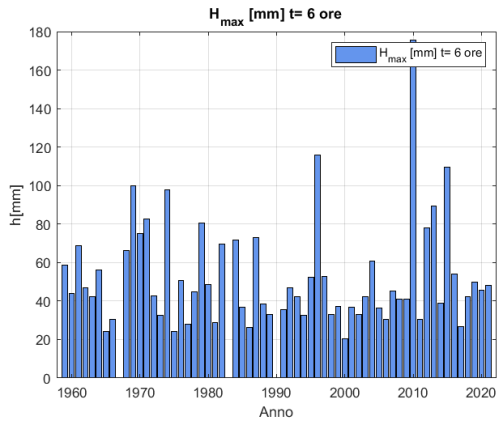
Il rendimento di una serie storica η consente di quantificare la completezza e la continuità di una 'serie. Tale osservazione si conduce a partire dalla conoscenza del numero discreto di misure per ogni intervallo di tempo, nell'analisi condotta una misurazione all'anno, relativa alla massima altezza di pioggia. Il rendimento η è calcolato



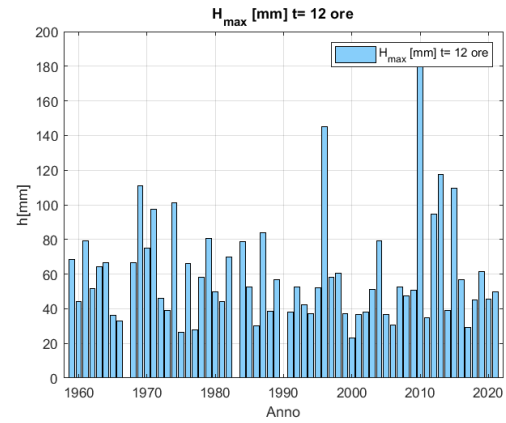
(a) $t = 1$ ora.



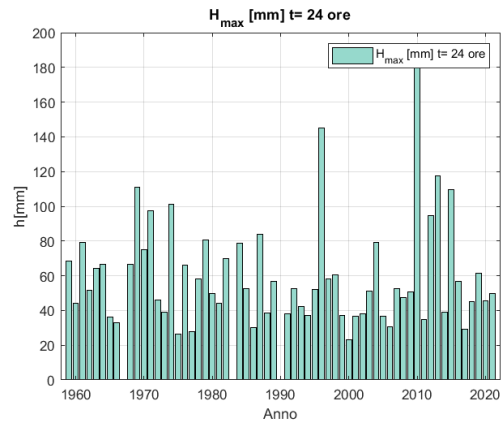
(b) $t = 3$ ore.



(c) $t = 6$ ore.



(d) $t = 12$ ore.



(e) $t = 24$ ore.

Figura 3.2: Plot a barre della serie temporale.

con la seguente equazione:

$$\eta = \frac{\text{numero di misurazioni disponibili}}{\text{numero di misurazioni previste}} \quad (3.1)$$

Il rendimento della serie storica è pari a 92%.

3.1.2 Curva di possibilità pluviometrica

L'analisi delle curve di possibilità pluviometriche è stata condotta utilizzando sia l'approccio agli eventi estremi di Gumbel sia quello proposto dal VAPI.

Questi due approcci, fondamentali nello studio delle precipitazioni massime previste in un'area, sono stati applicati e confrontati al fine di determinare quale dei due risultasse più cautelativo.

Il confronto tra le curve generate ha avuto l'obiettivo di identificare il modello che, attribuendo maggiore peso agli eventi più rari ed intensi, offre una maggiore protezione nel dimensionamento delle infrastrutture idrauliche. Questa analisi comparativa è stata cruciale per guidare le decisioni progettuali e per assicurare che le opere di drenaggio siano adeguatamente dimensionate per gestire anche gli eventi idrologici più estremi previsti nella regione di studio.

L'elaborazione dei dati pluviometrici forniti da una stazione di misura delle piogge si svolge ricercando la relazione esistente tra l'altezza h delle precipitazioni e le loro durate t . Affinché le deduzioni siano attendibili è necessario che il periodo di osservazione sia sufficientemente esteso nel tempo: si ammette che un periodo non inferiore a 30 anni possa dare discreto fondamento alla elaborazione. Inoltre, vengono presi in considerazione le misurazioni riguardanti gli eventi massimi annuali con durata di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h. Avendo a disposizione i dati di pioggia riguardanti gli eventi massimi annuali (con durata di 1h, 3h, 6h, 12h e 24h) dal 1959 al 2021 per la stazione pluviometrica più vicina di Novoli, si è applicata, per rappresentare questo campione, la distribuzione dei valori estremi di Gumbel.

I parametri ottenuti dalla distribuzione sono riportati nella Tabella 3.1. I risultati ottenuti sono rappresentati nella Figura 3.3 e nella tabella 3.2.

Tabella 3.1: Parametri statistici della distribuzione.

D (ore)	1	3	6	12	24
N	66	66	66	66	66
$\mu = \frac{\sum_{k=1}^N h_i}{N}$	31.71	44.24	51.18	57.59	66.67
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (h_i - \mu(h))^2}{N-1}}$	14.49	21.80	22.74	26.36	27.89

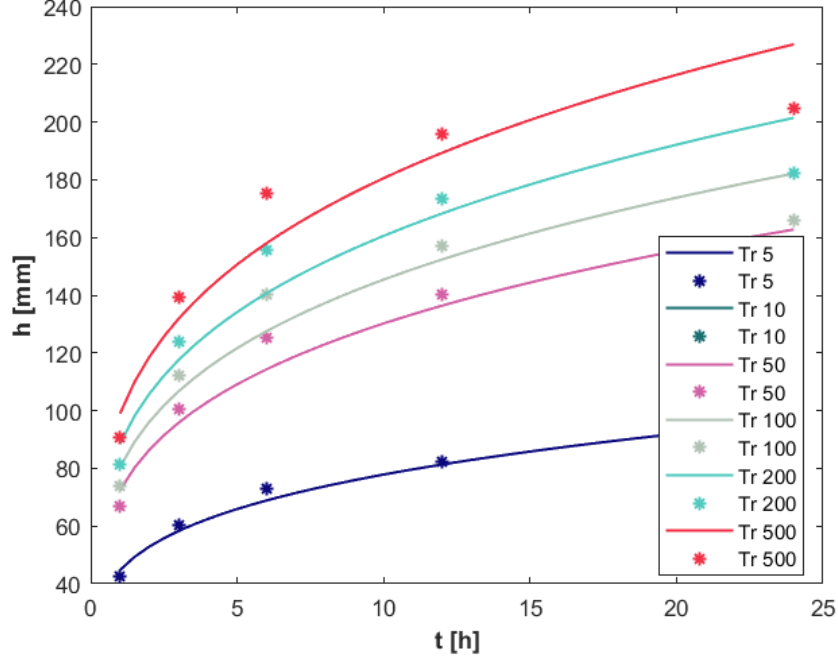


Figura 3.3: Curva di possibilità pluviometrica (Gumbel).

Tabella 3.2: Parametri curva di possibilità pluviometrica - EVD I.

$T_R[anni]$	a [mm]	n
5	46.105	0.238
10	55.502	0.245
50	76.195	0.255
100	84.946	0.257
200	93.665	0.260
500	105.170	0.262

In questa sezione, sono riportati dati operativi derivati dall'applicazione del modello TCEV nel bacino in esame.

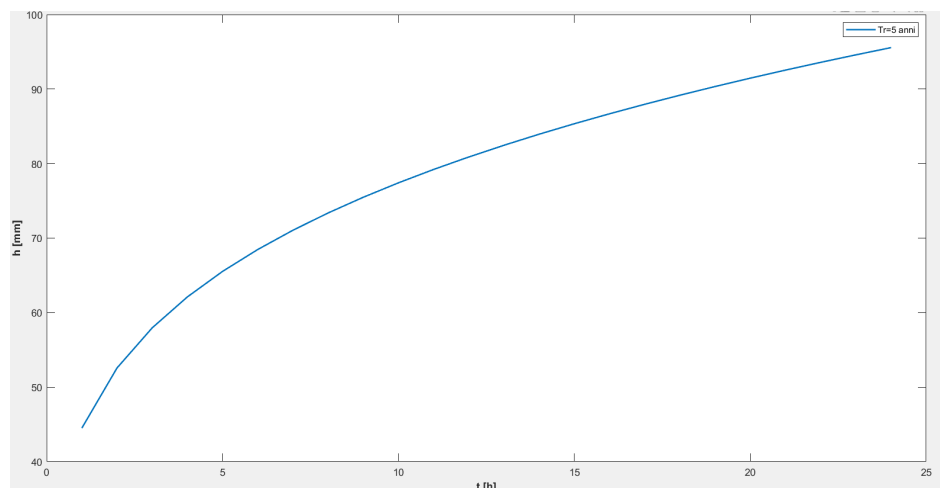


Figura 3.4: *Curva di possibilità pluviometrica (TCEV).*

Nel confrontare le curve di possibilità pluviometrica ottenute tramite l'applicazione di diversi modelli statistici, sono state osservate differenze significative tra i risultati forniti dal modello di Gumbel e quelli derivanti dal modello TCEV.

In particolare, come si evince dalla Figura 3.5, si evidenzia che la curva di possibilità pluviometrica calcolata secondo Gumbel si dimostra essere più cautelativa rispetto al modello TCEV.

L'approccio cautelativo del modello di Gumbel assicura che le infrastrutture siano adeguate anche a fronteggiare eventi idrologici di eccezionale intensità, riducendo così il rischio di possibili danni o fallimenti strutturali dovuti a precipitazioni impreviste di portata superiore alle aspettative.

La scelta di utilizzare il modello di Gumbel, nonostante potrebbe portare a una sovrastima e quindi a un potenziale sovradimensionamento delle infrastrutture, rispecchia un'attitudine volta alla massima protezione e al rispetto di rigorosi standard di sicurezza, in linea con le più prudenti politiche di gestione del rischio idrologico.

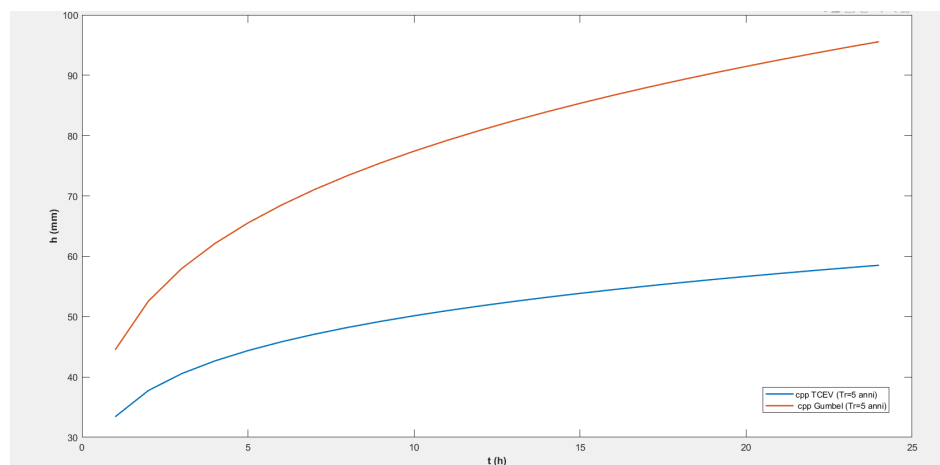


Figura 3.5: *Confronto tra le curve di possibilità pluviometriche ottenute.*

3.1.3 Valutazione del tempo di corrivazione

La valutazione dell'evento critico di pioggia richiede, infatti, la conoscenza del tempo di corrivazione T_c , ovvero il tempo necessario perchè il bacino sia integralmente contribuyente, ovvero il tempo impiegato da una singola particella d'acqua piovuta nel punto più idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura.

Il percorso idraulicamente più lungo è stato individuato confrontando diversi percorsi possibili rintracciati nella rete fognaria ed è rappresentato nella Figura 3.6 ed ha una lunghezza pari a 14 km.

Tabella 3.3: *Stima del tempo di corrivazione.*

Formule di calcolo	Tempo di corrivazione T_c (ore)
Giandotti	0.76
Pasini	0.75
Ventura	0.69
Viparelli	1.11

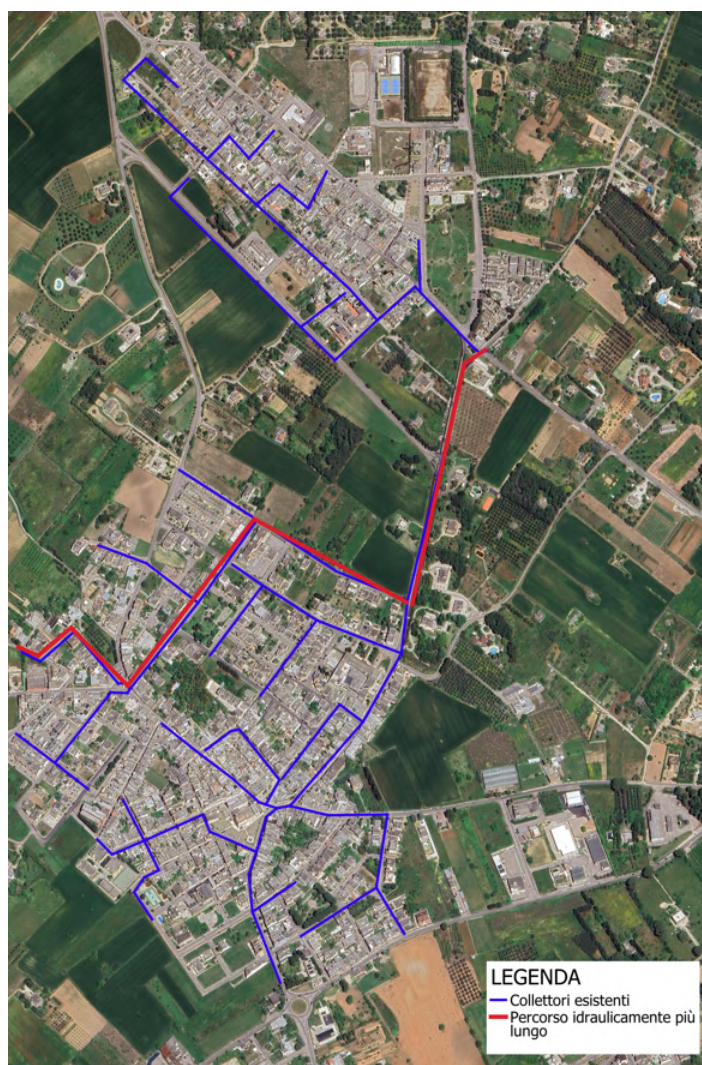


Figura 3.6: *Percorso idraulicamente più lungo nella rete esistente.*

Nel caso in esame, come riportato nella Tabella 3.3, il tempo di corrivazione è stato calcolando utilizzando le formule di Giandotti, Pasini, Ventura e Viparelli.

