



Comune di SOSSANO


Via G. Mazzini n.2 - 36040 Sossano (VI)
tel. 0444885220 - fax 0444888640
email: protocollo@comune.sossano.vi.it

PIANO COMUNALE DELLE ACQUE

(ai sensi dell' Art. 20 - Sicurezza idraulica delle N.T.A. Variante al PTRC - Regione del Veneto approvata con Dgr n. 427 del 10 aprile 2013)



RELAZIONE IDRAULICA

DATA		CODICE ELABORATO	PROGETTO ED ELABORAZIONE DEL PIANO		
Novembre 2025		NE12620000D03		Progettista	
SCALA		FILE		prof. ing. Vincenzo Bixio	
		S:\Lavori\Comune di Sossano\NE1262 - Piano delle Acque\Elaborati\Relazioni			
COMMITTENTE			dott. ing. Anna Chiara Bixio		
Comune di Sossano			<div>Via Paolo da Sarmeola 1/A 35030 - Rubano (PD) t. 0498975709 - f. 049630270 info@nordestingegneria.com www.nordestingegneria.com</div> <div>Gruppo di lavoro</div> <div><div>dott. ing. Anna De Fiorenze</div><div>dott. ing. Daniele Lorenzi</div><div>dott. ing. Enrico Cestaro</div><div>dott. ing. Daniela Claut</div><div>dott. ing. Tommaso Tosi</div><div>dott. ing. Angelica Bellan</div></div>		
Sindaco					
Enrico Grandis					
Resp. Ufficio Lavori Pubblici					
Ing. Andrea Cartolaro					

REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE	REDAZIONE	RIESAME	VERIFICA
00	Nov 2025	Prima emissione	NE	NE	ACB

1	IL MODELLO IDROLOGICO	3
1.1	IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO IN HEC-HMS	3
1.1.1	<i>I modelli di trasformazione afflussi-deflussi</i>	3
1.1.1.1	Modello continuo di separazione dei deflussi: Soil Moisture Accounting	3
1.1.1.2	Modello di separazione dei deflussi ad evento: SCS	6
1.1.1.3	Modello di Clark	10
1.1.1.4	L'attribuzione del CN e dei parametri idraulici ai sottobacini	12
1.1.1.5	Gli ietogrammi di progetto	19
1.1.1.6	I risultati del modello idrologico	20
2	IL MODELLO IDRAULICO	29
2.1	SOFTWARE DI CALCOLO EPA-SWMM	29
2.2	METODO DI CALCOLO	29
2.3	CALIBRAZIONE DEI MODELLI	32
2.4	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	40
2.4.1	<i>Zona 1 Stato di fatto</i>	40
2.4.2	<i>Zona 1 stato di progetto</i>	41
2.4.3	<i>Zona 2 Stato di fatto</i>	45
2.4.4	<i>Zona 2 Stato di progetto</i>	46
3	VERIFICHE IDRAULICHE INTERVENTI MINORI	51
3.1	CR_11 – INT_11: VIA COLLOREDO	52
3.2	CR_12 – INT_12: VIA FOSSONA	55
3.3	CR_13 – INT_13: VIA CAPITELLO	61
3.4	CR_14 – INT_14: VIA CÀ FRANZOSI	67
3.5	CR_15 – INT_15: VIA CREE STORTE	70

1 IL MODELLO IDROLOGICO

1.1 Implementazione del modello idrologico in HEC-HMS

Il codice di calcolo HEC-HMS si dimostra uno strumento affidabile nella modellazione idrologica dell'area allo studio; esso ha richiesto una descrizione accurata della geometria dei bacini e dei sottobacini definiti dal reticolo idrografico e la caratterizzazione di proprietà fisiche del territorio quali la pedologia, la capacità di infiltrazione e l'uso del suolo che governano i meccanismi di separazione degli afflussi e le trasformazioni di essi in deflussi.

1.1.1 I modelli di trasformazione afflussi-deflussi

La risposta idrologica di un bacino idrografico dipende da un insieme di processi di diversa natura che interessano gli elementi costitutivi del bacino stesso (stati versante e stati canale); essi possono essere riassunti nei seguenti:

- la produzione di deflusso efficace all'interno di ciascun elemento costitutivo del bacino;
- il trasporto della precipitazione efficace all'interno dello stato versante fino all'ingresso di questa nella rete idrografica;
- la propagazione dei deflussi efficaci lungo la rete canalizzata.

Il meccanismo che regola la produzione di deflusso efficace è governato da un bilancio del contenuto d'acqua che, in questa sede, verrà considerato alla scala del sottobacino; tale bilancio, nella sua formulazione più completa, tiene conto dell'evoluzione temporale dell'intensità di precipitazione, della frazione di precipitazione intercettata dalla vegetazione e che quindi non raggiunge la superficie del terreno, della frazione d'acqua che viene allontanata dal terreno per evaporazione e traspirazione delle piante, della frazione d'acqua che defluisce superficialmente e che quindi costituisce la risposta rapida del bacino, ed infine del flusso che si infiltra nel terreno e che in parte può contribuire alla risposta idrologica in tempi più lunghi ed in parte viene considerato perso poiché rimane legato alle particelle di terreno o contribuisce alla ricarica della falda.

Lo ietogramma efficace rappresenta quindi la pioggia che, idealmente, contribuisce alla formazione della piena, la pioggia cioè che, tramite ruscellamento superficiale e scorrimento nei collettori, giunge nei tempi più brevi alla sezione di chiusura, formando così i valori elevati di portata. La parte restante dello ietogramma, che comunque rappresenta spesso un volume non indifferente della pioggia complessivamente caduta, produce la saturazione del terreno superficiale ed alimenta la falda sotterranea, oppure defluisce lentamente, attraverso moti filtranti negli strati superficiali del suolo, e raggiunge la sezione di chiusura del bacino dopo molto tempo, senza contribuire così alla formazione del picco dell'idrogramma di piena.

Il processo fisico di produzione dei deflussi può essere descritto da un modello che, attraverso le necessarie semplificazioni, sia in grado di coglierne i caratteri fondamentali e che, attraverso il valore assunto dai parametri, aderisca al particolare caso studio.

1.1.1.1 Modello continuo di separazione dei deflussi: Soil Moisture Accounting

Un modello idrologico continuo deve essere in grado di descrivere in modo affidabile il comportamento di un bacino idrografico sia in regime di piena sia in regime di magra. Ciò che differenzia una trattazione continua da quella ad evento è essenzialmente il termine di

evapotraspirazione che, nel primo caso, riveste un ruolo non trascurabile soprattutto nei deflussi di magra, tipicamente caratteristici dei periodi estivi. Definita la precipitazione, il termine di evapotraspirazione potenziale è calcolato dal modello attraverso la formula di Priestley Taylor (1972):

$$ET_0 = \frac{1}{\lambda} \frac{s(R_n - G)}{s + \gamma} \alpha \quad [\text{mm/giorno}]$$

dove λ è il calore latente di evaporazione [MJ/kg], R_n è la radiazione solare netta [MJ/m²giorno], G è il flusso di calore al suolo per riscaldamento o raffreddamento [MJ/m²giorno], s è la pendenza della curva che esprime la tensione di vapore di saturazione in funzione della temperatura [kPa/°C], γ è la costante psicometrica [kPa/°C] e α è il coefficiente di Priestly-Taylor che sostituisce il termine aerodinamico dell'equazione di Penmann-Monteith e rappresenta la frazione di acqua disponibile all'evaporazione.

Il modello Soil Moisture Accounting (di seguito SMA) tiene conto dei meccanismi di intercettazione della precipitazione da parte della vegetazione, simula l'accumulo dell'acqua nello strato collaborante di suolo e descrive i movimenti di questa all'interno del terreno e verso gli strati più profondi e la falda. A partire dalla precipitazione e da un valore di evapotraspirazione potenziale calcolato secondo Priestly Taylor, come descritto sopra, il modello calcola le perdite per evapotraspirazione, i contributi di deflusso superficiale e sub superficiale ed il termine di percolazione profonda.

Il modello SMA rappresenta il sottobacino come un insieme di invasi posti in serie secondo la schematizzazione illustrata in Figura 1-1 il contenuto d'acqua nel terreno è calcolato attraverso un bilancio di massa e viene aggiornato in continuo nel corso degli eventi intensi e tra due eventi successivi.

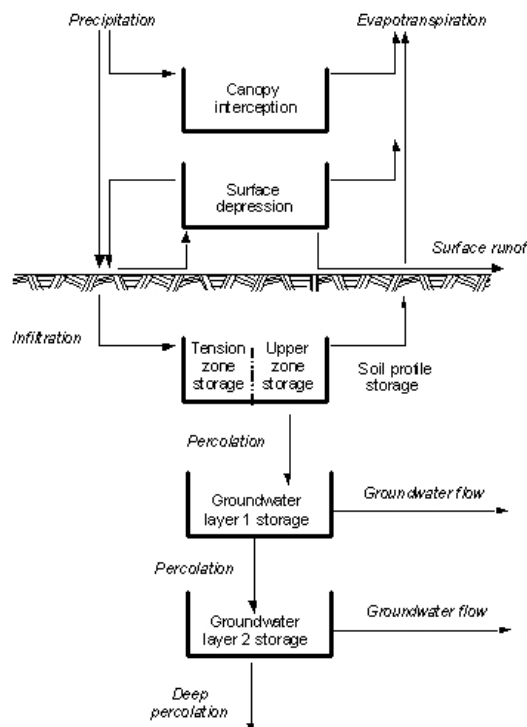


Figura 1-1: Schema concettuale dell'algoritmo del modello continuo SMA
(tratto dal Manuale Tecnico di HEC – HMS).

L'accumulo e la perdita di acqua possono avvenire in quattro 'ambienti' principali:

- nella **vegetazione ('canopy interception')** che, per mezzo degli alberi, delle piante e dell'erba, cattura una frazione piccola della precipitazione che affluisce al bacino e non le fa raggiungere il terreno; l'acqua così immagazzinata dalle piante può venire rilasciata per evaporazione mentre la frazione di pioggia restante è disponibile ad essere invasata negli strati successivi. Nel presente studio il termine descritto non è stato considerato.
- nelle **depressioni superficiali del terreno ('surface-interception storage')** che raccolgono quella frazione della precipitazione non trattenuta dalle piante che eccede la capacità di infiltrazione del terreno. Una volta che il volume a disposizione viene completamente saturato, l'eccesso di acqua contribuisce al deflusso superficiale. Nell'analisi condotta tale volume specifico è stato posto uniforme su tutto il bacino e pari a 2 mm.
- nello **strato di terreno collaborante al deflusso sub-superficiale ('soil-profile storage')** suddiviso in due regioni, 'upper zone' e 'tension zone'. La prima delle due regione schematizza la porzione di terreno in cui l'acqua viene immagazzinata nelle porosità; essa è soggetta quindi sia a fenomeni di evapotraspirazione sia a percolazione negli strati profondi. La seconda zona invece rappresenta quella porzione di suolo che trattiene l'acqua per capillarità e che quindi può variare il proprio contenuto d'acqua solo per evaporazione. Il processo di evapotraspirazione coinvolge prima l'acqua accumulata nelle porosità dello strato superiore del terreno e poi quella trattenuta per capillarità; il volume di acqua evapotraspirata si riduce al diminuire del contenuto d'acqua nel terreno a causa dell'aumento di resistenza nella rimozione delle particelle d'acqua legate al terreno (la tensione capillare è legata al contenuto d'acqua da una legge di potenza ad esponente negativo per cui diventa fortemente negativa per bassi valori di contenuto d'acqua).
- nello **strato profondo ('groundwater storage')** in cui, l'acqua percolata dagli strati superiori di terreno, è caratterizzata da flussi orizzontali e a lento scorrimento. La velocità di infiltrazione dipende dalla massima capacità di infiltrazione e dal contenuto d'acqua del terreno.

La precipitazione, ridotta della frazione trattenuta dalla vegetazione, è disponibile al terreno ed è quindi soggetta ai meccanismi di infiltrazione. Il volume d'acqua che si infila in un intervallo di tempo è funzione del volume d'acqua disponibile all'infiltrazione, delle condizioni di umidità del suolo e della massima velocità di infiltrazione, valore medio calcolato per ciascun sottobacino sulla base delle classi di permeabilità definite nella Carta dei suoli dell'Arpav.

Il massimo volume d'acqua immagazzinabile nel terreno è dato dal volume invasabile nelle porosità del suolo e dal volume trattenuto per capillarità e disponibile alle piante anche chiamato AWC (available water capacity).

La velocità di infiltrazione all'interno del suolo, funzione del contenuto d'acqua iniziale, del massimo volume d'acqua invasabile e della massima velocità di infiltrazione, varia linearmente tra il tasso di infiltrazione massimo ed il valore zero.

La percolazione dell'acqua verso gli strati più profondi del terreno e verso la falda avviene ad una velocità che dipende dalla massima velocità di percolazione (stimata all'incirca un terzo della velocità di infiltrazione massima), dalla frazione del volume di suolo superficiale disponibile effettivamente occupato dall'acqua e dalla frazione di volume di suolo profondo disponibile all'invaso effettivamente occupato dall'acqua. Il tasso di percolazione è tanto maggiore quanto più è

saturo lo strato superiore di suolo ed è insaturo lo strato inferiore (massima velocità di percolazione) e diminuisce fino ad annullarsi al progressivo saturarsi dello strato che inferiormente riceve l'acqua. Il modello SMA implementato nel codice HEC-HMS fornisce la possibilità di disporre di un ulteriore serbatoio profondo ideale da cui percola verticalmente una frazione d'acqua considerata definitivamente persa ai fini del deflusso; questo secondo invaso è stato trascurato.

I volumi calcolati contribuiscono al flusso di portata con tempi diversi a seconda che siano superficiali o sub-superficiali e che sono rispettivamente dell'ordine di qualche ora e di qualche decina di ore.

L'evapotraspirazione è un processo che coinvolge inizialmente l'acqua intercettata dalla vegetazione, e secondariamente l'acqua presente nella superficie e nello strato collaborante di suolo dove viene innanzitutto intaccato il volume accumulato nelle porosità del terreno e secondariamente le particelle trattenute per capillarità. Nel caso in cui sia la 'tension zone' ad essere coinvolta l'evapotraspirazione è una frazione dell'evapotraspirazione potenziale e diminuisce al diminuire del contenuto d'acqua nel terreno.

1.1.1.2 Modello di separazione dei deflussi ad evento: SCS

In condizioni di piena alcuni termini che compaiono nel bilancio del contenuto d'acqua nel suolo diventano trascurabili. Possono essere trascurate le perdite per evapotraspirazione dal momento che si suppone che durante un evento di piena sia diverso da zero il termine di precipitazione in ingresso e possono anche essere trascurati i deflussi profondi perché caratterizzati da tempi di arrivo non confrontabili con i tempi caratteristici dell'evento.

Per tale ragione la definizione dello ietogramma netto, o efficace, a partire dallo ietogramma totale, può essere ottenuta più semplicemente attraverso il metodo Curve Number del Soil Conservation Center (SCS-CN).

Tale metodo individua il volume di precipitazione efficace Q a partire dall'altezza di precipitazione totale P , in funzione del volume complessivo immagazzinabile nel terreno S . Tutte le variabili sono espresse in mm.

Nelle ipotesi del metodo, il deflusso è inizialmente nullo, fino a che l'afflusso meteorico P non raggiunge un valore di soglia pari al 20% del volume immagazzinabile nel terreno S . Dopo tale fase, una parte dell'apporto meteorico si trasforma in pioggia efficace, in proporzione sempre crescente, man mano che l'evento procede.

Il parametro S è sostituito nella pratica corrente da un indice adimensionale, chiamato Curve Number, che varia tra 0 e 100. Per $CN=0$ il bacino non produce alcun deflusso ($S=\infty$), mentre per $CN=100$ risulta del tutto impermeabile ($S=0$), per cui P e Q si equivalgono identicamente.

Le equazioni del metodo SCS da applicare sono le seguenti:

$$Q = \begin{cases} 0 & P \leq 0.20 S \\ \frac{(P - 0.20 S)^2}{P + 0.80 S} & P > 0.20 S \end{cases} \quad S = \frac{25400}{CN} - 254$$

con Q deflusso in mm
 P precipitazione in mm
 S volume immagazzinabile nel terreno in mm

CN numero di curva caratteristico del terreno considerato.

In letteratura sono disponibili numerose indicazioni per la scelta del valore di CN proprio di ciascuna area. Il parametro va scelto tenendo conto delle caratteristiche pedologiche del terreno, che il Soil Conservation Service classifica in quattro categorie da A a D con permeabilità decrescente, dell'uso del suolo e della condizione di umidità iniziale del bacino, prodotta da ulteriori apporti meteorici nei cinque giorni precedenti l'evento.

Le equazioni si applicano non solo con riferimento ai valori complessivi di un evento, ma anche alla loro variazione nel tempo, per cui la frazione di pioggia efficace ΔQ in un intervallo Δt nel quale sia piovuto ΔP è pari a:

$$\begin{aligned}\Delta Q = Q(t + \Delta t) - Q(t) &= \frac{(P(t + \Delta t) - 0.20 S)^2}{P(t + \Delta t) + 0.80 S} - \frac{(P(t) - 0.20 S)^2}{P(t) + 0.80 S} \\ &= \frac{(P(t) + \Delta P - 0.20 S)^2}{P(t) + \Delta P + 0.80 S} - \frac{(P(t) - 0.20 S)^2}{P(t) + 0.80 S} \quad \text{per } P > 0.2 S \\ &\approx \Delta P \cdot \left(\frac{P(t) - 0.20 S}{P(t) + 0.80 S} \right) \cdot \left(2 - \frac{P(t) - 0.20 S}{P(t) + 0.80 S} \right)\end{aligned}$$

Il coefficiente di deflusso Φ , inteso come rapporto tra precipitazione efficace e precipitazione totale, dipende dalla tipologia di terreno, per effetto del parametro S , e dall'altezza di precipitazione complessiva P .

Il coefficiente di deflusso medio dell'evento Q/P presenta valori crescenti all'aumentare di P . Anche il coefficiente di deflusso marginale $\Delta Q/\Delta P$ aumenta progressivamente al progredire dell'evento e tende asintoticamente al valore 1.

Nelle figure seguenti si riportano alcuni abachi che in funzione del parametro P , da intendersi come altezza di precipitazione cumulata osservata fino a un dato momento, restituiscono rispettivamente la precipitazione efficace totale, il coefficiente di deflusso medio fino a quell'istante e il coefficiente di deflusso marginale o istantaneo, cioè la proporzione di precipitazione efficace che si genera in quello stadio dell'evento.

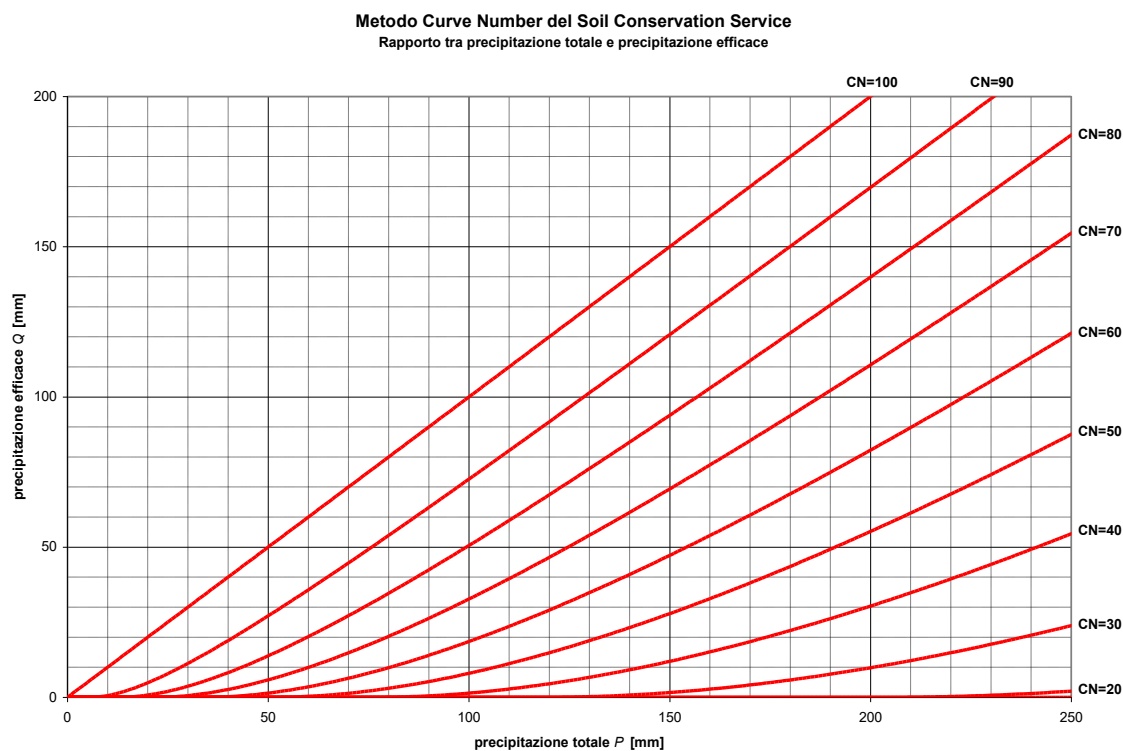


Figura 1-2: Valori di precipitazione efficace in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