Come si può osservare dai risultati ottenuti, il tempo di corrivazione ricavato dalle diverse formulazioni, assume dei valori confrontabili. Di conseguenza al fine dei calcoli idraulici, si è utilizzato il valore medio dei risultati presentati.

3.1.4 Ietogramma di progetto

Al fine di investigare la risposta del sistema idrologico a diversi scenari di precipitazione, Utilizzando i dati storici e i modelli idrologici delineati in precedenza, sono stati costruiti tre specifici ietogrammi di tipo *Chicago*, riportati in Figura 3.7 con tempi di ritorno rispettivamente di 5 e 100 anni.

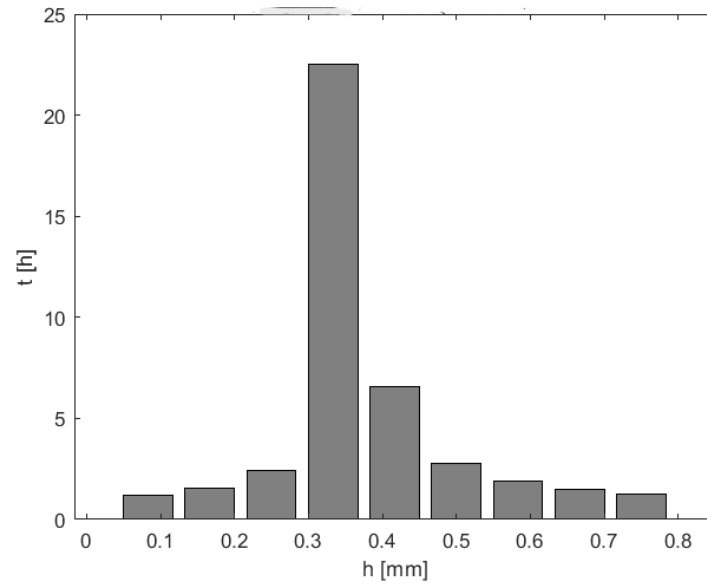
In tutti i casi, la durata dell'evento meteorico è stata postapari al tempo di corruzione della rete.

Gli ietogrammi di pioggia consentono di visualizzare la distribuzione intensità-durata delle precipitazioni e sono utilizzati per valutare l'impatto di eventi pluviometrici di diversa intensità sul sistema di drenaggio.

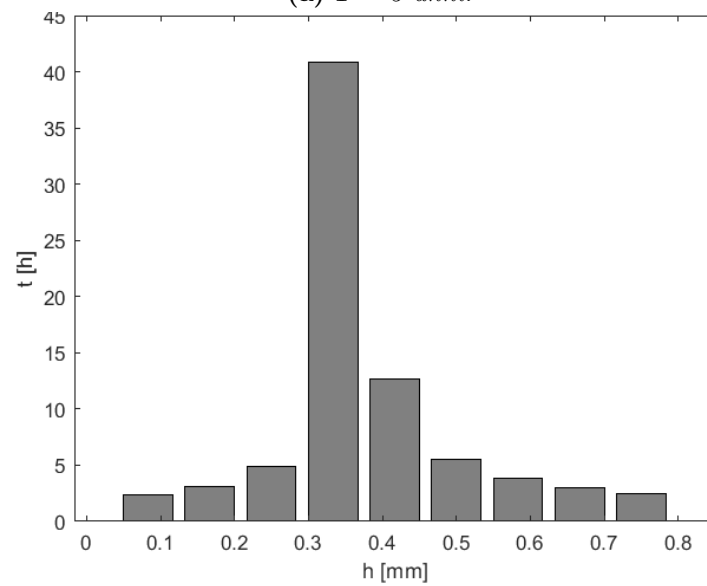
Il primo ietogramma, con un tempo di ritorno T di 5 anni, non solo risponde a un evento idrologico meno intenso e più frequente, ma è anche un requisito del R.R. 04/03/1996, in linea con le disposizioni normative vigenti per la costruzione delle reti fognarie. Tale ietogramma serve a garantire che l'infrastruttura progettata soddisfi le esigenze di sicurezza e funzionalità per eventi pluviometrici considerati standard nella progettazione.

Il secondo ietogramma, costruito per un tempo di ritorno T di 100 anni, modella invece un evento estremamente raro e significativamente più intenso che consente di verificare la resilienza e l'adeguatezza del sistema di drenaggio rispetto condizioni meteorologiche eccezionali. L'inclusione di questi ietogrammi fornisce l'opportunità di valutare le prestazioni attuali del sistema fognario e di pianificare eventuali miglioramenti, garantendo che le infrastrutture rispettino le normative regionali e, allo stesso tempo, siano capaci di resistere ad eventi idrologici estremi.

Attraverso l'uso dell'ietogramma, è possibile inserire nel SWMM dati dettagliati riguardanti le precipitazioni, permettendo al programma di analizzare come questi eventi influenzino il flusso delle acque superficiali, la generazione del deflusso, l'infiltrazione nel suolo, e altri processi idrologici critici.



(a) $T = 5$ anni.



(b) $T = 100$ anni.

Figura 3.7: Ietogramma di progetto.

3.2 Analisi morfologica

L'analisi morfologica dell'area di Arnesano, richiede l'impiego di strumenti GIS (Geographic Information System) per la mappatura dettagliata del territorio.

Questa fase preliminare è essenziale per comprendere le caratteristiche fisiche e topografiche che influenzano la gestione delle acque meteoriche e il rischio di allagamenti.

3.2.1 Raccolta e elaborazione dei dati in esame

È necessaria una rappresentazione tridimensionale ad alta risoluzione della superficie del terreno, includendo dettagli su rilievi, depressioni, pendenze e altre caratteristiche fisiche essenziali.

Questo livello di dettaglio è cruciale per comprendere come l'acqua piovana si muova attraverso il paesaggio, dove si accumuli e come eventualmente defluisca o si infiltri.

Data la natura urbanizzata del territorio di Arnesano, si è evidenziata la necessità di disporre di un Digital Surface Model (DSM) che includa non solo la morfologia naturale del terreno ma anche gli elementi sovrastanti come edifici e vegetazione, fondamentali per una rappresentazione accurata del contesto urbano.

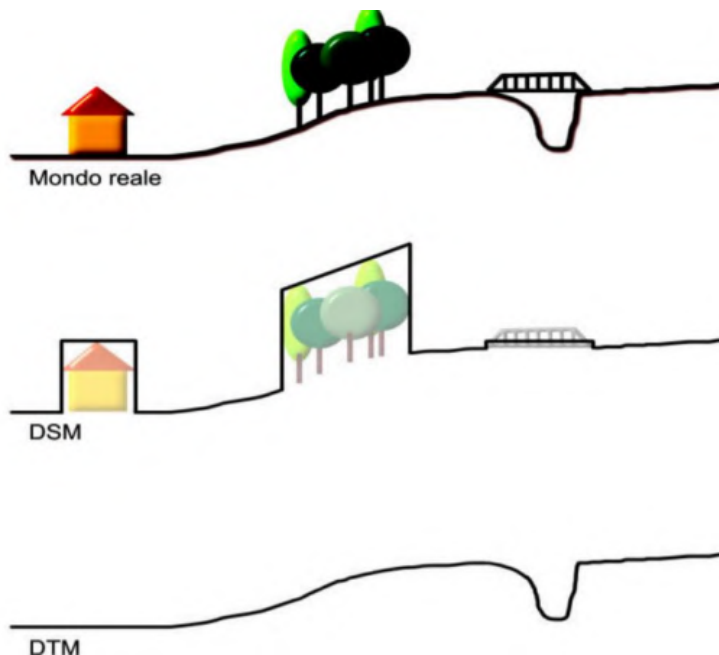


Figura 3.8: *Un esempio di confronto tra DSM e DTM.*

Pertanto, è stato necessario procedere alla raccolta di dati altimetrici diretti attraverso misurazioni sul campo. I punti rilevati, accuratamente battuti e documentati,

sono stati utilizzati per generare un DSM ad hoc per l'area di Arnesano. Questo processo ha richiesto un meticoloso lavoro di georeferenziazione ed interpolazione dei dati raccolti, garantendo così una rappresentazione dettagliata e fedele delle caratteristiche fisiche e antropiche dell'area, indispensabile per un'analisi idrologica efficace e per la pianificazione di interventi infrastrutturali adeguati al contesto urbanizzato. Nel caso in esame si dispone di quasi 400 punti sparsi su Arnesano e Rione Riesci, come rappresentato in Figura 3.9. Tali punti sono stati georeferenziati a partire da rilievi riportati sul progetto esecutivo del 2010. Per facilitare l'elaborazione di un Modello Digitale del Suolo (DSM), questi punti, insieme alle loro quote altimetriche, sono stati organizzati in un layer dedicato all'interno del progetto in QGIS. Questo approccio ha permesso di utilizzare i dati altimetrici per generare una rappresentazione tridimensionale precisa del terreno.

Le tecniche utilizzate per l'interpolazione dei dati a disposizione sono le seguenti:

- **Regularized Spline with Tension (RST):** questa tecnica è utilizzata per generare superfici morbide che passano attraverso i punti dati, con la possibilità di aggiustare la tensione per controllare la regolarità della superficie interpolata. È efficace per creare superfici continue e dettagliate da dati sparsi, mantenendo un buon equilibrio tra adattamento ai dati e morbidezza della superfici;
- **Spline Bicubica (SurfBspline):** questa tecnica interpola i dati utilizzando polinomi di basso grado in due direzioni, ottenendo superfici lisce che possono meglio adattarsi alle variazioni locali dei dati. È particolarmente utile quando si necessita di una rappresentazione precisa delle variazioni minori nel paesaggio o in altre variabili spaziali.
- **Interpolazione Triangolare Irregolare di Rete (TIN):** la metodologia TIN crea una superficie composta da triangoli irregolari basati sui punti dati. Questo metodo è particolarmente efficace per modellare discontinuità o variazioni brusche nel terreno, come scarpate o edifici, poiché ogni triangolo si adatta precisamente ai valori dei punti che lo definiscono.
- **Inverse Distance Weighting (IDW):** La metodologia IDW stima i valori nei punti non campionati basandosi sul principio che i punti vicini hanno un'influenza maggiore sui valori interpolati rispetto a quelli lontani. Il peso di ogni punto decresce con l'aumentare della distanza, permettendo di generare superfici che riflettono l'influenza locale dei punti di misura.

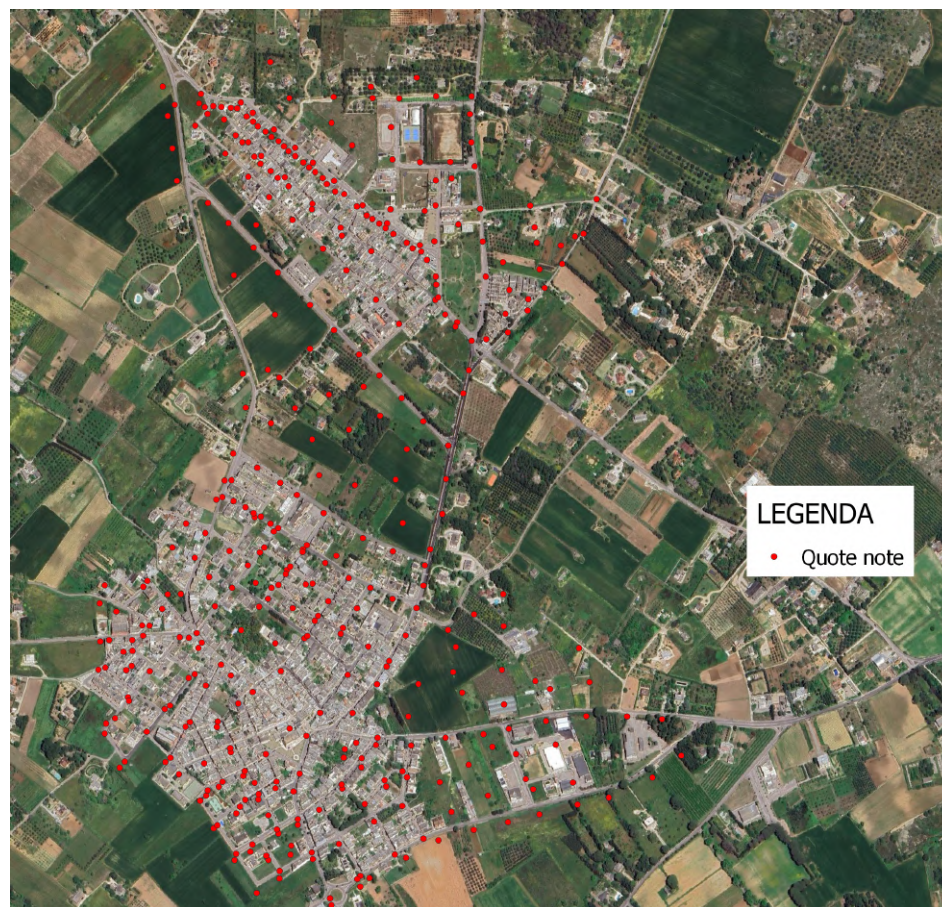


Figura 3.9: *Punti a quota nota georeferenziati.*

L'analisi dell'errore gioca un ruolo fondamentale nel valutare la qualità e l'affidabilità dei modelli generati tramite interpolazione, come i Digital Surface Models (DSM) o altri tipi di dati spaziali interpolati. Questa analisi consente di quantificare quanto i valori interpolati si discostino dai valori reali o osservati, fornendo così un'indicazione della precisione del metodo di interpolazione utilizzato.