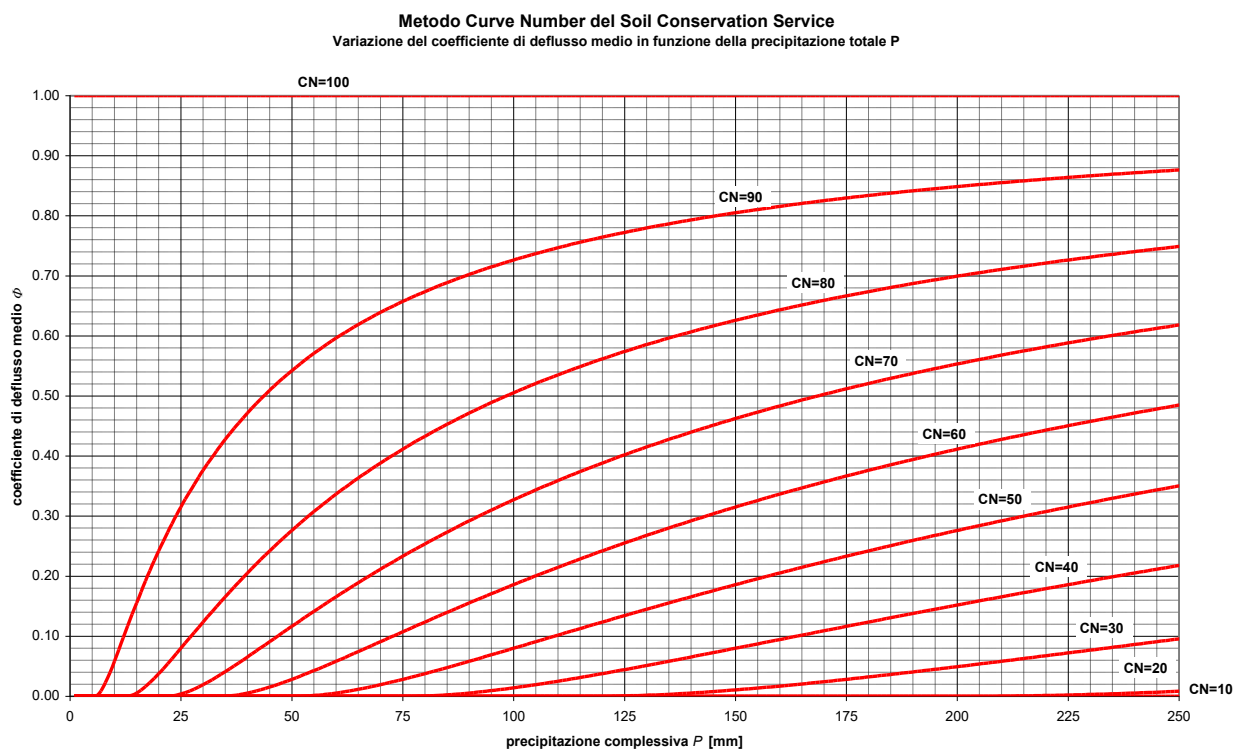


Figura 1-3: Valori di coefficiente di deflusso medio in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

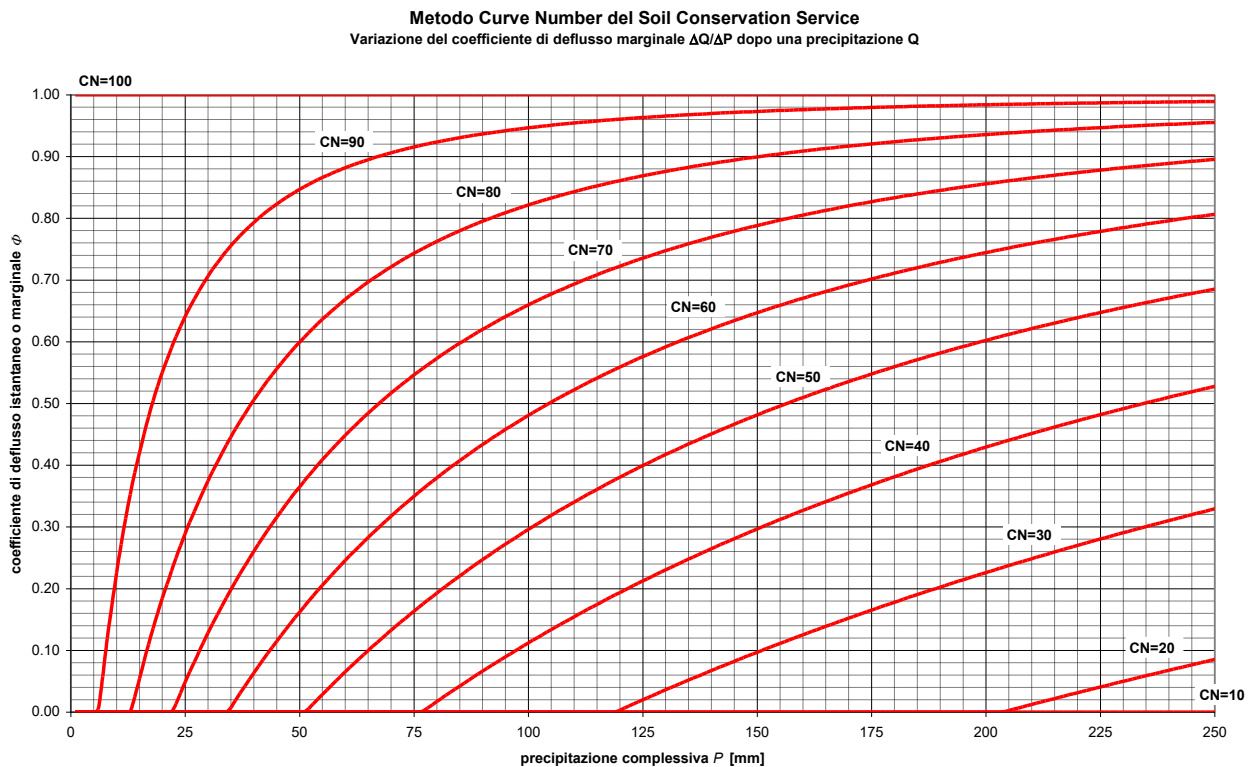


Figura 1-4: Valori di coefficiente di deflusso marginale o istantaneo in funzione della precipitazione totale e del parametro CN secondo il metodo SCS.

Il parametro CN fornisce una indicazione della quantità d'acqua immagazzinabile nel terreno, la quale stabilisce in base alle ipotesi assunte dal modello SCS descritto, la relazione tra afflussi e deflussi in un bacino idrografico. Tale parametro contiene le informazioni relative alla capacità di infiltrazione del terreno, secondo quattro classi di permeabilità, le informazioni relative allo stato di imbibizione del terreno (classi AMC) e le informazioni relative alla copertura di suolo.

Secondo lo schema descritto i suoli sono divisi in tre classi, per quanto riguarda l'insieme delle condizioni d'uso del suolo (tipologia di destinazione d'uso, trattamento della superficie e condizioni di drenaggio) ed in base a quattro gruppi per quanto riguarda la capacità di infiltrazione del terreno. I suoli costituiti principalmente da sabbie e ghiaie di notevole spessore sono caratterizzati da drenaggio buono o alto e presentano un tasso di infiltrazione elevato anche in condizioni di notevole imbibizione (classe A, suoli a basso potenziale di scorrimento). La classe B di suoli è caratterizzata da una tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, con un drenaggio da moderatamente buono a buono ed un tasso di infiltrazione moderato in condizioni di imbibizione elevata. I terreni poco permeabili rientrano nelle classi C e D. I terreni di classe C sono costituiti da suoli con tessitura da moderatamente fine a fine e presentano un basso tasso di infiltrazione; i terreni di classe D caratterizzati da tasso di infiltrazione molto basso, comprendono principalmente suoli argillosi ad alto potenziale di rigonfiamento o terreni caratterizzati da piccoli spessori giacenti su materiale pressoché impermeabile.

I valori del parametro CN si riferiscono a tre diverse condizioni di umidità del terreno definite condizioni di umidità antecedente (Antecedent Moisture Condition, AMC) l'evento di pioggia. La categoria AMC-I caratterizza i suoli sufficientemente asciutti da permettere un'aratura o una coltivazione soddisfacente e che abbiano perciò un potenziale di scorrimento superficiale minimo; la categoria AMC-II rappresenta la condizione media di umidità del terreno e a tale situazione si fa

riferimento per l'attribuzione dei valori di CN. Infine la categoria AMC-III contempla la condizione in cui i terreni siano praticamente saturati dalle precedenti piogge e in tale situazione il potenziale di scorrimento superficiale risulta massimo. Una volta assegnati, sulla base di valori di letteratura, i CN della categoria AMC-II, è possibile determinare i valori di CN riferibili alle rimanenti due categorie attraverso alcune relazioni analitiche che per brevità non riportiamo in questa sede.

La categoria a cui fare riferimento per l'applicazione del modello è individuata in base alla precipitazione totale dei 5 giorni antecedenti l'evento di pioggia e in base alla stagione (vegetativa o di riposo).

A partire dai valori di permeabilità medi calcolati come esposto in precedenza, a ciascuna unità elementare cartografica è stata associata una classe di permeabilità SCS (gruppi A, B, C, D); tale informazione, unita alla destinazione d'uso del suolo, ha permesso di attribuire un valore di CN a ciascuna unità cartografica.

Il valore del parametro CN non è indipendente dalla pendenza media del suolo; il valore di CN infatti aumenta all'aumentare della pendenza; il termine correttivo risulta trascurabile per valori di CN riferiti a pendenze del terreno standard del 5 %, che non possono essere attribuite ai territori di bonifica i quali sono generalmente caratterizzati da pendenze dell'ordine dello 0.0 - 0.1 % (Figura 1-5).