Esistono diversi metodi per la valutazione dell'analisi dell'errore, quello utilizzato nel caso in esame è *l'errore quadratico medio (RMSE)*, ottenuto elevando al quadrato le discrepanze tra i dati stimati mediante interpolazione e quelli misurati, effettuando il calcolo della media di questi scarti e applicando infine l'estrazione della radice quadrata. L'RMSE offre un indice dell'errore che attribuisce maggiore importanza agli scarti più significativi, risultando particolarmente prezioso nell'ottica di ridurre al minimo gli errori di ampia entità.

Il risultato migliore è stato ottenuto attraverso *l'interpolazione TIN*, come è evidenziato dalla tabella 3.4.

Tabella 3.4: *RMSE tecniche interpolazione.*

Tecnica	RMSE (cm)
RST	1.15
SurfBspline	1.75
TIN	0.79
IDW	0.98

3.2.2 Definizione dei sottobacini

Nell'area di studio si possono identificare due sottobacini principali, uno per Arnesano ed uno per il Rione Riesci, come rappresentato in figura 3.10, i quali consentono di individuare le due aree principali di drenaggio all'interno del territorio in esame, probabilmente identificate in base alle loro caratteristiche idrologiche, topografiche e all'infrastruttura di drenaggio esistente.

Questi due sottobacini rappresentano quindi le principali unità di gestione per le acque meteoriche del territorio di Arnesano, ciascuno con caratteristiche specifiche e particolari esigenze di intervento per migliorare l'efficacia del sistema di drenaggio urbano e ridurre il rischio di eventi alluvionali.

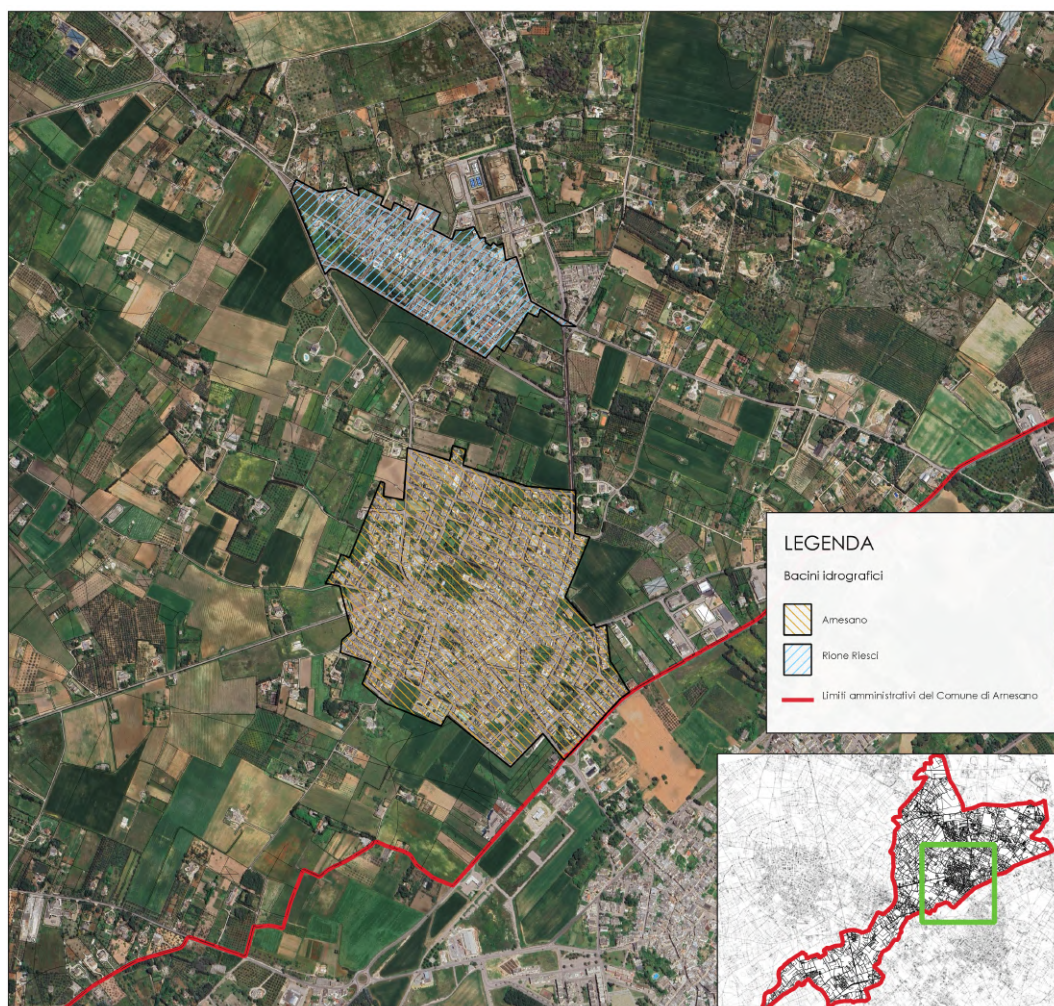


Figura 3.10: *Sottobacini da progetto esecutivo del 2010.*

La suddivisione dei bacini idrografici in sottobacini per il territorio di Arnesano è stata realizzata seguendo il **metodo dei topoi**, noto anche come **metodo dei poligoni di Thiessen**. Questo metodo è tradizionalmente impiegato in idrologia per l'interpolazione spaziale delle precipitazioni, ma in questo contesto, il suo utilizzo è stato adattato per identificare le aree di competenza di ogni collettore all'interno del sistema di drenaggio urbano.

La procedura ha comportato l'analisi dell'area di interesse, suddividendola in diverse aree di influenza, ognuna associata ad un punto di misurazione o ad un pozzetto specifico.

Per l'applicazione di questo metodo a Arnesano, è stata particolarmente rilevante l'analisi dell'orografia del terreno, tenendo conto delle direzioni principali di drenaggio delle acque. Ciò ha richiesto un'attenta valutazione dei dati topografici e idrografici

disponibili, inclusa la mappatura dei pozzetti e la definizione delle caratteristiche morfologiche dei bacini idrografici presenti.

L'implementazione pratica del metodo dei topoietai su QGIS per la suddivisione in sottobacini è stata eseguita utilizzando il comando *Poligoni di Voronoi*. Questo strumento ha permesso di automatizzare la generazione dei poligoni di Thiessen basati sulla posizione dei pozzetti e su altri elementi rilevanti del paesaggio, come le linee di flusso naturali dell'acqua.

L'analisi ha portato alla definizione di 84 sottobacini, così come rappresentato in figura 3.11 ciascuno caratterizzato da specifiche dimensioni e pendenze medie. Questa suddivisione dettagliata ha fornito la base per un modello accurato della rete di drenaggio urbano attraverso il software SWMM (Storm Water Management Model), consentendo di simulare in modo realistico le direzioni di drenaggio dell'acqua durante gli eventi pluviali.



Figura 3.11: *Suddivisione in sottobacini (Metodo dei poligoni di Thiessen).*

3.2.3 Struttura della rete

A partire dai documenti disponibili, i collettori costituenti il sistema di raccolta delle acque di dilavamento sono stati georeferenziati attribuendo, associando a ciascuno di essi le seguenti proprietà:

- **Campo identificativo**, rappresentato da un numero e dalla via lungo il quale si estende, consentendo di individuare ciascun collettore in modo univoco;
- **Diametro**, ottenuto dai documenti disponibili;
- **Lunghezza** di ciascun collettore.

Nella progettazione e analisi della rete di collettori, è stato adottato un approccio standardizzato in cui tutte le sezioni, indipendentemente dalla loro forma originale, sono state convertite in sezioni circolari equivalenti. Questo metodo consente di uniformare il trattamento e la valutazione idraulica di ciascun collettore, facilitando il calcolo delle capacità di drenaggio e delle prestazioni complessive del sistema, anche per quelle sezioni che non presentano una geometria circolare nativa.



Figura 3.12: *Rete di collettamento georeferenziata.*

I pozzetti sono disposti ad intervalli di 50 m lungo il tracciato dei collettori, tuttavia, per semplificare la visualizzazione in SWMM, sono indicati solo i pozzetti di testata, quelli di linea e quelli di sfocio.

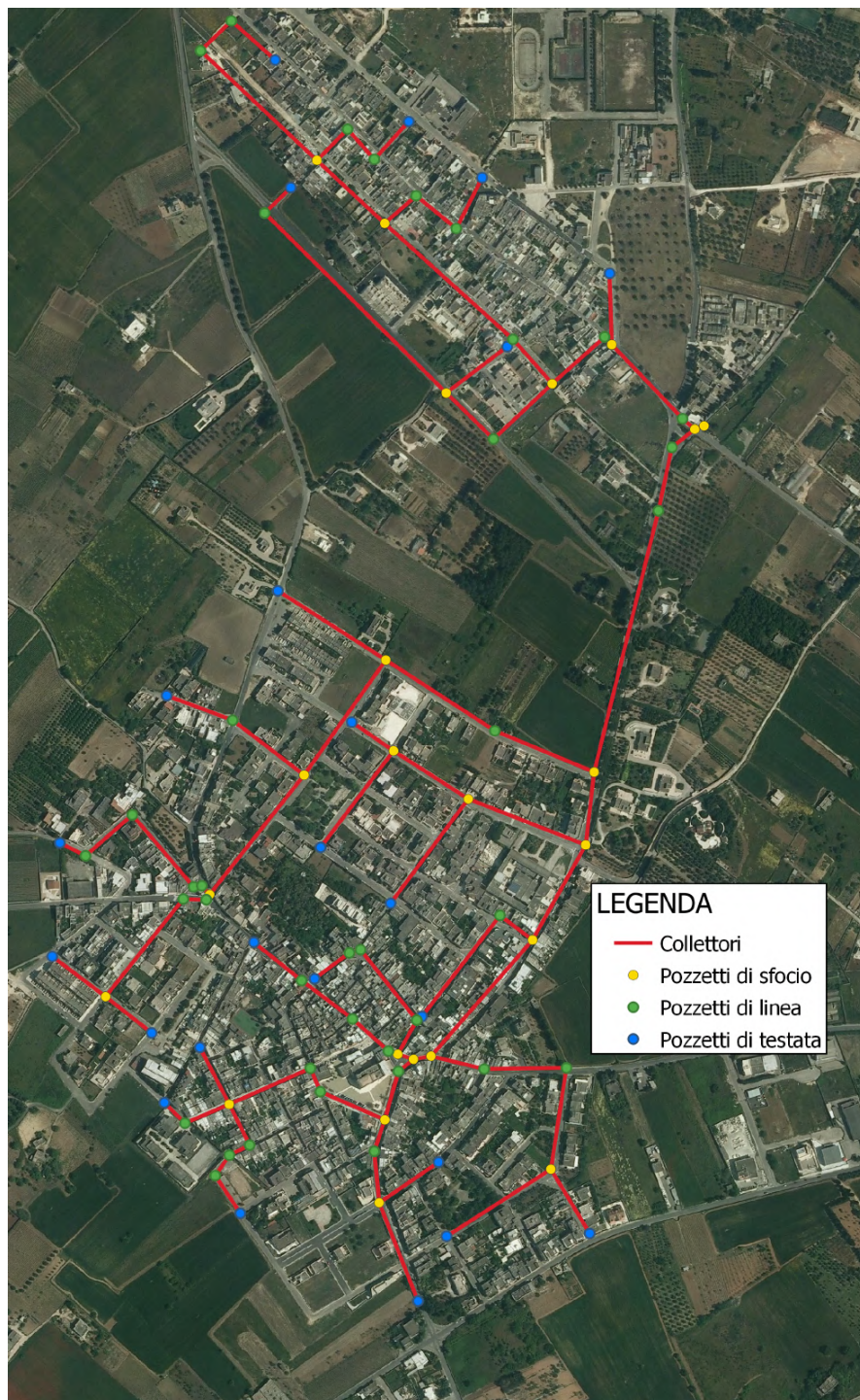


Figura 3.13: *Pozzetti georeferenziati.*

L'unico punto di sfocio dell'intero bacino è il recapito finale.