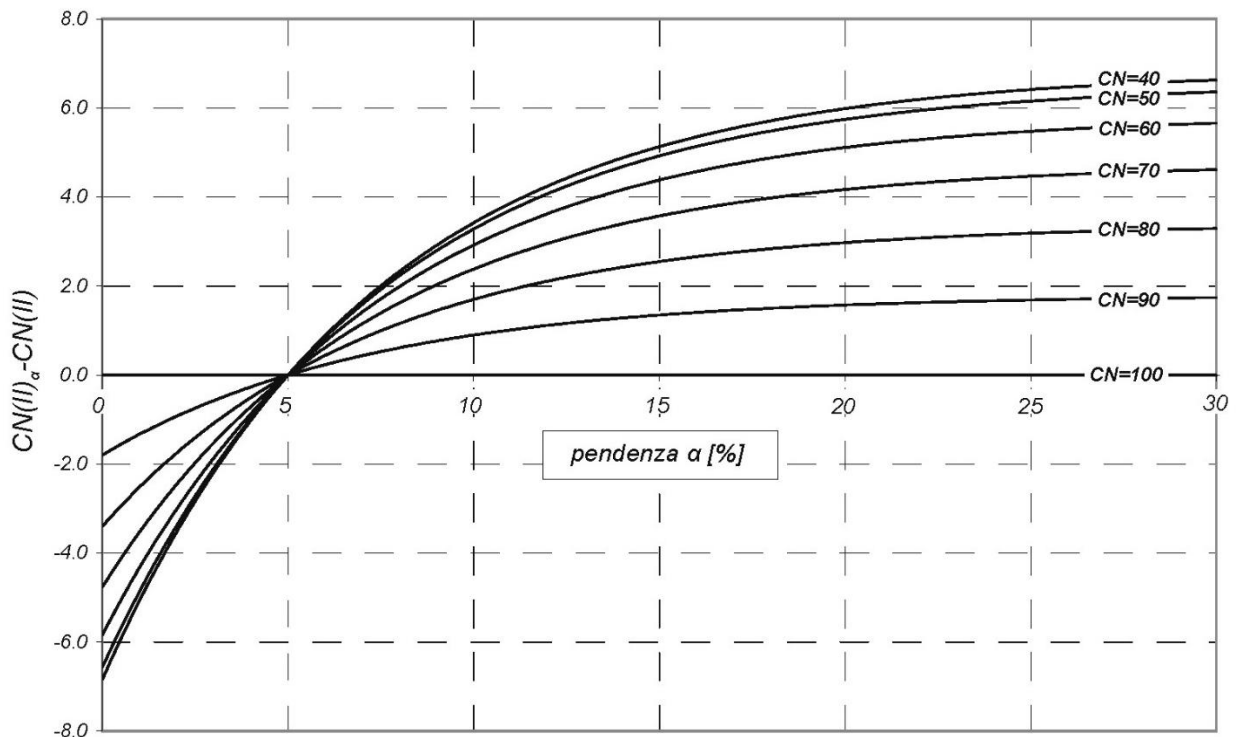


Figura 1-5: Correzione del CN in funzione della pendenza

Gli ietogrammi efficaci, che indicano l'altezza di pioggia che contribuisce effettivamente alla generazione della portata di piena, sono stati calcolati secondo il metodo SCS-CN descritto in precedenza, sulla base dei valori di CN medi per sottobacino.

1.1.1.3 Modello di Clark

La trasformazione degli afflussi netti di precipitazione in apporti al reticolo principale dei bacini idrografici analizzati è stata realizzata mediante l'applicazione del modello di Clark.

Si tratta di un modello concettuale, lineare e invariante che valuta un idrogramma unitario prodotto dalla combinazione in serie di un singolo invaso lineare con la cosiddetta curva di concentrazione normalizzata del bacino. Ad ogni punto compreso nel bacino è possibile associare un tempo presunto di corrivazione, cioè il tempo necessario perché l'apporto di pioggia raggiunga la sezione di chiusura del bacino: quando si riporti per ciascun tempo t_c la porzione di bacino che ha tempo di corrivazione compreso nell'intervallo infinitesimo $[t_c - dt, t_c + dt]$ si ottiene una curva che sottende un'area unitaria detta appunto curva di concentrazione normalizzata. Tale curva è una mappa della distribuzione geografica e idrografica del bacino: per molti bacini compatti ha forma pressoché standard e si differenzia solo per il tempo di corrivazione t_{corr} :

$$\frac{A_{t_c}}{A_{tot}} = \begin{cases} \sqrt{2} \left(\frac{t}{t_{corr}} \right)^{1.5} & t < \frac{t_{corr}}{2} \\ 1 - \sqrt{2} \left(1 - \frac{t}{t_{corr}} \right)^{1.5} & t \geq \frac{t_{corr}}{2} \end{cases}$$

Con tale curva standard, i parametri del modello di Clark sono due: il parametro k del bacino lineare e il tempo di corrivazione del bacino. In letteratura è spesso considerato come invariante il rapporto $k/(t_{corr} + k)$, ritenendolo funzione della sola tipologia dei bacini. Il significato fisico dei parametri consente solo in parte una loro stima, se pure entrambe possano essere valutate con formule empiriche. Per determinare t_{corr} è stata utilizzata la formula del metodo SCS, nella quale il tempo di ritardo è stato calcolato utilizzando la formula di Mockus, mentre per la determinazione del parametro k , che in genere presenta una non facile valutazione, si è fatto riferimento alla stima empirica proposta da Sabol ¹. Si riportano di seguito le due formulazioni:

$$t_{corr} = \frac{1}{0.6} \cdot t_r = \frac{1}{0.6} \cdot \left[0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} \right]$$

$$k = \frac{t_{corr}}{1.46 - 0.0867 \frac{L^2}{A}}$$

dove il tempo di corrivazione t_{corr} è espresso in ore, l'area A in km², la lunghezza di percorso L in km, s è la pendenza del bacino espressa in %,

Il parametro k , in ore, risulta di più difficile valutazione e per questo viene ulteriormente calibrato fino ad ottenere valori realistici per l'area di studio. Nelle simulazioni analizzate nel presente Piano, il parametro k viene moltiplicato con un coefficiente correttivo pari a 1, che consente di ottenere una migliore corrispondenza tra i risultati simulati e quelli analitici.

Nella Tabella 1 sono riportati i valori ottenuti per ciascun sottobacino del tempo di corrivazione t_{corr} e del parametro k .

¹ George V. Sabol (1988), "Clark Unit Hydrograph and R-Parameter Estimation", Journal of Hydraulic Engineering}, Volume 114-1, pages 103-111.

1.1.1.4 *L'attribuzione del CN e dei parametri idraulici ai sottobacini*

I meccanismi di scorrimento ed infiltrazione dell'acqua nel terreno, la cui conoscenza risulta indispensabile per la comprensione della risposta idrologica di un bacino ad eventi di precipitazione, sono descritti da equazioni di bilancio del contenuto medio dell'acqua nel suolo. Le ipotesi alla base della risoluzione di tali equazioni ed i metodi di calcolo caratterizzano i numerosi modelli di infiltrazione noti in letteratura idrologica.

I meccanismi secondo cui la precipitazione che raggiunge il suolo si ripartisce in una componente che si infiltra nel terreno ed in una componente che defluisce superficialmente possono seguire due schemi diversi: il meccanismo di Horton ed il meccanismo di Dunne. Nel primo caso il superamento della capacità di infiltrazione del terreno, caratteristica del suolo ad ogni istante temporale e decrescente nel tempo, determina la frazione di precipitazione che si infiltra e quella che va a costituire il deflusso superficiale. Secondo lo schema di Dunne invece, il deflusso superficiale si suppone generato da un eccesso di saturazione del suolo, dovuto all'innalzamento della superficie di falda.

Il metodo del CN, messo a punto dal Soil Conservation Service (SCS) statunitense, costituisce un modello di calcolo della componente di deflusso superficiale caratteristica di un evento di precipitazione da adoperarsi nello studio delle piene di piccoli bacini rurali, particolarmente per quelli non dotati di strumenti di misura.

Il modello SCS-CN è un modello empirico che considera entrambi i meccanismi di infiltrazione descritti in precedenza: a partire dall'istante in cui la precipitazione supera un valore iniziale di volume invasabile nel terreno si inizia ad osservare deflusso superficiale. La massima quantità d'acqua infiltrabile nel terreno limita asintoticamente il valore della portata defluita, definita per ogni istante di calcolo dall'afflusso meteorico depurato del volume iniziale infiltrato e della massima capacità di infiltrazione del terreno.

La quantità d'acqua immagazzinabile nel terreno che definisce la relazione tra afflussi e deflussi in un bacino idrografico può essere descritta attraverso un parametro noto in letteratura ('*curve number*', di seguito CN) in cui sono sinteticamente contenute le informazioni relative alla capacità di infiltrazione del terreno (quattro classi di permeabilità), le informazioni relative allo stato di imbibizione del terreno (classi AMC) e le informazioni relative alla copertura di suolo.

Come le tipologie di classi di suolo sono spazialmente distribuite così anche le informazioni relative alla destinazione d'uso dei terreni tratte dalla carta d'Uso del Suolo della Regione Veneto (

); l'intersezione delle cartografie descritte ha quindi permesso di ottenere delle nuove unità cartografiche di maggior dettaglio definite da proprie caratteristiche di suolo e di utilizzo.

A partire dai valori di permeabilità medi calcolati come esposto in precedenza, a ciascuna unità elementare cartografica è stata associata una classe di permeabilità SCS (gruppi A, B, C, D); tale informazione, unita alla destinazione d'uso del suolo, ha permesso di attribuire un valore di CN a ciascuna unità cartografica.

Il valore del parametro CN non è indipendente dalla pendenza media del suolo; il valore di CN infatti aumenta all'aumentare della pendenza.

Il termine correttivo risulta trascurabile per valori di CN riferiti a pendenze del terreno standard del 5%, che non possono essere attribuite ai territori di bonifica i quali sono generalmente caratterizzati da pendenze dell'ordine dello 0.1% (i comprensori di bonifica del Veneto hanno per

l'80% circa una pendenza inferiore al 5%). Il valore di CN in condizioni medie di saturazione del terreno è stato quindi corretto sulla base delle considerazioni esposte sopra (Figura 1-7). Calcolando a questo punto una media dei valori di CN per ciascun sottobacino, si ottengono i valori riportati in Tabella 1 riferiti ai rispettivi sottobacini raffigurati in Figura 1-8 e Figura 1-9, in cui i sottobacini di ordine inferiore sono stati raggruppati per bacini di primo ordine, in questo caso l'Astico- Tesina.