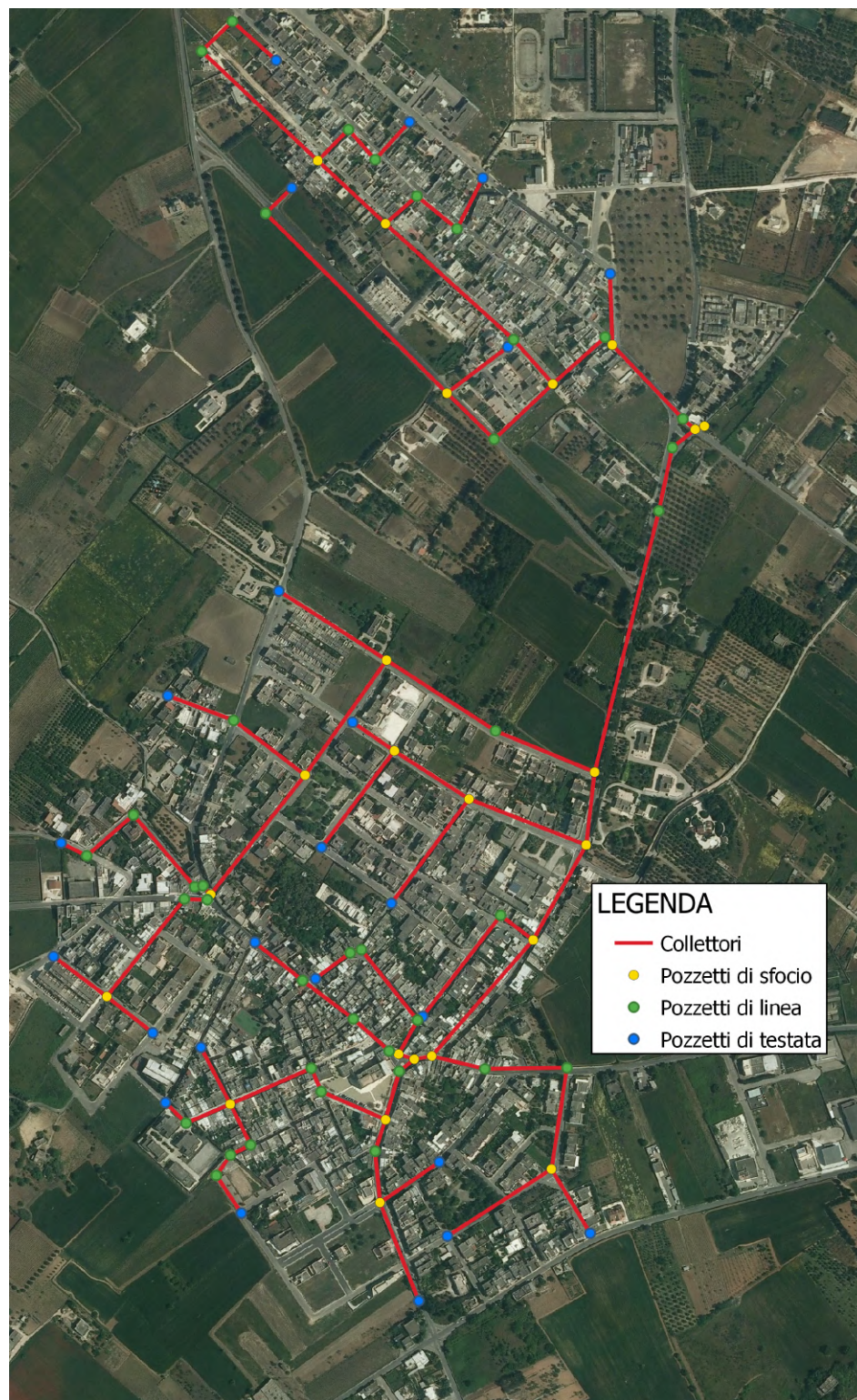


Figura 3.14: *Recapito finale georeferenziato.*

3.3 Descrizione del software SWMM

Viste le funzionalità avanzate di simulazione del transito delle acque da afflusso a deflusso per eventi di varia durata, per il presente lavoro di tesi si è scelto di utilizzare il software SWMM per la modellazione idraulica del sistema di drenaggio urbano di Arnesano. Originariamente sviluppato nel 1971 dall'US-EPA, SWMM è disponibile gratuitamente e si è evoluto nella versione 5.1, dotata di interfaccia grafica su sistemi operativi Windows, mantenendo la sofisticata architettura di calcolo delle versioni precedenti.

SWMM analizza i processi idrologici, forzanti del deflusso urbano, tra cui variazioni temporali delle precipitazioni e l'evaporazione, oltre a meccanismi come accumulo e scioglimento della neve ed infiltrazione nel suolo. Il software divide l'area di studio in sottobacini omogenei per un esame dettagliato a livello locale, permettendo di modellare la variabilità delle precipitazioni, dei deflussi e delle caratteristiche del suolo. Consente inoltre di rappresentare con precisione la rete fognaria, dalle dimensioni variabili alle diverse strutture per il trattamento e lo stoccaggio dell'acqua.

Attraverso la trasformazione delle precipitazioni in flussi idrici, SWMM traccia le variazioni temporali del deflusso e monitora le modifiche nel sistema di drenaggio. Il suo valore aggiunto risiede nella capacità di integrare gli effetti del ciclo idrologico completo, come l'evapotraspirazione e l'infiltrazione. Inoltre, il software fornisce un'interfaccia utente per l'input dei dati, la simulazione e la visualizzazione dei risultati, offrendo un quadro comprensivo del funzionamento del sistema di drenaggio e contribuendo alla gestione efficace della qualità delle acque urbane.

3.3.1 Concettualizzazione di un'area di drenaggio in SWMM

Il meccanismo operativo di un sistema di smaltimento acque in SWMM si fonda sull'interscambio di correnti idriche e materiali attraverso quattro compartimenti distinti, come schematizzato in Figura 3.15.

Nel comparto **atmosfera** (*atmospheric layer*) si origina l'evento climatico (precipitazioni o nevicata) che induce il flusso superficiale o l'assorbimento nel comparto "superficie del terreno". Qui si stabiliscono le quantità di precipitazione che la simulazione impiega per le piogge sul bacino. Gli elementi chiave per rappresentare il processo precipitativo/deflusso sono i pluviometri "Rain Gage". La fusione della neve è rappresentata attraverso entità "Snow Packs" collocati sui sottobacini.

Il comparto **superficie terreno** (*land area layer*) è delineato da una o più aree minori che accolgono le precipitazioni atmosferiche (sia pioggia che neve) dal comparto atmosferico. I sottobacini, a loro volta, canalizzano l'acqua in eccesso attraverso l'evaporazione verso la sfera atmosferica, mediante l'infiltrazione nel comparto 'acque sotterranee', o come deflusso in superficie insieme a sostanze contaminanti verso il comparto dedicato al trasporto.

Il comparto **acque sotterranee** (*groundwater layer*) accoglie l'assorbimento d'acqua proveniente dal compartimento "superficie del terreno" e devia una porzione di questo flusso verso la sezione di "trasporto". Le entità denominate "Acquiferi", situate al di sotto delle aree minori, servono a simulare il movimento dell'acqua sotterranea.

Il comparto **trasporto** (*transport layer*) racchiude tutti gli elementi per il trasferimento (come canali, tubazioni, strutture, condotti, pompe e dispositivi di controllo) oltre ai moduli per l'accumulo e il trattamento che indirizzano l'acqua verso impianti di depurazione o direttamente ai punti di scarico.

Il software SWMM utilizza un modello della rete basato su una struttura geometrica di connessioni (Links) e punti di aggregazione (Nodi), che, una volta interconnessi, facilitano la simulazione idraulica dell'intera rete idrica. Nella fase di trasporto, viene effettuata l'analisi della diffusione di contaminante attraverso il sistema, scegliendo fra diverse modalità: moto uniforme, onda cinematica e moto vario, seguendo l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant. Quest'ultima modalità offre una precisione maggiore nei calcoli, includendo la modellazione di condizioni come il rigurgito, il moto a pelo libero, il moto in pressione e inversione del flusso nei collegamenti.

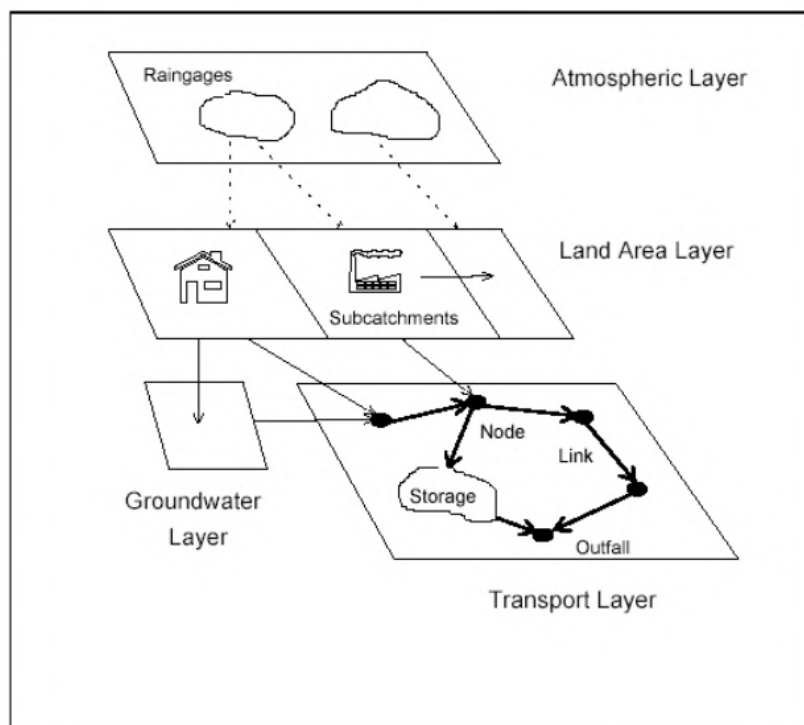


Figura 3.15: *Rappresentazione dello schema modulare di SWMM (Manual User EPA SWMM).*

Il software di simulazione presenta una configurazione essenzialmente modulare, composta da unità discrete, ciascuna con una determinata funzione e procedura di calcolo. Ogni comparto può essere utilizzata singolarmente o in sequenza, permettendo che l'esito di una fase funga da punto di partenza per l'elaborazione nella fase successiva, ad eccezione della sezione "Deflusso", che riceve unicamente input di dati meteorologici dai moduli "Precipitazioni" e "Temperatura".

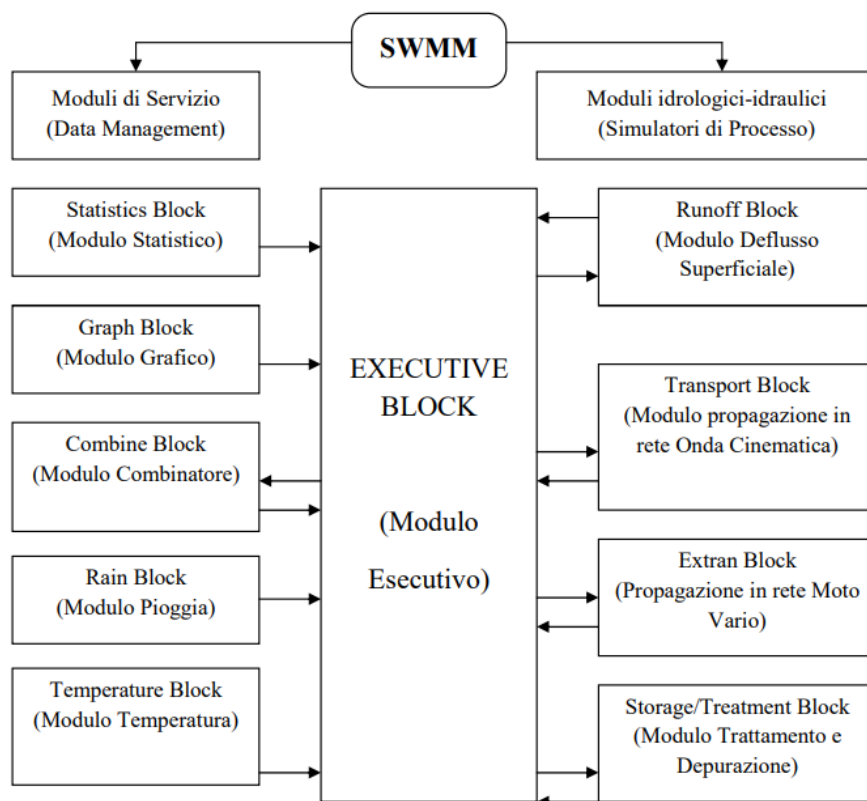


Figura 3.16: Schema della struttura modulare e relazionale tra i moduli di SWMM (E. Baratti, 2009).

Nelle tappe iniziali di progettazione, si procede all'inserimento delle informazioni disponibili relative alla morfologia del terreno, alla struttura della rete di smaltimento e ai dati degli eventi meteorologici.

Il programma è suddiviso in 3 moduli di progetto principali:

- Modulo idrologico (Hydrology);
- Modulo idraulico (Hydraulics);
- Modulo di qualità (Quality, non utilizzato nel presente caso di studio).

3.3.2 Modulo idrologico (Hydrology)

La componente idrologica calcola i flussi generati da specifici eventi di pioggia e rappresenta l'area geografica come una collezione di sotto-aree, ognuna con proprie caratteristiche dimensionali e operative. All'interno di questa si situano i comandi seguenti:

- **Pluviometri (*Rain Gages*):** offrono dettagli riguardanti l'intensità delle piogge, variabile nel tempo, sugli ambiti idrografici. Queste informazioni possono

essere introdotte manualmente come sequenze temporali mediante editor dedicati, o importate da un documento testuale esterno. Gli attributi fondamentali forniti in input includono dati su: l'intensità o la quantità delle precipitazioni, così come la frequenza di raccolta dei dati (ad esempio, ogni ora, 30 minuti, 15 minuti, ecc):

- **Sottobacini (*Subcatchments*)**: formano aree di terreno che raccolgono le precipitazioni e producono il flusso d'acqua diretto verso un'uscita specifica. Ogni sottobacino è diviso in settori permeabili e non permeabili, determinando così le aree dove il flusso può infiltrarsi. L'infiltrazione può essere calcolata utilizzando uno dei metodi proposti: Horton, Horton modificato, Green-Ampt, Green-Ampt modificato o il metodo del Curve Number. Le caratteristiche essenziali che l'utente deve definire per ogni sottobacino, al fine di descriverlo completamente, includono: la misurazione delle precipitazioni a cui è esposto (Rain Gage), i nodi di smaltimento che ricevono il flusso (Outlet), l'estensione in ettari (Area), la larghezza effettiva del sottobacino (Width), la percentuale di area non permeabile (%Zero-Imperv), l'inclinazione media del suolo (%Slope), il coefficiente di Manning sia per la zona non permeabile (N-Imperv) che per quella permeabile (N-Perv), e lo spazio di depressione sia per la zona non permeabile (Dstore-Imperv) che per quella permeabile (Dstore-Perv);
- **Acquiferi (*Acquifers*)**: rappresentano una zona sotterranea che accoglie infiltrazioni dal sottobacino sovrastante e interagisce nel trasferimento dell'acqua sotterranea con un nodo del sistema di drenaggio.
- **Accumulo di neve (*Snow Packs*)**: è la neve accumulata che copre un sottobacino;
- **Unità idrografiche (*Unit Hydrographs*)**: descrivono la quantità di afflusso/infiltrazione di fognature generata nel tempo per unità di pioggia istantanea;
- **Controlli LID (*LID Controls*)**: l'acronimo LID indica lo sviluppo a impatto ridotto, che comprende un insieme di metodologie e pratiche impiegate nella gestione eco-compatibile delle acque piovane. L'obiettivo è gestire le acque meteoriche attraverso soluzioni di minimo impatto che riproducono i cicli idrologici naturali, con l'intento di preservare le condizioni idriche esistenti prima dello sviluppo urbano. Tra le diverse soluzioni adottate per diminuire il flusso superficiale favo-

rendo un aumento dell'infiltrazione si annoverano: giardini di bio-assorbimento, superfici permeabili o coperture verdi, sistemi di drenaggio sostenibile.

3.3.3 Modulo idraulico (Hydraulics)

La componente idraulica è utilizzata a dirigere i flussi (sia meteorici che reflui) attraverso un sistema idraulico formato da elementi quali: condotte, canali scoperti, bacini, dispositivi di sfioro, impianti di accumulo/trattamento e meccanismi di deviazione.

Il sistema fognario viene rappresentato come una catena di segmenti, ognuno caratterizzato da una specifica forma geometrica, che si uniscono nei punti di intersezione. Le caratteristiche fisse legate a questi segmenti includono: il profilo trasversale, la distanza, l'inclinazione e la rugosità; mentre le variabili calcolate ad ogni iterazione comprendono: la portata, la velocità, l'area bagnata, il raggio idraulico e la larghezza a pelo libero. Questi ultimi tre parametri dipendono dal livello idrico al momento considerato.

Nell'ambito dei collegamenti, la portata Q rappresenta la variabile indipendente principale, considerata costante ad ogni iterazione del calcolo. Diversamente, la velocità e la superficie a contatto con l'acqua del flusso, o il suo livello, sono parametri che variano nel corso della stessa.

Le caratteristiche fisse legate ai punti di intersezione includono: l'altezza di deflusso e l'altezza di ingresso (o uscita) del segmento rispetto al piano di base; mentre i valori calcolati a ogni iterazione e dipendenti dall'altezza dell'acqua nel nodo sono: il volume, la superficie esposta dell'acqua e la pressione idraulica totale H .

I punti di intersezione (Nodes) simboleggiano i punti di incontro dei canali a cielo aperto o degli elementi quali pozzetti (incroci, scarichi, deviazioni di corrente, serbatoi). Le variabili principali da impostare per caratterizzare un punto di intersezione includono:

- la quota dal fondo (*Invert Elevation*);
- la quota del terreno;
- gli eventuali afflussi in ingresso dall'esterno (*Inflows*);
- l'area inondata durante l'allagamento (*Ponded Area*);

Gli elementi che fanno parte della voce nodi sono i seguenti:

- **Giunzioni (*Junctions*)**: rappresentano i luoghi dove i collegamenti (tubazioni, condotti e canali) convergono con un volume di accumulo non trascurabile.

- **Bocche di scarico (*Outfalls*):** simboleggiano i punti finali del sistema da cui l'acqua è espulsa e direzionata verso un bacino idrico con un livello dell'acqua predefinito. A differenza delle connessioni, gli sbocchi possono essere uniti a un'unica tubazione.
- **Deviatori di flusso (*Divider*):** sono componenti del sistema di drenaggio che permettono di separare il flusso d'acqua in due tubazioni distinte. Possono collegarsi al massimo a due uscite. Questi nodi specifici vengono identificati come tali solamente nel contesto di un modello di onda cinetica a flusso uniforme, mentre in presenza di un modello di onda dinamica si trattano come semplici connessioni. A seconda della modalità con cui i flussi vengono direzionati, si distinguono quattro tipi di dispositivi di deviazione: *cutoff divider*, *tabular divider*, *overflow divider* e *weir divider*. La quantità d'acqua indirizzata attraverso questi dispositivi di deviazione viene determinata dalla seguente formula:

$$Q_{div} = C_w \cdot \left(\frac{Q_{in} - Q_{min}}{Q_{max} - Q_{min}} \right)^{1.5} \quad (3.2)$$

Dove C_w è il coefficiente di sbarramento, Q_{in} è la portata entrante nel deviatore, Q_{min} è il valore di portata per cui inizia la separazione, H_w è l'altezza di sbarramento e Q_{max} è il valore di portata massima calcolata come:

$$Q_{max} = C_w \cdot H_w^{1.5} \quad (3.3)$$

- **Unità di stoccaggio (*Storage Units*):** costituiscono punti nel sistema fognario che offrono capacità di raccolta idrica (come bacini, invasi, ecc.). Sono in grado di simulare strutture di accumulo di dimensioni sia piccole che estese. Oltre a permettere l'ingresso e l'uscita dell'acqua, tengono in conto anche l'evaporazione dalla superficie e l'assorbimento nell'ambiente circostante.

I collegamenti (*Links*) costituiscono componenti che facilitano il movimento dell'acqua da un punto di aggregazione a un altro nel sistema. Ogni segmento è rappresentato come un canale con attributi fissi quali configurazione, distanza, inclinazione, rugosità, ecc. Il profilo del canale può essere definito scegliendo tra le opzioni disponibili in un menù dedicato del software.

È inoltre necessario indicare il punto d'ingresso (*Inlet Offset*) e di uscita (*Outlet Offset*)

del canale.

Gli elementi che fanno parte della voce **collegamenti** sono i seguenti:

- **Condotte:** sono delle tubazioni o canali che trasportano l'acqua da un nodo ad un altro del sistema di trasporto. Possono avere forme diverse: rettangolare, trapezoidale, triangolare, circolare, ellittica, ad arco, parabolica, a ferro di cavallo, irregolare. Solitamente la maggior parte dei tubi di drenaggio sono di forma circolare e i canali di scolo hanno tradizionalmente geometrie ellittiche o ad arco. Per il calcolo della portata nei condotti, il programma *SWMM* si serve dell'equazione di *Manning*:

$$Q = \frac{1.49}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.4)$$

Dove Q è la portata che circola nella condotta, A è l'area della sezione trasversale, R è il raggio idraulico, S è la pendenza, n è il coefficiente di *Manning*.

Il software consente di simulare anche gli impianti di sollevamento o le strutture di scarico, elementi non utilizzati nel caso studio.

3.3.4 Opzioni di simulazione

Una volta che un'area di studio è stata dettagliatamente definita, è possibile modellare la sua risposta al deflusso, al flusso e alle dinamiche di qualità idrica. I fenomeni naturali osservabili nel ciclo dell'acqua possono essere rappresentati attraverso la selezione di specifiche impostazioni di simulazione (Opzioni di Simulazione).

In questa sezione verranno brevemente descritti i modelli utilizzati da *SWMM* per modellare le acque meteoriche attraverso i seguenti processi fisici:

- Deflusso superficiale (Runoff);
- Infiltrazione (Infiltration);
- Onda dinamica (Dynamic Wave);

3.3.4.1 Deflusso Superficiale

Il software *SWMM* trasforma l'eccesso di precipitazioni (pioggia e/o scioglimento della neve al netto di infiltrazione, evaporazione e prelievo iniziale) in scorrimento superficiale (corrente terrestre) su un'area di drenaggio utilizzando il modello di serbatoio non lineare.

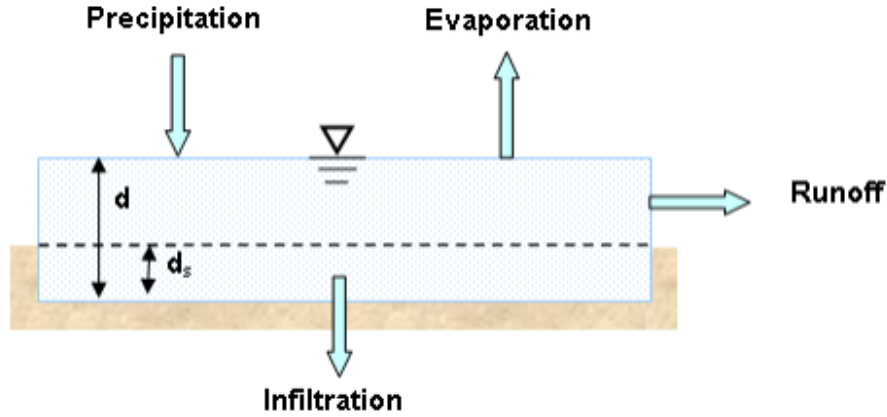


Figura 3.17: *Rappresentazione concettuale deflusso superficiale (EPA SWMM, Manual User).*

Nel serbatoio, il deflusso superficiale per unità di superficie, q_L si verifica quando il livello di acqua d supera il limite massimo di depressione d_s . Il deflusso superficiale è calcolato adottando l'equazione di *Manning*, nell'ipotesi che esso si comporti come una portata uniforme che scorre all'interno di un canale rettangolare con pendenza S :

$$q_L = \frac{1.49}{n} \cdot \frac{W}{A} \cdot (d - d_s)^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.5)$$

La profondità dell'acqua sul sottobacino d cambia continuamente nel tempo risolvendo numericamente l'equazione di bilancio idrico del sottobacino.

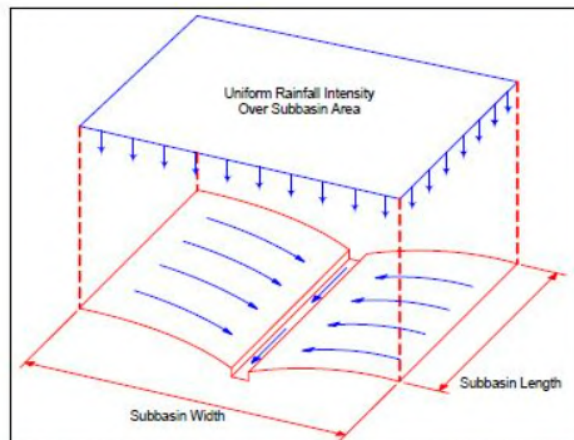


Figura 3.18: *Rappresentazione concettuale di un sottobacino (EPA SWMM, Manual User).*

Applicando il principio di conservazione della massa, la variazione netta di pro-

fondità d per unità di tempo t è la differenza tra i tassi di afflusso e di deflusso al sottobacino:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q_L \quad (3.6)$$

Nella formula compaiono le seguenti grandezze:

- i è la quantità di pioggia, in mm/s ;
- e è il tasso di evapotrazione della superficie, in mm/s ;
- f è il tasso di infiltrazione, in mm/s ;
- q_L è il deflusso superficiale, in mm/s .

Sostituendo 3.6 nella si ottiene:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - \alpha \cdot (d - d_s)^{5/3} \quad (3.7)$$

Dove α è definito come:

$$\alpha = \frac{1.49}{n} \cdot \frac{W}{A} \cdot S^{1/2} \quad (3.8)$$

L'equazione 3.7 è un'equazione differenziale ordinaria non lineare, la quale noti i valori di i , e , f , α e d_s può essere risolta numericamente per ogni intervallo di tempo ricavando l'incognita d .

3.3.4.2 Suddivisione del sottobacino

L'equazione 3.7 è stata ottenuta per un bacino di forma rettangolare con proprietà uniformi. Quest'ipotesi non corrisponde alla realtà; infatti, all'interno di uno stesso bacino è possibile individuare sottoaree omogenee appartenenti a diverse tipologie di superfici del terreno che dal software sono suddivise in:

- superfici permeabili (*Pervious*) che consentono alle precipitazioni di infiltrarsi nel terreno;
- superfici impermeabili (*Impermeabili*) che non consentono l'infiltrazione.

Tali superfici sono riconosciute dal software attribuendo a ciascun sottobacino una *percentuale di impermeabilità*.

I tempi di formazione del deflusso superficiale sono influenzati dalle depressioni presenti all'interno del suolo. Per modellare tale comportamento, SWMM consente di dividere

ulteriormente l'area impermeabile in due sottozone: una che accumula l'altra e l'altra che favorisce il deflusso.

L'equazione differenziale 3.7 viene risolta singolarmente per ogni sottozona e, alla fine di ogni istante di tempo, le portate prodotte da ogni sotto area determinano il deflusso totale del sottobacino.

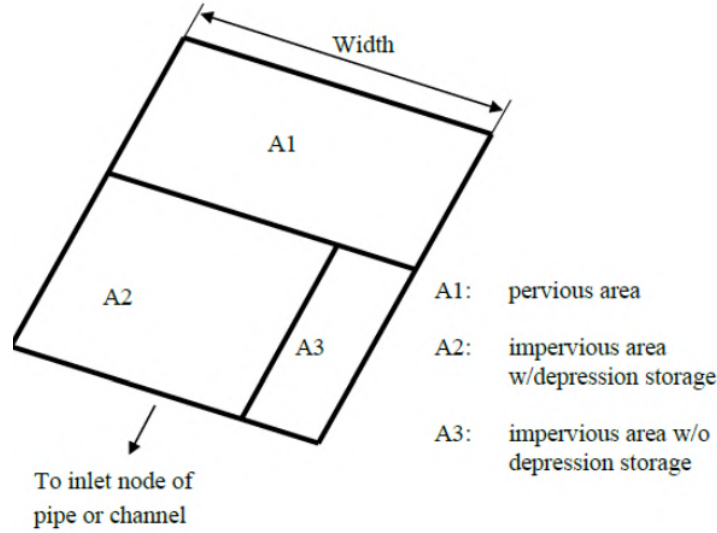


Figura 3.19: Partizionamento idealizzato del sottobacino per il deflusso superficiale (EPA SWMM, Manual User).