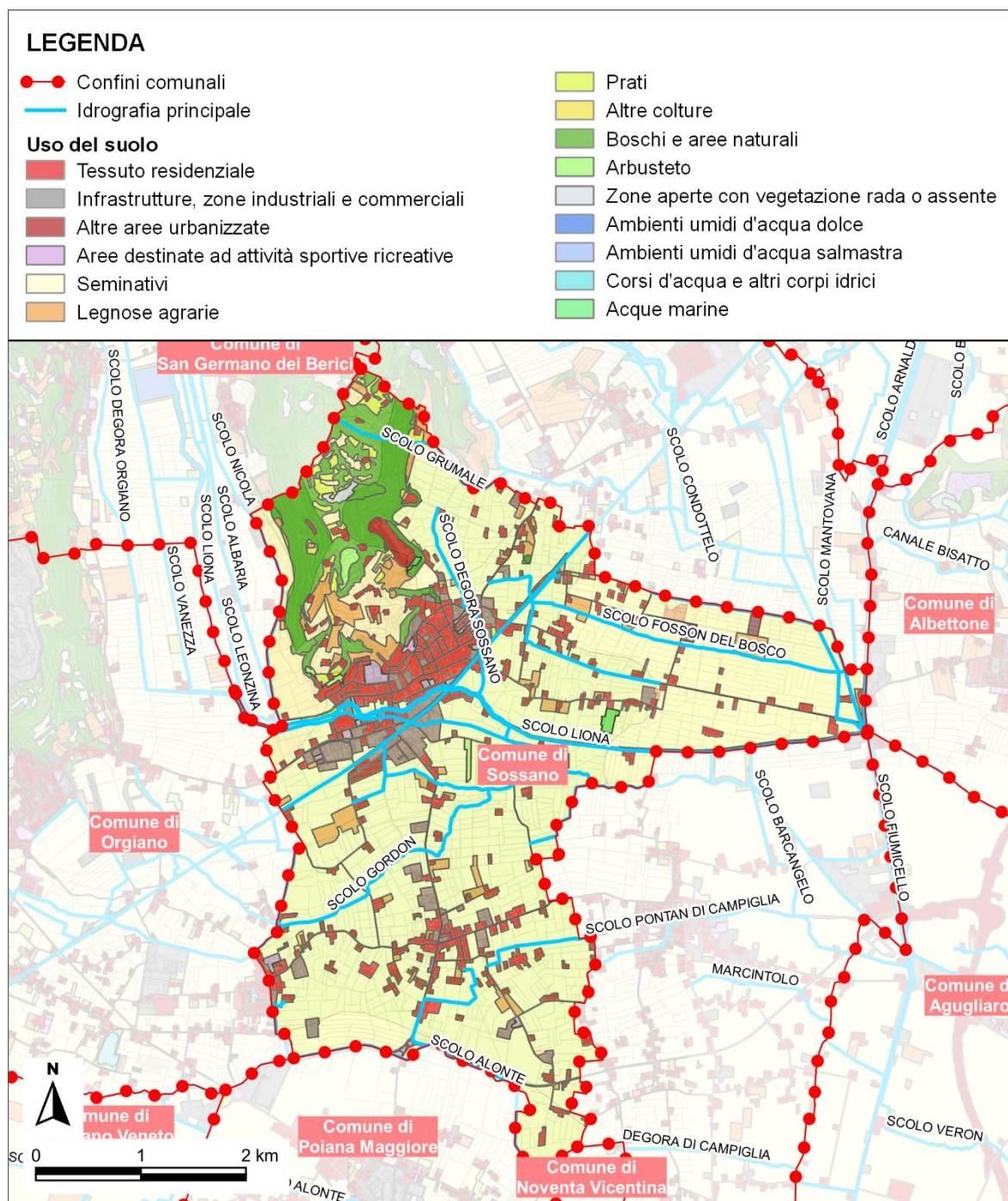


Figura 1-6: Rappresentazione delle classi di uso del suolo del territorio del comune di Sossano.

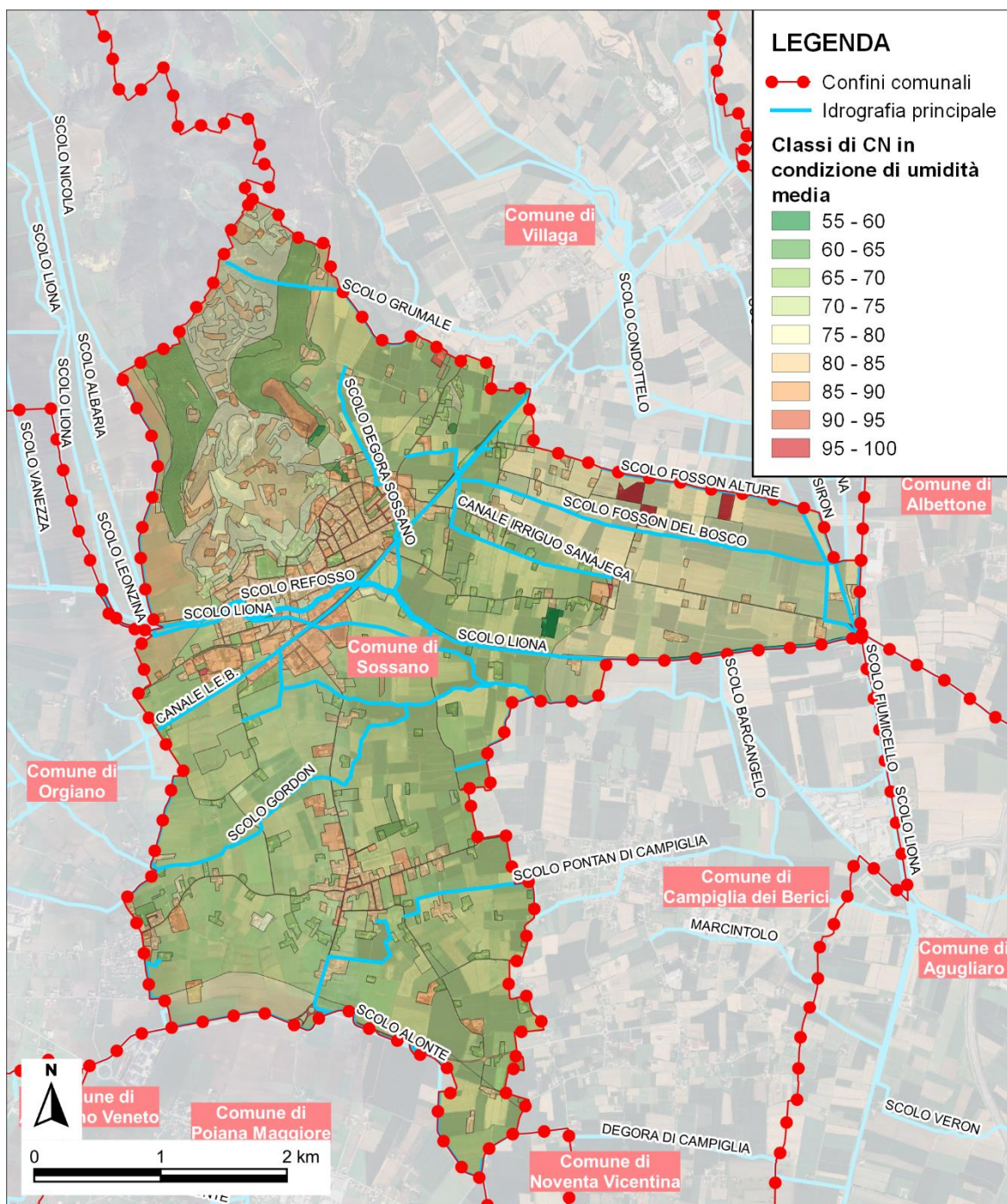


Figura 1-7: Rappresentazione del parametro CN del territorio del comune di Sossano.

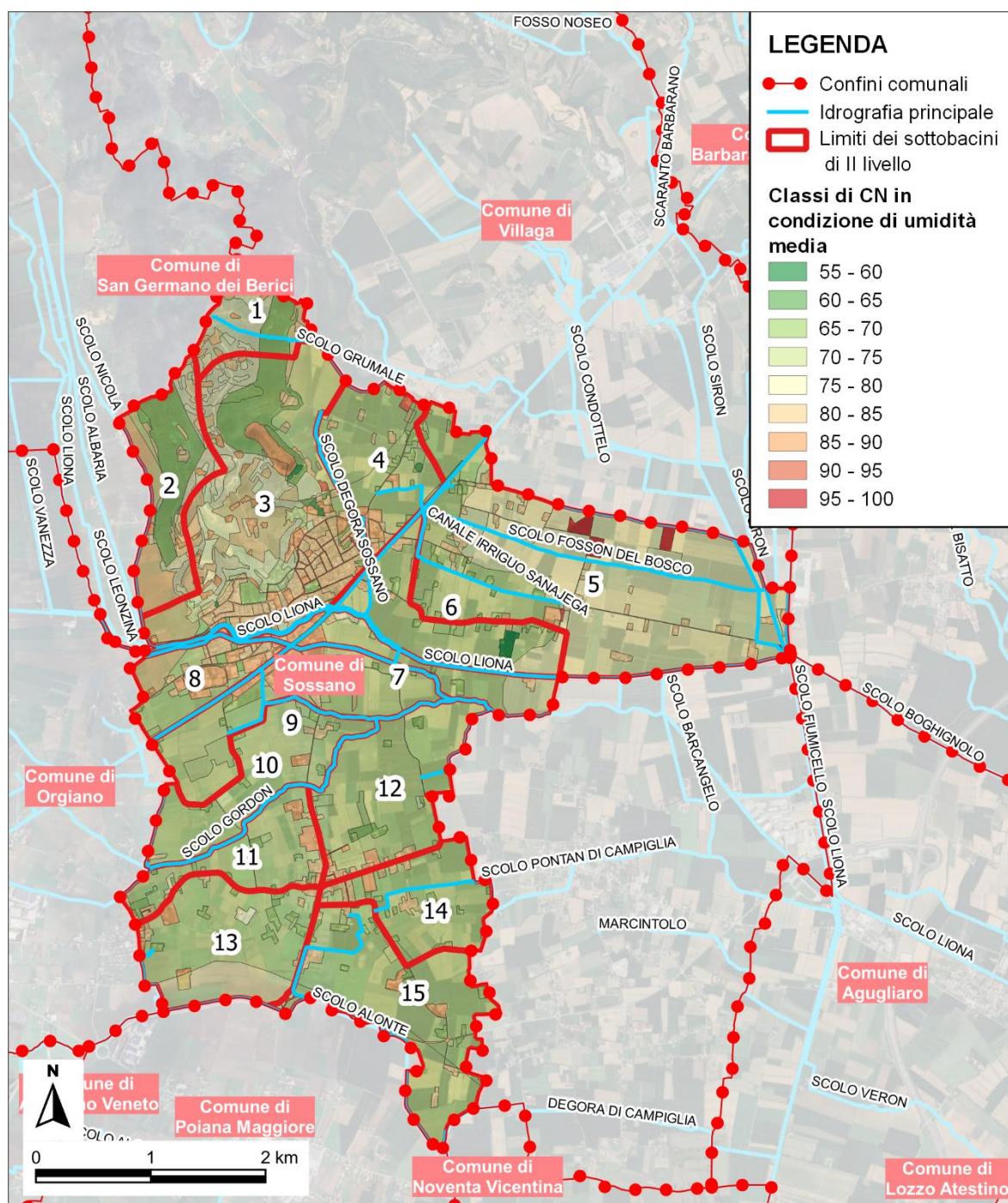


Figura 1-8: Rappresentazione dei CN dei sottobacini di secondo livello utilizzati per la modellazione