3.3.5 Modello dell'onda dinamica

Il flusso dell'acqua attraverso un sistema di canalizzazioni è determinato dalle equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di *De Saint Venant*:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (3.10)$$

Dove Q rappresenta la portata d'acqua la portata che all'istante di tempo t defluisce attraverso la sezione d'ascissa curvilinea x , A è la corrispondente sezione idrica, H è il carico idraulico totale della corrente misurato rispetto ad un riferimento orizzontale, g è la costante di accelerazione gravitazionale e S_f è la cadente piezometrica.

Si ipotizza che le grandezze che definiscono la corrente idrica (portata e livello) siano funzioni continue del tempo e della sola coordinata spaziale x . La corrente si può quindi

considerare gradualmente variata con sezioni trasversali piane e verticali e pressione distribuita in maniera idrostatica.

3.4 Modellazione della rete

Una volta effettuata l'analisi morfologica del bacino e la georeferenziazione della rete, quest'ultima risulta completa di tutte le informazioni necessarie a poter svolgere le operazioni di verifica idraulica, all'interno di *SWMM*.

Field ▲	Value
TITLE	1x2 cell
OPTIONS	1x33 cell
EVAPORATION	1x2 cell
RAINGAGES	1x1 cell
SUBCATCHMENTS	1x2 cell
SUBAREAS	1x7 cell
INFILTRATION	1x7 cell
JUNCTIONS	1x11 cell
OUTFALLS	1x1 cell
CONDUITS	1x11 cell
XSECTIONS	1x11 cell
POLLUTANTS	1x1 cell
LANDUSES	1x4 cell
COVERAGES	1x10 cell
LOADINGS	0x0 cell
BUILDUP	1x4 cell
WASHOFF	1x4 cell
TIMESERIES	1x72 cell
REPORT	1x3 cell
TAGS	1x11 cell
MAP	1x2 cell
COORDINATES	1x12 cell
VERTICES	1x23 cell
Polygons	1x145 cell
SYMBOLS	1x1 cell
LABELS	1x8 cell
BACKDROP	1x2 cell

Figura 3.20: Sezioni del file di *SWMM.inp*.

Il file di input del software ha una specifica struttura all'interno della quale devono essere inseriti i dati ottenuti dalle analisi preliminari effettuate. La sua struttura è rappresentata in figura 3.20. Poichè gli elementi della rete sono numerosi, al fine di facilitare questa operazione, è stato elaborato uno script in Matlab che consenta di produrre la struttura dell'input, rielaborando le informazioni disponibili.

Nel caso studio, non sono state prese in considerazione le sezioni riguardanti il trasporto

dei contaminanti. In particolare, dal progetto in QGIS sono state importate tre tabelle in formato *.xls*:

- una tabella con le caratteristiche dei pozzetti, all'interno di essa devono essere presenti le informazioni riguardanti la quota di posa, le coordinate x e y in un sistema di riferimento prestabilito;
- una tabella con le caratteristiche dei collettori, all'interno di essa devono essere presenti le informazioni riguardanti il diametro dei collettori, la tipologia di sezione, le coordinate x e y del punto iniziale e del punto finale, la lunghezza del collettore;
- una tabella con le caratteristiche del bacino, all'interno di essa devono essere presenti le informazioni riguardanti l'area, la pendenza media, la percentuale delle aree impermeabili, la larghezza del bacino, le coordinate del pozzetto che rappresenta il punto di uscita dell'intero bacino.

Anche l'analisi idrologica, svolta in *Matlab* deve essere elaborata in modo da riprodurre la struttura dell'input.

3.4.1 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno impostate riguardano l'outfall e i sottobacini. In particolare, per l'outfall, coincidente con il recapito finale, è stata impostata una condizione al contorno di tipo *free*, applicabile nel caso di getto libero.

Per ciascun sottobacino il punto di uscita corrisponde ad un pozzetto, per cui non si ha il deflusso tra un bacino e l'altro.

3.4.2 Risultati

3.4.2.1 Simulazione T=5 anni

Dalla figura si può osservare che la rete risponde idoneamente, ovvero il grado di riempimento delle condotte risulta essere inferiore al 70% e non sono presenti collettori che funzionano in pressione. Il sistema di drenaggio risulta correttamente dimensionato.

Di seguito, nell'figure 3.21 e 3.22 sono riportati i collettori che presentano il massimo grado di riempimento. In particolare si può osservare:

- La figura 3.21 rappresenta la condizione di massimo riempimento di via A. Moro. Esso è del 64%.
- La figura 3.22 rappresenta la condizione di massimo riempimento di via C. del Croix. Esso è del 61%.

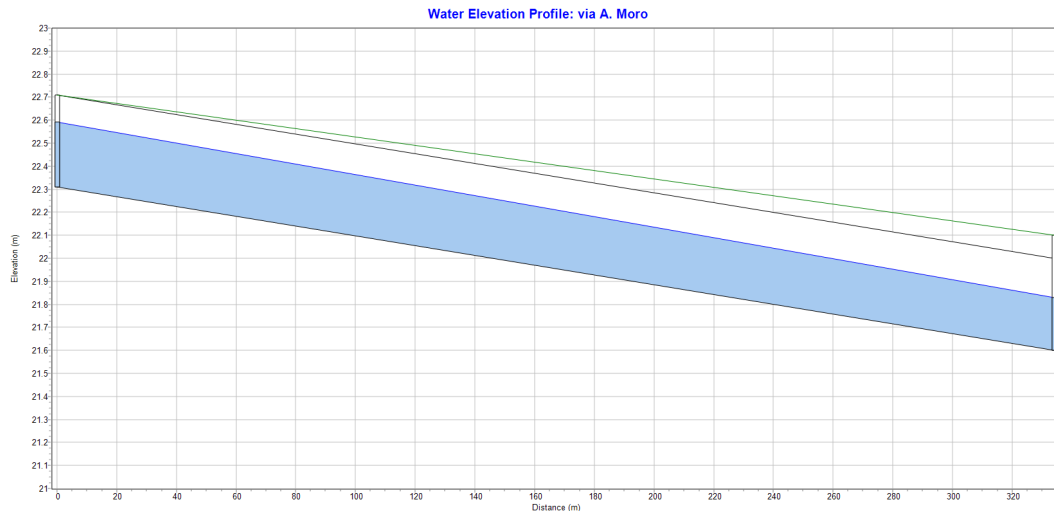


Figura 3.21: *Profilo del collettore via A. Moro.*

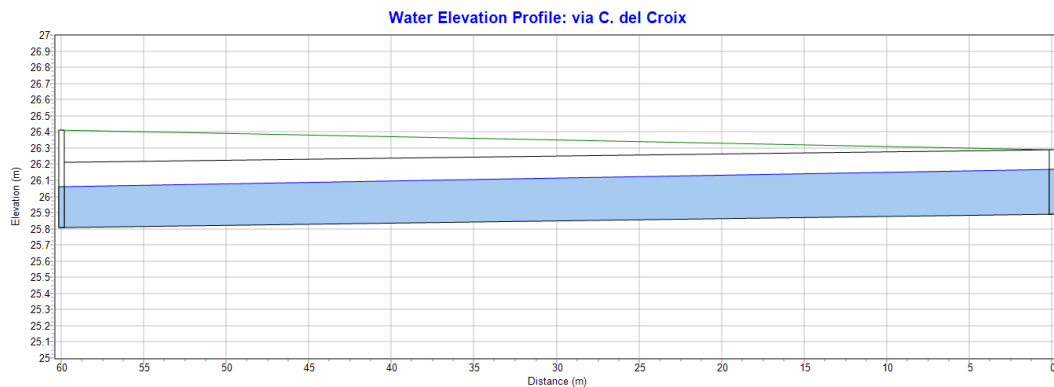


Figura 3.22: *Profilo del collettore via C. del Croix.*

L'unico intervento puntuale sulla rete di collettamento è previsto via Madonna Montevergine, come illustrato nel Paragrafo 2.2.4.

Nella Figura 3.23 è riportato il profilo del collettore quando si verifica il massimo riempimento della condotta stessa. Esso risulta pari al 32%, pertanto la scelta di una tubazione $\phi 200$ risulta correttamente dimensionata.

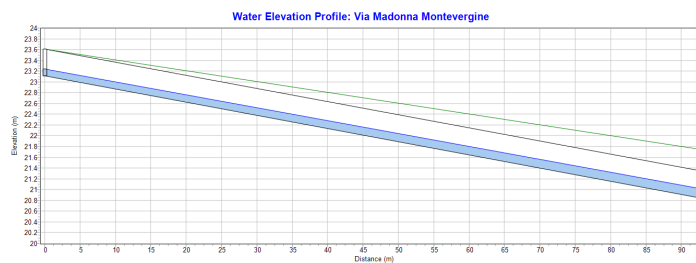
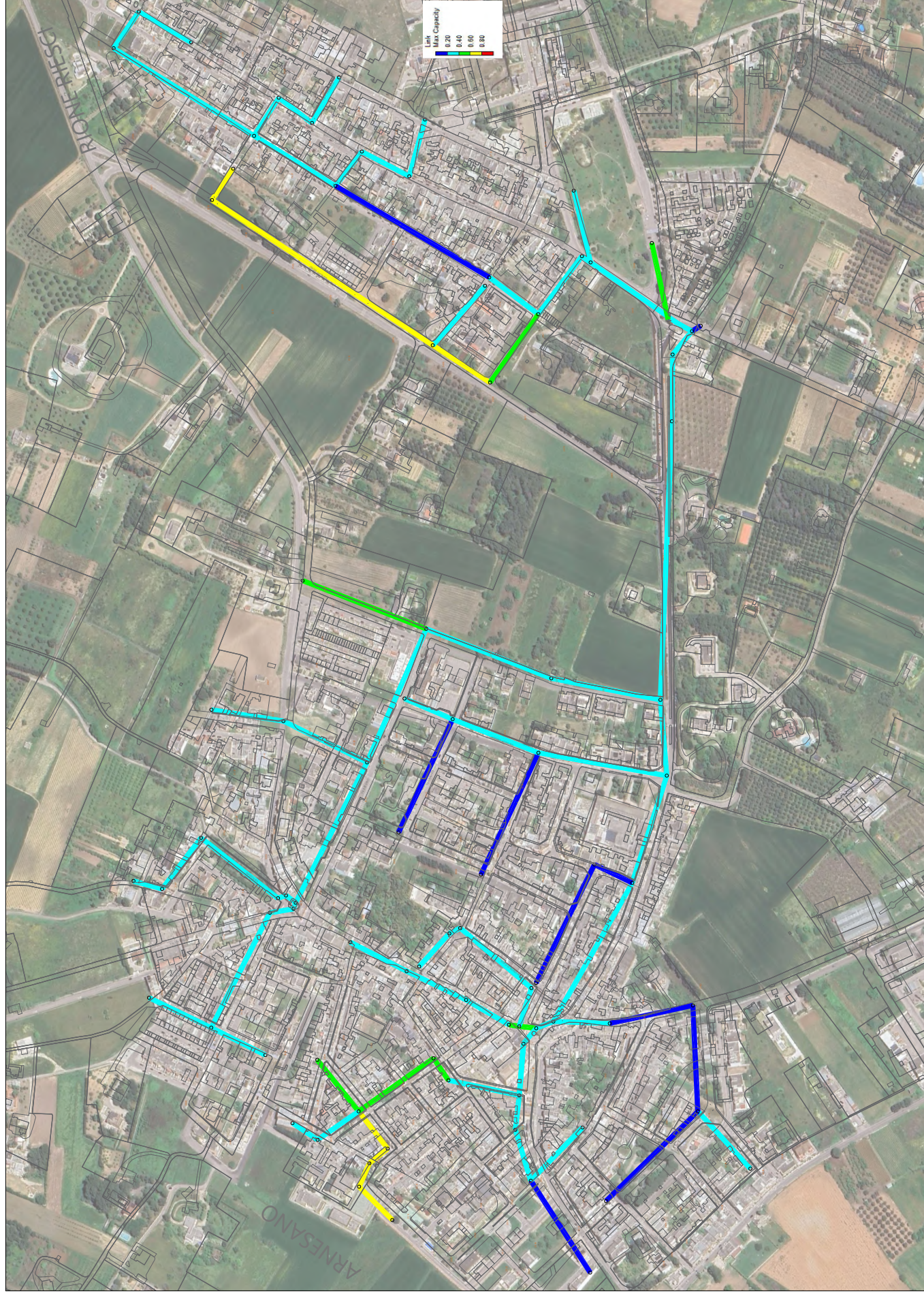


Figura 3.23: *Profilo del collettore in via Madonna Montevergine*

Simulazione Tr=5 anni



3.4.2.2 Simulazione $T=100$ anni

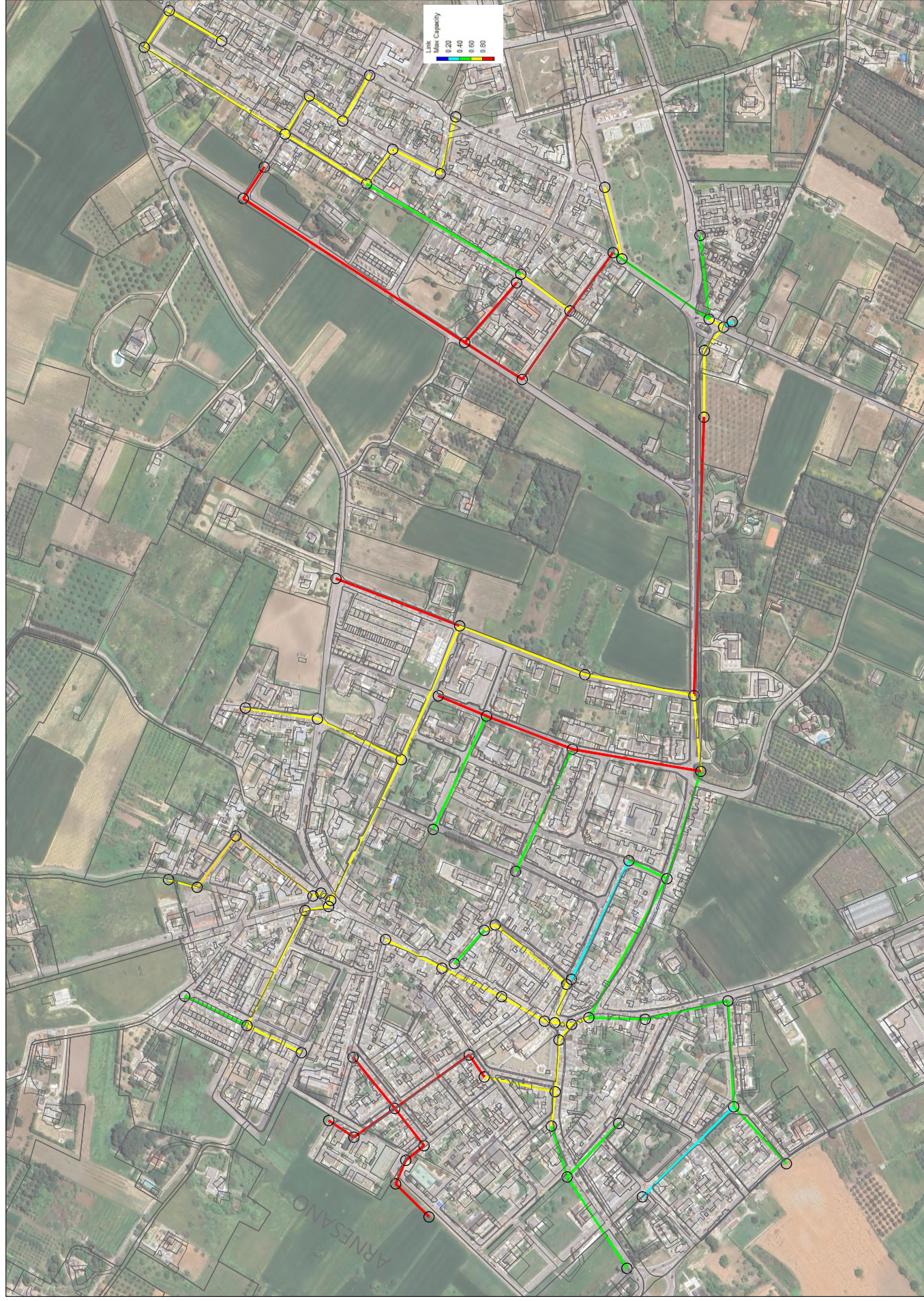
Di seguito è riportata la simulazione del massimo riempimento delle condotte della rete ipotizzando un tempo di ritorno di 100 anni.

Come si può osservare, i tratti in pressione si riscontrano sia a sud - ovest del bacino di Arnesano, in particolare nelle vie *Del Croix* e *F. Baracca*, *Materdomini* e nella via *Aldo Moro* nel Rione Riesci.

Progettare infrastrutture in grado di gestire eventi con $T = 100$ anni può risultare significativamente più costoso. Inoltre, le normative e le politiche locali in materia di gestione delle acque spesso si basano su scenari idrologici con tempi di ritorno più brevi. Analizzare l'impatto di eventi con un T di 100 anni aiuta a identificare i limiti massimi di capacità del sistema di drenaggio esistente, offrendo una chiara comprensione di come e quando potrebbero verificarsi situazioni critiche.

In conclusione, sebbene l'attenzione possa concentrarsi principalmente sui risultati della simulazione con un T di 5 anni per interventi immediati e applicabili, l'analisi degli eventi con un T di 100 anni garantisce che il progetto non solo affronti le esigenze attuali ma sia anche ben posizionato per anticipare e gestire le quelle future.

Simulazione Tr=100 anni



3.4.3 Validazione e confronto del modello

Affinchè la simulazioni riproducano risultati quanto più vicini agli eventi osservati rappresentando quella che è la risposta effettiva del sistema, è indispensabile l'operazione di validazione del modello.

Il seguente modello non ha subito il processo di calibrazione in quanto non è presente un misuratore di portata all'interno del bacino, per cui i parametri non disponibili da rilievo sono stati assunti dalla letteratura disponibile.

Tuttavia è ragionevole condurre delle osservazioni qualitative sui risultati ottenuti. È possibile effettuare un confronto con la portata massima registrata nella sezione terminale della rete con le simulazioni effettuate, che si basano su un metodo empirico, e quella calcolata utilizzando un modello concettuale, come il metodo cinematico.

La conoscenza della portata massima nella sezione terminale è un dato molto importante in quanto costituisce l'input per le verifiche idrauliche del recapito finale che saranno analizzate nel capitolo successivo.

A tal fine, è stata utilizzata la simulazione con $T = 5 \text{ anni}$ che è il tempo di ritorno richiesto per il dimensionamento del recapito finale, secondo il Regolamento Regionale.

Il *metodo cinematico* consente di calcolare la portata al colmo con la seguente relazione:

$$Q = \frac{\phi \cdot i_c \cdot S}{360} \quad (3.11)$$

Dove:

- ϕ è il valore di coefficiente di afflusso del bacino, pari a 0.67, valutato in base alle destinazioni d'uso del suolo attraverso i valori presenti in letteratura (Marchetti, 1963);
- i_c è l'intensità media della pioggia pari al tempo di corivazione del bacino, in mm/h ;
- S è la superficie del bacino, in ha .

Il valore che si ottiene è pari $0.35 \text{ m}^3/s$ è un dato confrontabile con l'idrogramma calcolato in corrispondenza della sezione terminale della rete, rappresentato in figura 3.24.

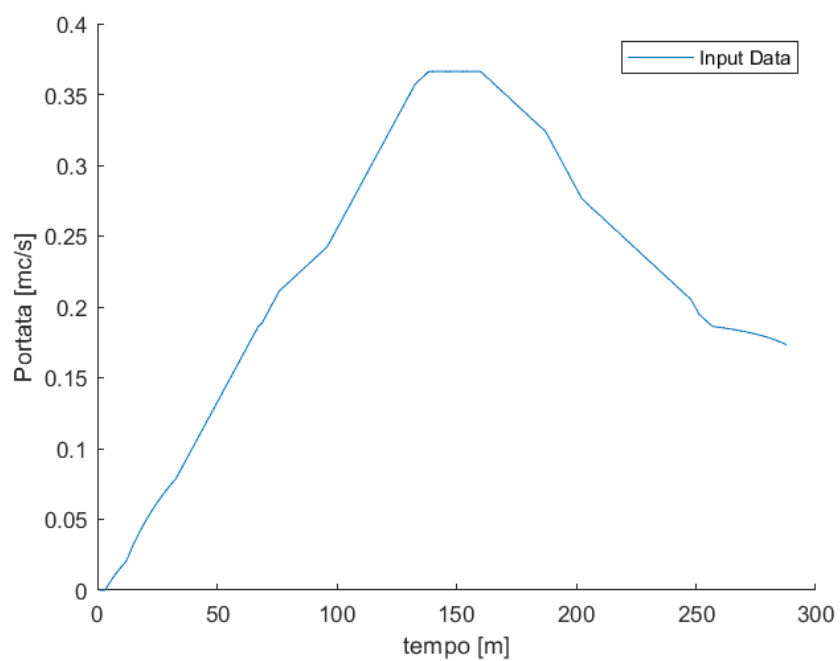


Figura 3.24: *Idrogramma di piena nella sezione terminale della rete.*

Capitolo 4

Adeguamento del recapito finale

Nel presente Capitolo si riporta l'analisi dettagliata incentrata sulla scelta progettuale tra due soluzioni alternative per il trattamento e il riutilizzo delle acque meteoriche nel contesto del Comune di Arnesano. Questa scelta è guidata dalla necessità di conformarsi alle normative regionali vigenti, in particolare al Regolamento Regionale 26/2013, che impone l'obbligo di riutilizzo delle acque meteoriche di dilavamento per usi irrigui, domestici, industriali ed altri usi consentiti dalla legge.

La prima parte del capitolo esplorerà in modo approfondito le due possibili soluzioni progettuali, alla luce delle esigenze specifiche del territorio comunale di Arnesano. Sarà data particolare attenzione alla sostenibilità ambientale, all'efficacia nel trattamento delle acque, e alla fattibilità tecnico-economica delle soluzioni considerate.

Successivamente, verranno descritti i principali interventi previsti sul recapito finale, con un focus sulle modifiche strutturali e impiantistiche necessarie per adeguare l'infrastruttura esistente alle nuove esigenze. Questo include l'aggiornamento delle tecnologie di trattamento delle acque meteoriche per garantire l'efficienza nella rimozione di inquinanti e la conformità ai limiti normativi.

Infine, il capitolo tratterà le diverse modalità di riutilizzo delle acque trattate, esaminando come queste possano essere impiegate in maniera ottimale per fini irrigui, contribuendo alla conservazione delle risorse idriche e alla sostenibilità ambientale del comune. Saranno considerati anche gli aspetti legislativi, tecnici e operativi che regolamentano il riutilizzo delle acque meteoriche, fornendo una panoramica completa delle strategie progettuali adottate per rispondere efficacemente alle sfide poste dalla gestione sostenibile delle acque.

4.1 Motivazioni della scelta progettuale

Il Regolamento Regionale 26/2013 offre due possibilità principali per il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento:

- **Trattamento separato delle acque di prima pioggia:** le acque di prima pioggia vengono raccolte separatamente e sottoposte a trattamenti specifici prima del loro scarico nei ricettori finali. Questo processo prevede l'uso di vasche di accumulo a perfetta tenuta stagna che, dopo un trattamento di grigliatura e dissabbiatura, permettono l'esclusione delle stesse a riempimento avvenuto.
- **Trattamento in continuo:** in alternativa alla separazione e al trattamento specifico delle acque di prima pioggia, esiste l'opzione di trattare le acque meteoriche di dilavamento in impianti con funzionamento in continuo. Questo metodo si basa sulla portata stimata secondo le caratteristiche pluviometriche dell'area di provenienza delle acque, per un tempo di ritorno pari a 5 anni.

La scelta del trattamento in continuo, da un punto di vista economico e di sostenibilità, riflette un'accurata valutazione delle necessità infrastrutturali e ambientali dell'area comunale di Arnesano.

La decisione di mantenere e adeguare il sistema esistente, nonostante le sue condizioni di manutenzione non ottimali, è stata influenzata da diverse considerazioni:

- **Economicità:** gli interventi previsti, come il revamping delle stazioni di grigliatura e dissabbiatura, la recinzione dell'area, e l'installazione di sistemi per il riutilizzo delle acque meteoriche, richiedono investimenti significativi ma necessari per garantire l'efficacia e l'efficienza del sistema di gestione delle acque meteoriche. Questi lavori migliorano la funzionalità e la sicurezza del sistema esistente senza la necessità di costruire un impianto completamente nuovo, rappresentando una scelta economica rispetto alla progettazione e realizzazione di nuove infrastrutture;
- **Sostenibilità:** il progetto punta alla sostenibilità attraverso la separazione delle acque di prima pioggia da quelle di seconda pioggia e il riutilizzo delle ultime per fini agricoli e civili. Questo approccio riduce l'impatto ambientale dell'impianto, minimizza lo spreco di risorse idriche e contribuisce alla tutela del territorio e della risorsa idrica, in linea con gli obiettivi di Rivoluzione Verde e Transizione Ecologica previsti dal PNRR.

4.2 Principali interventi sul recapito finale

- **Revamping della stazione di grigliatura:** pulizia della vasca, impermeabilizzazione delle pareti interne, e ripristino del copriferro per rendere la stazione operativa, funzionante e sicura.
- **Revamping della stazione di dissabbiatura:** pulizia della vasca, impermeabilizzazione delle pareti interne, ripristino del copriferro, con aggiunta di n° 2 pacchi lamellari e filtri a coalescenza.
- **Recinzione dell'area:** realizzazione di una recinzione in acciaio elettroforgiato, con piantane in profilato piatto zincato a caldo e bulloni in acciaio inox, per la sicurezza dell'area.
- **Installazione di serbatoi in polietilene:** accumulo e stoccaggio delle acque depurate per il riutilizzo a fini agricoli o civili, promuovendo l'uso sostenibile delle risorse idriche.
- **Messa in sicurezza dell'intera area:** oltre alla recinzione, implementazione di misure di sicurezza e di strumentazione elettromeccanica per il monitoraggio remoto dei livelli dei serbatoi.



Figura 4.1: *Stato di fatto del recapito finale.*



4.2.1 Verifica del dissabbiatore esistente

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo di una vasca a funzionamento continuo occorre pertanto:

- verificare che il carico idraulico superficiale (CIS), inteso come rapporto tra portata Q e la superficie della vasca S , non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare;

Per stimare la velocità v_s di precipitazione delle sabbie si fa riferimento anche in questo caso alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \frac{D^2}{\mu} = 0.023 \frac{m}{s} \quad (4.1)$$

Dove:

- g è l'accelerazione di gravità, pari a $9.81 \frac{m}{s^2}$;
- γ_s è il peso specifico delle particelle, pari $2.2 \frac{t}{m^3}$;
- γ_a è il peso specifico dell'acqua, pari a $1 \frac{t}{m^3}$
- μ è la viscosità cinematica dell'acqua, pari a $0.00114 \frac{kg}{m \cdot s^2}$ alla temperatura di $15^\circ C$;
- D è il diametro delle particella, pari a $0.02mm$.