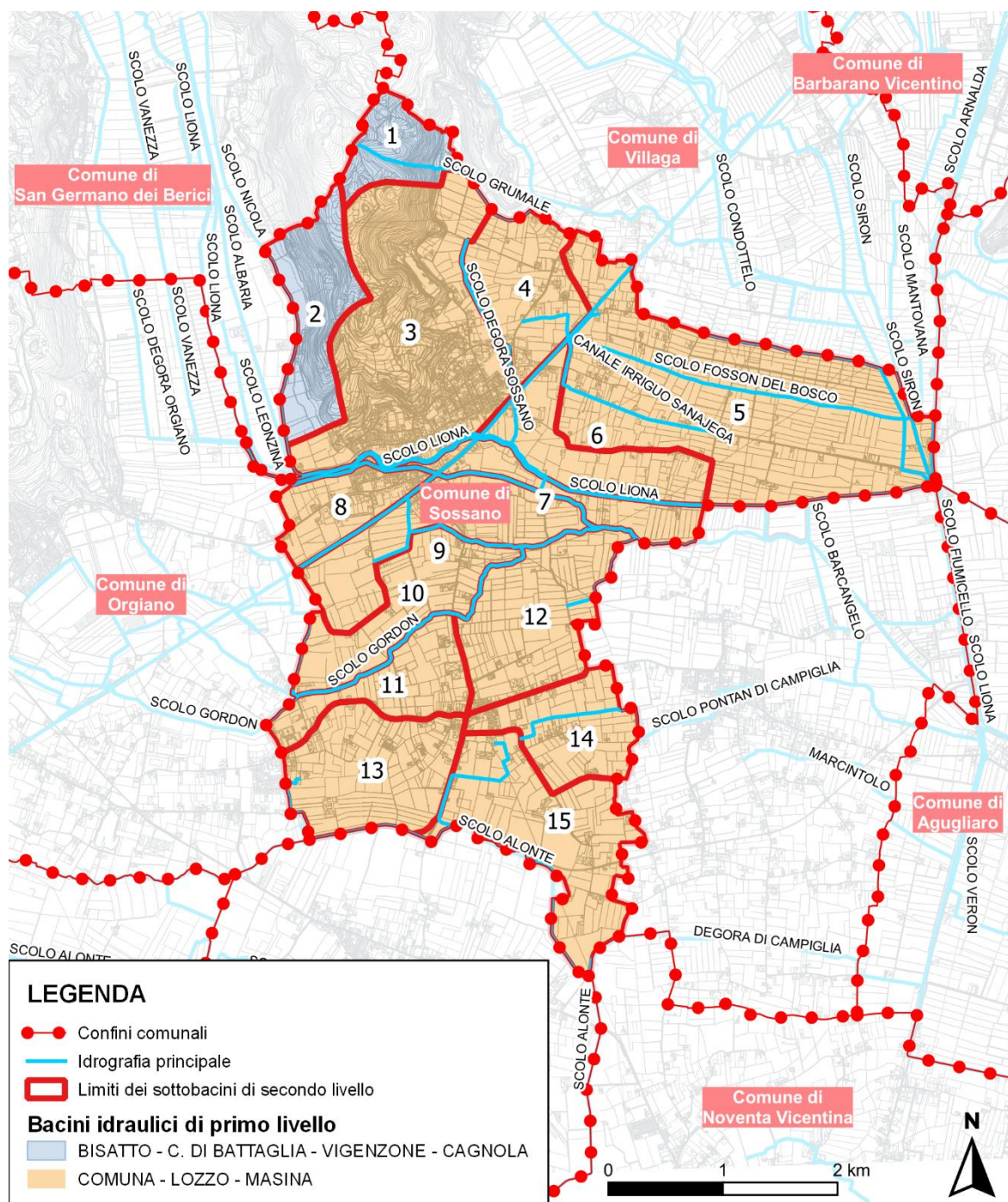


Figura 1-9: Rappresentazione dei bacini di primo livello secondo la classificazione ARPAV, insieme alla delimitazione dei bacini di secondo livello utilizzata per la modellazione idrologica

Cod	Nome bacino	Area [ha]	CN	t _{corr} [ore]	K [ore]
1	BISATTO - C. DI BATTAGLIA - VIGENZONE - CAGNOLA - 01	58,20	76,90	0,33	0,31
2	BISATTO - C. DI BATTAGLIA - VIGENZONE - CAGNOLA - 02	102,52	76,50	0,30	0,27
3	COMUNA - LOZZO - MASINA - 01	311,38	79,20	0,95	0,95
4	COMUNA - LOZZO - MASINA - 02	104,66	75,20	1,56	1,59
5	COMUNA - LOZZO - MASINA - 03	411,32	77,40	2,65	2,74
6	COMUNA - LOZZO - MASINA - 04	100,20	73,50	1,55	1,49
7	COMUNA - LOZZO - MASINA - 05	68,92	77,60	2,23	6,13
8	COMUNA - LOZZO - MASINA - 06	64,28	79,90	1,12	1,13
9	COMUNA - LOZZO - MASINA - 07	128,38	74,50	2,20	2,57
10	COMUNA - LOZZO - MASINA - 08	110,10	72,70	1,49	1,41
11	COMUNA - LOZZO - MASINA - 09	81,45	74,90	0,69	0,61
12	COMUNA - LOZZO - MASINA - 10	143,32	73,10	1,53	1,42
13	COMUNA - LOZZO - MASINA - 11	140,99	75,50	1,45	1,34
14	COMUNA - LOZZO - MASINA - 12	92,67	73,70	1,62	1,62
15	COMUNA - LOZZO - MASINA - 13	174,65	74,00	1,42	1,29

Tabella 1: Caratteristiche geometriche e idrauliche dei sottobacini appartenenti ai bacini Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzone - Cagnola e Comuna - Lozzo - Masina

Il modello idrologico in esame vede implementato tutto il territorio comunale di Sossano. Come scritto in precedenza, Sossano è caratterizzato da due bacini di primo ordine: il bacino Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzone - Cagnola e il bacino Comuna - Lozzo - Masina.

A seguito del rilievo di campagna si è condotta una bacinizzazione più dettagliata tenendo conto dell'andamento della rete minore, dei limiti fisici esistenti (rilevati stradali, ferroviari, ecc.) e delle quote altimetriche dei territori.

Con il presente modello idrologico non si analizza e non si simula la rete di prima raccolta (capofossi, fossi e scoline) e la rete principale, ma si conduce la sola trasformazione di afflussi in deflussi. Sicuramente, non considerare la rete di scolo effettivamente presente, implica una inevitabile sovrastima delle portate generate da ciascun sottobacino. Queste sono state determinate mediante la modellazione con HEC-HMS. La soluzione individuata al fine d'interpretare l'effetto di laminazione prodotto dalla rete non implementata nel modello idraulico, consiste nel concettualizzare il significato del parametro CN del modello SCS-CN. Esso infatti descrive in modo sintetico la frazione di pioggia che si trasforma in afflusso alla rete ovvero, quasi banalizzando, il volume d'acqua che precipitato transita attraverso la sezione di chiusura del bacino sebbene concettualizzare il significato di tale parametro, abbassandolo convenientemente a simulare l'effetto dei volumi invasati lungo la rete secondaria, porta ad una riduzione del picco degli idrogrammi di piena generati da ciascun sottobacino.

1.1.1.5 Gli ietogrammi di progetto

Per le analisi idrologiche si sono indagati tre eventi meteorici caratterizzati da un tempo di ritorno pari a 20 anni e a 50 anni.

A partire dalle altezze di pioggia attese è stato costruito uno ietogramma sintetico di progetto con un picco intermedio di intensità molto più simile ad un reale evento meteorico rispetto ad uno ietogramma costante che tenderebbe a sottostimare gli effetti sulla rete idrica.

Lo ietogramma è stato costruito assegnando una precipitazione di intensità variabile nel tempo di pioggia secondo la formulazione di Yen e Chow (1980) dalla forma triangolare e avente le seguenti caratteristiche:

- Durata complessiva di precipitazione t_p ;
- Intensità media $\bar{j} = h/t_p$;
- Intensità di punta $j_{picco} = 2\bar{j}$.

L'intensità di precipitazione è stata calcolata considerando il picco dello ietogramma al 40% (r) della durata della precipitazione e non a metà di t_p come sarebbe richiesto dalla teoria. Questa scelta è stata presa per poter riprodurre eventi maggiormente intensi all'inizio rispetto alla parte centrale del periodo di precipitazione, come avviene sempre più frequentemente nella realtà con scrosci violenti ma brevi. Questi fenomeni favoriscono l'instaurarsi di criticità idrauliche nel territorio per cui risulta essere maggiormente cautelativo utilizzare questo tipo di approccio.

Per realizzare uno ietogramma con questo metodo si procede integrando da sinistra utilizzando la seguente formulazione, fino a raggiungere l'intensità di picco j_{picco} a $t_p \cdot r$:

$$j = \frac{j_{picco}}{(t_p \cdot r) t_i}$$

dove t_i è il tempo relativo all'istante i dall'inizio dell'evento.

Dal picco fino al termine della precipitazione t_p si utilizza invece:

$$j = \frac{j_{picco}}{t_p(1-r)[t_p(1-r) - t_i]}$$

Nel grafico riportato di seguito in Figura 1-10 sono rappresentati a confronto gli eventi di precipitazione delle durate di una, tre, sei e dodici ore per un tempo di ritorno di 20 anni mentre il confronto tra gli eventi delle medesime durate è stato fatto per un tempo di ritorno di 50 anni.

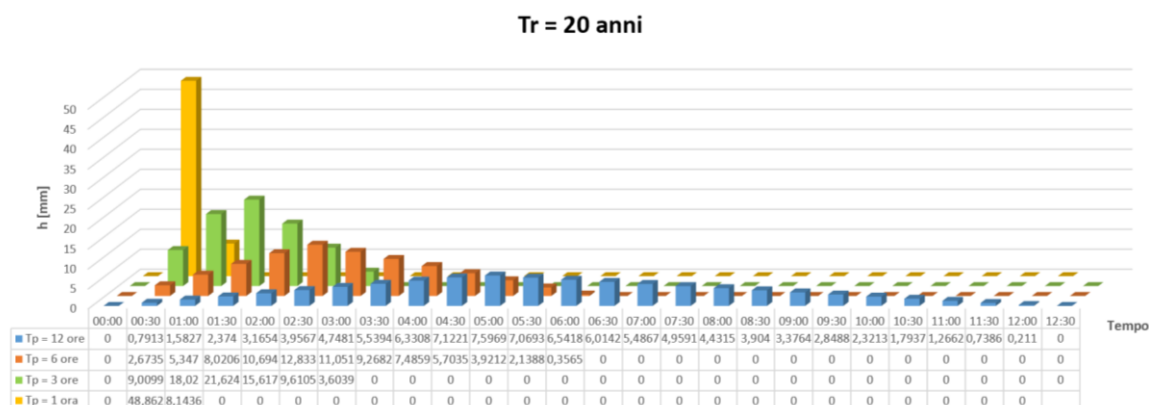


Figura 1-10: Confronto degli eventi di precipitazione della durata di uno, tre, sei e dodici ore per $Tr = 20$ anni.

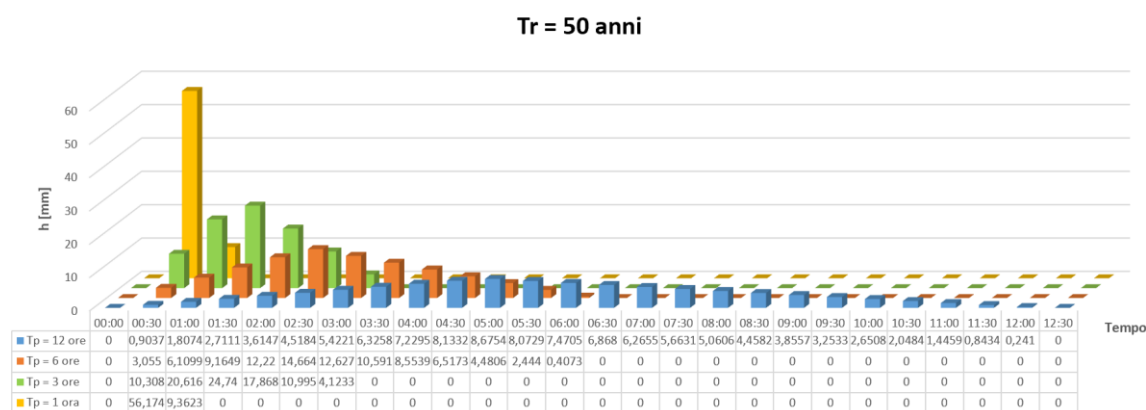


Figura 1-11: Confronto degli eventi di precipitazione della durata di uno, tre, sei e dodici ore per $Tr = 50$ anni.

1.1.1.6 I risultati del modello idrologico

Gli idrogrammi di piena generati da ciascun bacino di secondo livello e determinati mediante l'impiego del modello idrologico HEC-HMS con i parametri definiti in precedenza sono riportati da Figura 1-12 a Figura 1-15 con riferimento al tempo di ritorno pari a 20 anni e tempo di ritorno di 50 anni. Nella fattispecie, per ogni bacino, si è plottato l'idrogramma di piena in uscita al variare del tempo di pioggia, 1 ora, 3 ore, 6 ore e 12 ore per i tempi di ritorno di 20 e 50 anni.

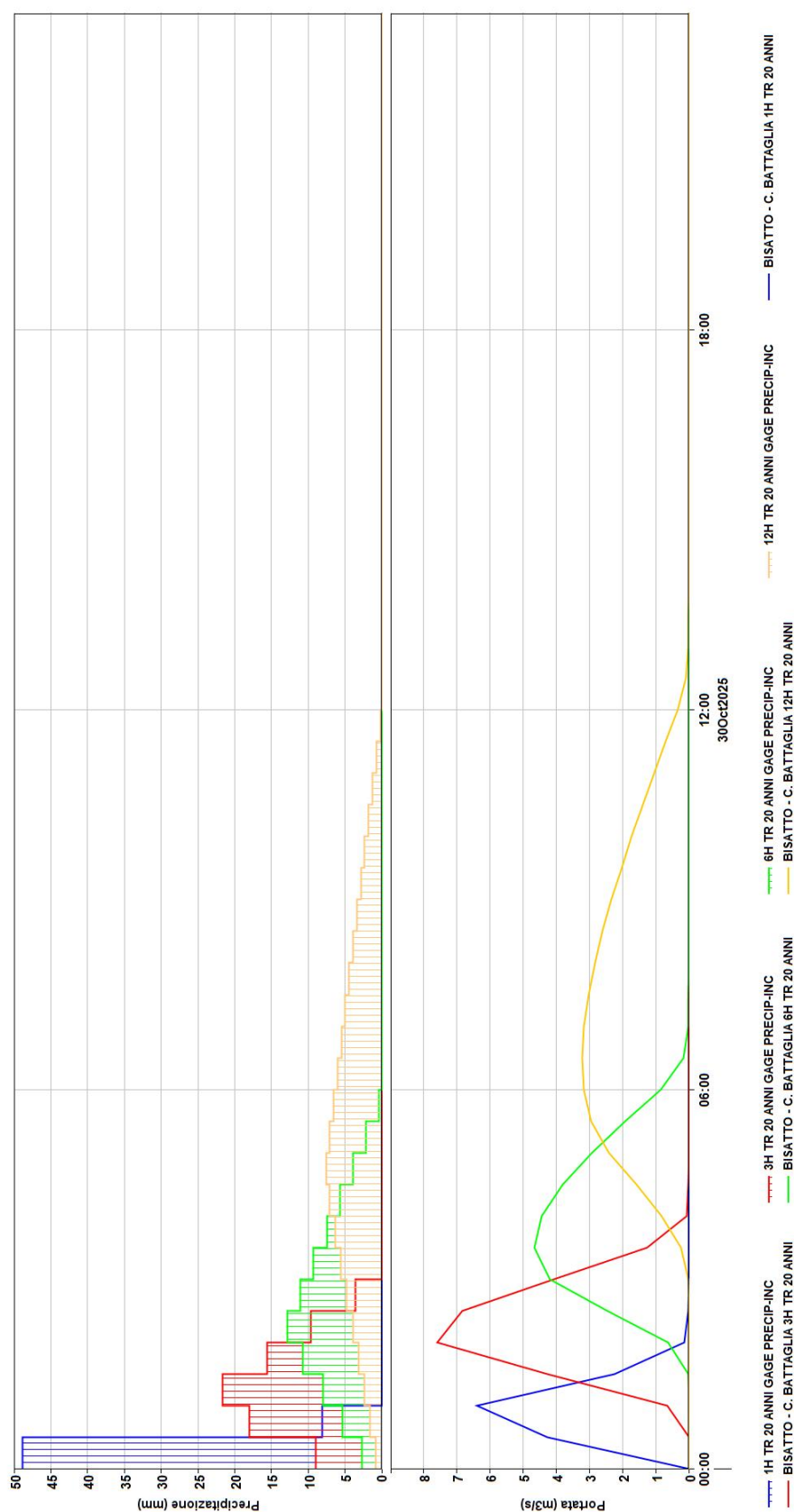


Figura 1-12: Confronto degli idrogrammi di piena in uscita dal bacino Bisatto-C.Battaglia-Vigenzone-Cagnola; Tr = 20 anni.

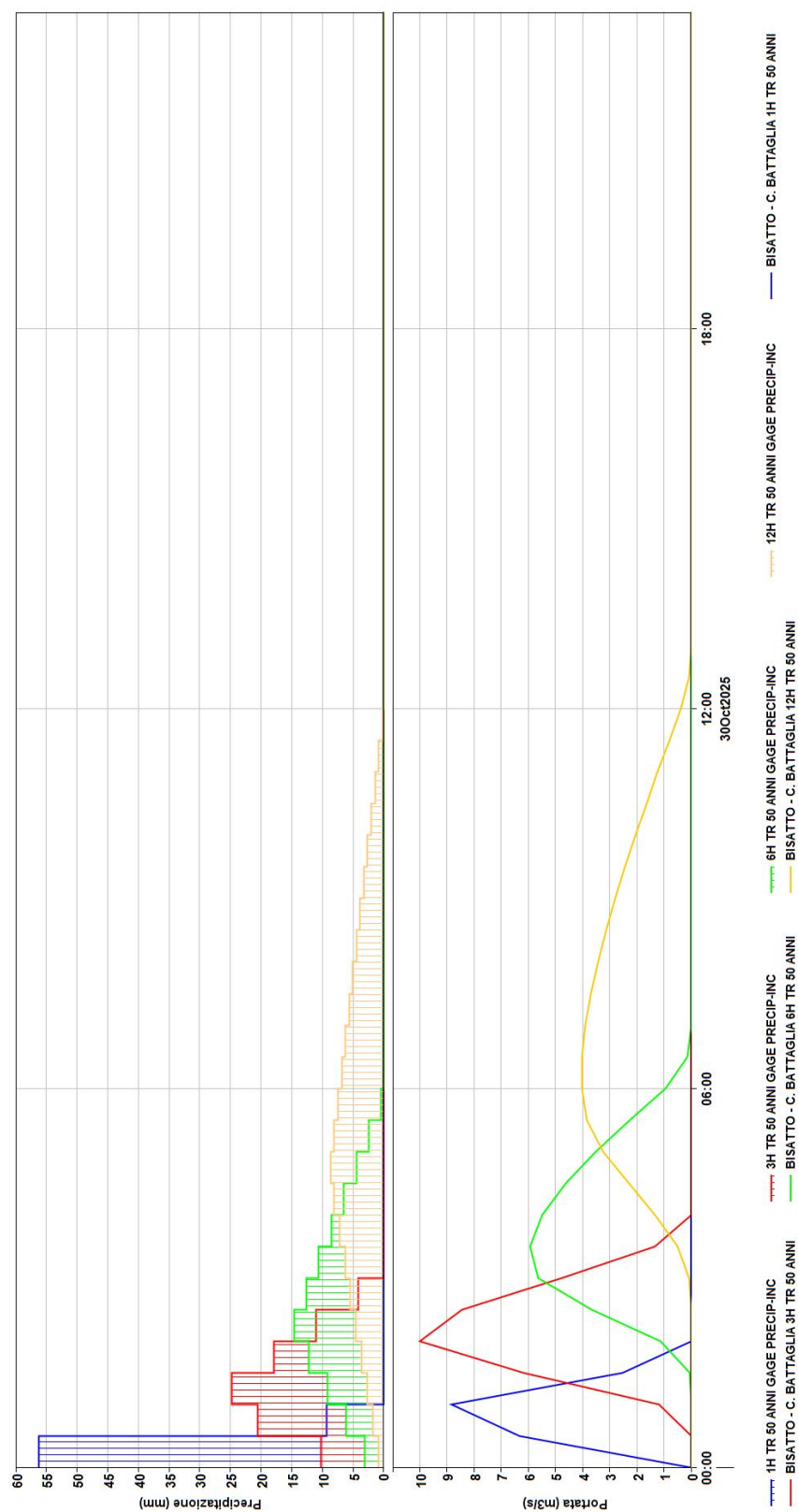


Figura 1-13: Confronto degli idrogrammi di piena in uscita dal bacino Bisatto-C.Battaglia-Vigenzone-Cagnola; $Tr = 50$ anni.