Imponendo pertanto:

$$CIS = \frac{Q}{S_{fondo}} = 0.023 \frac{m}{s} \quad (4.2)$$

Si ricava la superficie della vasca necessaria per la portata di pioggia recapitata all'impianto con un $T_r = 5$ anni e la verifica della lunghezza rilevata:

$$S_{fondo} = \frac{Q}{CIS} = \frac{0.35 \frac{m^3}{s}}{0.023 \frac{m}{s}} = 15.217m^2 \quad (4.3)$$

$$L_{min} = \frac{S_{fondo}}{Larg.Ril.} = \frac{15.217m^2}{7m} = 2.17m \leq 13m = Lung. Rilevata \quad (4.4)$$

- verificare, nel caso di vasca a flusso orizzontale, che la velocità del flusso non sia superiore al valore limite ($30 - 50 \text{ cm/s}$) tale da consentire la sospensione delle particelle già sedimentate sul fondo. L'altezza media dell'acqua all'interno della

vasca è di 1.50 m per cui la velocità del flusso interno è:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.35 \frac{m^3}{s}}{7m \cdot 1.50m} = 0.033 \frac{m}{s} \quad (4.5)$$

4.2.2 Verifica del bacino di espansione

In base al valore di permeabilità, considerando la formula usualmente utilizzata per la determinazione empirica della permeabilità dei terreni mediante prove di assorbimento a carico costante, la portata smaltibile può essere calcolata come segue [4]:

$$Q_b = k \cdot L^2 \cdot \left(3 + \frac{27 \cdot h_o}{L}\right) \quad (4.6)$$

Tenendo conto della superficie disperdente dell'opera terminale di progetto è pari a 980 mq e dell'altezza massima del carico idraulico dell'invaso h_o pari a 6 m , si ha che la portata smaltibile è pari a:

$$Q_b = 0.00004 \frac{m}{s} \cdot 980\text{mq} \cdot \left(3 + \frac{27 \cdot 6m}{70m}\right) = 0.32\text{m/s} \quad (4.7)$$

Questa portata smaltita non è sufficiente a coprire l'intera portata che corriva sull'intero bacino nel tempo di un'ora e verrà invasata nel bacino disperdente. La verifica della vasca disperdente è eseguita confrontando le portate in arrivo, con le capacità d'infiltrazione del terreno e il volume immagazzinato nella vasca. Questo confronto è espresso dalla seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio della portata entrante e uscente per il mezzo filtrante:

$$(Q_p - Q_b) \cdot \Delta t = \Delta V \quad (4.8)$$

Dove:

- Q_p è la portata in ingresso;
- Q_b è la portata dispersa dal bacino di infiltrazione;
- Δt è l'intervallo di tempo;
- ΔV è la variazione del volume invasato nell'intervallo Δt .

In queste condizioni, il volume affluito alla vasca per un intervallo di tempo $\Delta t = 2t_c$ durante l'evento considerato risulterà pari a:

$$V_a = Q_p \cdot t_c = 0.35 \frac{m^2}{s} \cdot 3600s = 1260m^3 \quad (4.9)$$

Il volume infiltrato nel tempo di corrivazione, considerando la portata d'infiltrazione precedentemente determinata e smaltita dal fondo della vasca, è pari a:

$$V_i = Q_b \cdot t_c = 0.32 \frac{m^2}{s} \cdot 3600 = 1138.32m^3 \quad (4.10)$$

Ne segue che il volume in arrivo nella vasca sarà pari a:

$$\Delta V = V_a - V_i = 122m^3 < V_{max} = 5880m^3 \quad (4.11)$$

Pertanto, il volume attribuito alla vasca disperdente, inferiore alla sua massima capacità d'invaso verrà smaltito in un tempo pari a:

$$t_s = \frac{\Delta V}{Q_b \cdot 3600} = 1.15h < 48h \quad (4.12)$$

4.2.3 Rete di collettamento delle acque meteoriche per le nuove aree asfaltate

Il progetto prevede così come mostrato in figura delle nuove aree asfaltate, di conseguenza è necessario prevedere un sistema di gestione delle acque meteoriche.

- **Raccogliere le acque meteoriche** in maniera efficiente dalle superfici asfaltate: il collettamento sarà garantito adottando delle pendenze che consentano il deflusso delle acque meteoriche verso le caditoie. Il sistema di collettamento è costituito da tubi in polietilene ad alta densità per condotte di scarico superficiali, DN 315 mm;
- **Indirizzare le acque raccolte verso il sistema di trattamento preesistente** garantendo che queste vengano trattate adeguatamente prima di essere rilasciate nell'ambiente o riutilizzate, in linea con le normative ambientali vigenti e i principi di sostenibilità.

4.3 Riutilizzo delle acque trattate

Il progetto per il Comune di Arnesano si pone in linea con i requisiti espressi Regolamento Regionale all' articolo 2, comma 2, del Regolamento, evidenziando un'attenzione specifica alla gestione sostenibile delle acque meteoriche attraverso la raccolta, il trattamento e l'erogazione delle stesse per usi irrigui, domestici, industriali e altri scopi consentiti. L'obbligo di riutilizzo, come specificato nel comma 3 dell'articolo 2, si applica ai nuovi edifici e installazioni, nonché a quelli esistenti senza autorizzazione adeguata, sottolineando l'importanza di aggiornare le infrastrutture esistenti per conformarsi alle normative vigenti.

L'integrazione di tali sistemi rappresenta un passo importante verso la conformità con le normative regionali e dimostra un impegno nei confronti della gestione sostenibile delle risorse idriche nell'ambito dello sviluppo infrastrutturale comunale.

Il progetto prevede la costruzione di una vasca di accumulo delle acque meteoriche attesa dalla rete a servizio del Comune di Arnesano. Le acque meteoriche di dilavamento stoccate saranno utilizzate per l'irrigazione del verde pubblico, per la pulizia delle piazze e della viabilità e costituiranno anche un volume di stoccaggio ai fini delle emergenze (incendi boschivi). Inoltre, così come rappresentato in Figura, è previsto anche un sistema di presa all'interno del Cimitero Comunale che consente l'utilizzo delle acque meteoriche trattate per le attività che richiedono acque non potabili.

Sulla scorta dei dati ISTAT sulle precipitazioni medie che interessano la Regione Puglia si è preceduto con il calcolo del tempo medio secco T_{SM} . Esso indica quanti giorni dell'anno di sistema di acqua piovana dovrà andare in autonomia poiché c'è assenza di precipitazioni e si determina mediante la seguente relazione:

$$T_{SM} = \frac{365 - GP}{365} = \frac{(365 - 55)}{12} = 25.83g \quad (4.13)$$

Il fabbisogno medio annuo di acqua per usi irrigui per le aree a verde comunale è pari a 200 l/m^2 . La determinazione analitica del volume di stoccaggio è avvenuta dopo la quantificazione delle superfici attrezzate a verde di proprietà comunali per un totale di 16607.62 m^2 .

Con tale valore di superficie da irrigare, attraverso l'applicazione della successiva rela-

zione si ottiene il seguente volume di stoccaggio:

$$V_{stoccaggio} = \frac{TSM \cdot Fabb. \text{ medio annuo} \cdot Area}{365} = 240m^3 \quad (4.14)$$

Tale volume per il fabbisogno irriguo delle aree a verde è stato incrementato del 35% per tenere conto dei seguenti fattori:

- 2%- Volume V_{EV} Riferito alle perdite che si hanno per effetto dell'evapotraspirazione;
- 3% - Volume V_{INF} Riferito alle perdite dovute all'infiltrazione d'acqua nel terreno;
- 30%- Volume V_{LAV} Riferito all'esigenza di utilizzare l'acqua per uso diverso quale il lavaggio delle piazze e della viabilità urbana.

Il volume d'acqua recuperabile è di 325 m^3 . L'effettivo volume stoccato dipenderà dallo spazio a disposizione sul quale realizzare un serbatoio di accumulo. Si è scelto di utilizzare 7 serbatoi di acciaio zincato di capacità di 10 m^3 , in particolare, il volume stoccato risulterà così ripartito:

- N.1 serbatoio con funzione di Riserva antincendio;
- N. 1 presa nei pressi del cimitero.

L'acqua stoccata è destinata ad usi non potabili.

Conclusioni

Lo scopo del presente lavoro di tesi è stato quello di effettuare la verifica del sistema di drenaggio urbano del comune di Arnesano valutando la sua efficacia e conformità alle normative vigenti, con un'attenzione particolare rivolta al recapito finale. A tal fine, sono state svolte l'analisi idrologica e l'analisi morfometrica, attraverso l'ausilio dei software QGIS e MATLAB, per ottenere tutte le informazioni necessarie alla riproduzione del funzionamento realistico del sistema.

La verifica della rete è stata effettuata attraverso il software EPA-SWMM, elaborando due simulazioni che comprendessero anche l'intervento di progetto su via Madonna Montevergine. La prima con un tempo di ritorno $T=5$ anni, in accordo con il R.R. 04/03/1996. Il risultato ottenuto non ha evidenziato criticità nel funzionamento della rete: i collettori presentano un grado di riempimento inferiore al 70%.

La seconda simulazione, con un $T=100$ anni ha consentito di identificare i limiti massimi di capacità del sistema di drenaggio esistente, offrendo una chiara comprensione di come e quando potrebbero verificarsi situazioni critiche.

L'idrogramma di piena ottenuto nella sezione finale del sistema di collettamento, in particolare il valore della portata massima registrata, è stato il punto di partenza per la verifica del sistema di trattamento e smaltimento delle acque: dapprima sono state valutate le diverse scelte progettuali consentite dalle norme vigenti orientandosi verso la scelta economicamente più vantaggiosa e sostenibile. Gli interventi principali previsti sono il revamping dell'impianto e la gestione di un sistema di riutilizzo delle acque trattate, obbligatorio dal R.R. 04/03/1996.

La metodologia sviluppata, pur essendo ancora passibile di ulteriori miglioramenti, si è dimostrata riproducibile e applicabile in contesti diversi da quello studiato, evidenziando la sua versatilità e potenziale di utilizzo. L'approccio adottato ha permesso di elaborare e analizzare dati complessi, facilitando la comprensione delle dinamiche idriche urbane e contribuendo significativamente alla pianificazione di interventi infrastrutturali efficaci e sostenibili.

Tra gli aspetti principali di questo lavoro, spicca l'abilità di integrare dati eterogenei all'interno di un modello geospaziale, permettendo una visualizzazione intuitiva e una analisi dettagliata del territorio di studio. La metodologia potrebbe essere arricchita e raffinata attraverso l'integrazione di ulteriori dati e l'applicazione di tecniche di analisi più avanzate, per aumentare la precisione delle simulazioni e la robustezza delle strategie di gestione proposte.

Bibliografia

- [1] V. Ferro, *La sistemazione dei bacini idrografici*. Collana di istruzione scientifica, McGraw-Hill Companies, 2006.
- [2] L. Da Deppo and C. Datei, *Fognature: appunti dalle lezioni di costruzioni idrauliche : Padova, anno accademico 1996/97*. 1996.
- [3] L. Da Deppo, C. Datei, and A. Rinaldo, *Processi di trasformazione afflussi-deflussi secondo un modello alla Nash generalizzato*. Istituto di Idraulica Padova: Studi e ricerche, Istituto di Idraulica, 1980.
- [4] G. C. L. Fanizzi, *Lo smaltimento nel sottosuolo superficiale mediante pozzi d'infiltrazione*. Ed. ICSA, Milano, 2006.
- [5] V. A. e. F. M. Copertino, "Valutazione delle piene in puglia," *CNR-GNDCI*, vol. Pubbl. n. 1437, 1994.
- [6] I. Mantica, *Il dimensionamento idraulico delle fognature urbane*. 1996.
- [7] N. M. D. P. DI ALLUVIONE, "Influenza delle parametrizzazioni idrologico-idrauliche,"
- [8] L. Alfieri, F. Laio, and P. Claps, "A simulation experiment for optimal design hyetograph selection," *Hydrological Processes: An International Journal*, vol. 22, no. 6, pp. 813–820, 2008.
- [9] L. A. Rossman, *EPA SWMM Manual User*. 2015.
- [10] D. 04/03/1996, "Regolamento regionale, disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia.," 1996.
- [11] ISPRA, *Linee guida per il controllo di validità dei dati idro-meteorologici*. Delibera del Consiglio SNPA, i, 2017.

- [12] U. Moisello *et al.*, *Idrologia tecnica*. La goliardica pavese, 1998.
- [13] J. Gironás, L. A. Roesner, L. A. Rossman, and J. Davis, “A new applications manual for the storm water management model(swmm),” *Environmental Modelling & Software*, vol. 25, no. 6, pp. 813–814, 2010.
- [14] S. Ji and Z. Qiuwen, “A gis-based subcatchments division approach for swmm,” *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 9, no. 1, 2015.
- [15] T. Endreny, *Land Use and Land Cover Effects on Runoff Processes: Urban and Suburban Development*. 04 2006.
- [16] F. Salerno, V. Gaetano, and T. Gianni, “Urbanization and climate change impacts on surface water quality: Enhancing the resilience by reducing impervious surfaces,” *Water research*, vol. 144, pp. 491–502, 2018.
- [17] G. Di Rosa, *Rischio idrogeologico e difesa del territorio*. D. Flaccovio, 2001.
- [18] C. S. D. Urbani, “Sistemi di fognatura-manuale di progettazione “, chap. 7, 8, 9,” *Hoepli, Milan (in Italian)*, 1997.