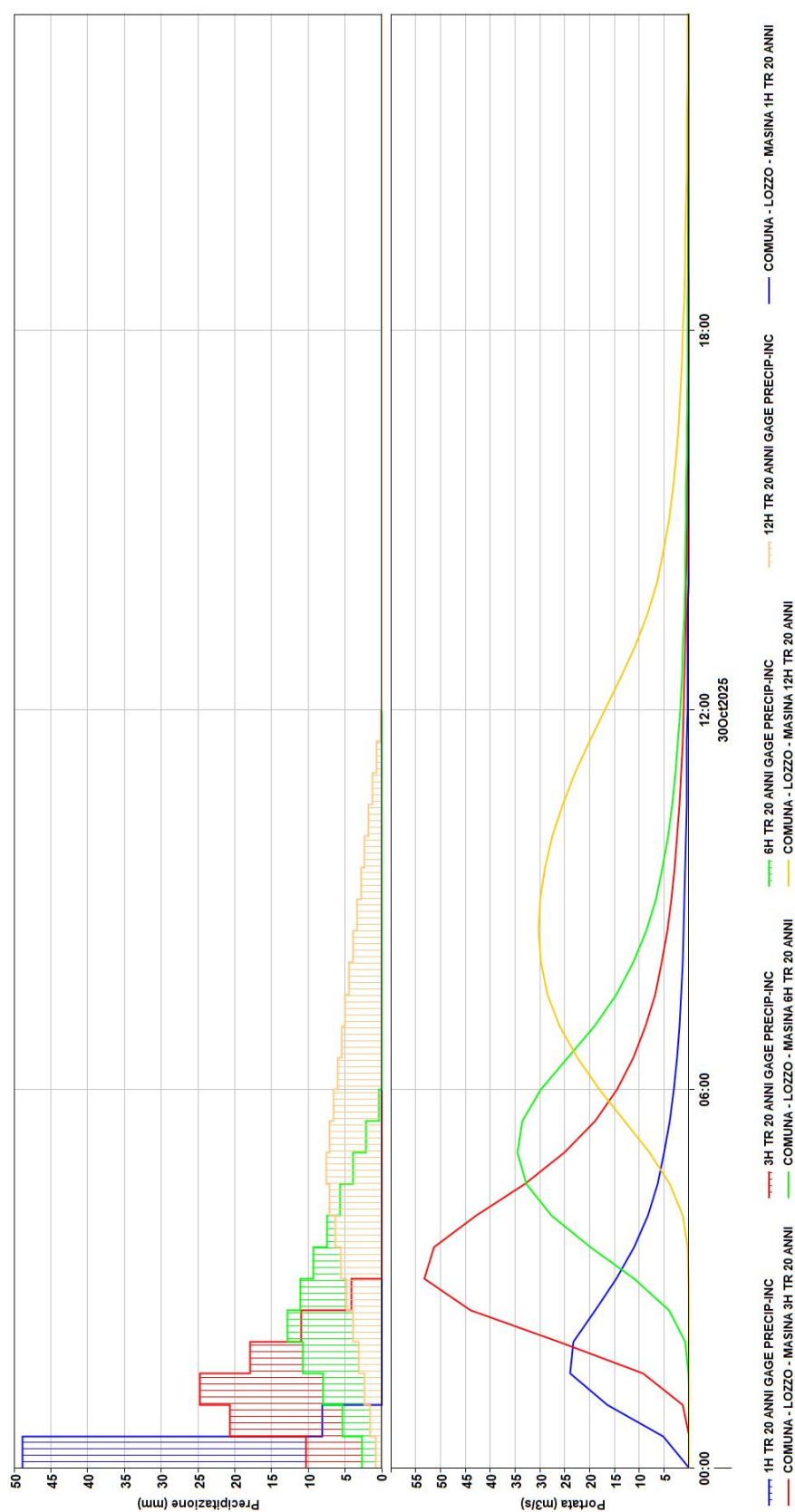


Figura 1-14: Confronto degli idrogrammi di piena in uscita dal bacino Comuna – Lozzo - Masina; Tr = 20 anni.

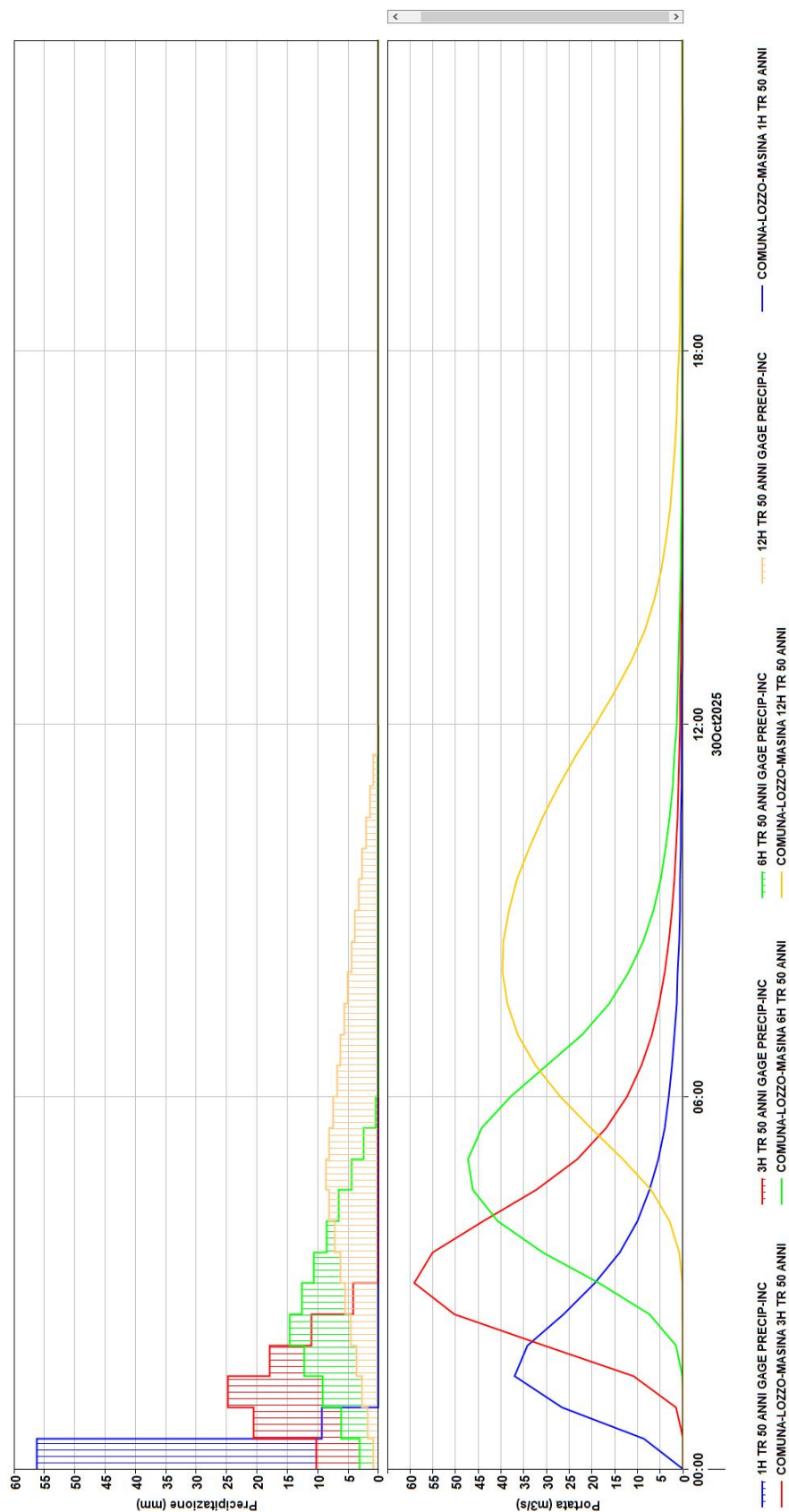


Figura 1-15: Confronto degli idrogrammi di piena in uscita dal bacino Comuna – Lozzo - Masina; $Tr = 50$ anni.

N.	Nome sottobacino	Tr = 20 anni Picco di portata [mc/s]			
		t _p = 1 ore	t _p = 3 ore	t _p = 6 ore	t _p = 12 ore
1	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 01	2,3	2,8	1,7	1,2
2	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 02	4,2	5,0	3	2,1
3	Comuna - Lozzo - Masina - 01	6,5	9,9	7,3	5,6
4	Comuna - Lozzo - Masina - 02	1,3	2,3	1,8	1,6
5	Comuna - Lozzo - Masina - 03	5,1	8,7	7,6	7
6	Comuna - Lozzo - Masina - 04	1,5	2,5	2	1,7
7	Comuna - Lozzo - Masina - 05	0,3	0,7	0,6	0,7
8	Comuna - Lozzo - Masina - 06	1,1	1,8	1,4	1,1
9	Comuna - Lozzo - Masina - 07	1,8	3	2,6	2,3
10	Comuna - Lozzo - Masina - 08	1,6	2,8	2,2	1,8
11	Comuna - Lozzo - Masina - 09	2,3	3,2	2,1	1,5
12	Comuna - Lozzo - Masina - 10	1,9	3,4	2,7	2,3
13	Comuna - Lozzo - Masina - 11	2,7	4,4	3,3	2,7
14	Comuna - Lozzo - Masina - 12	1,2	2	1,6	1,4
15	Comuna - Lozzo - Masina - 13	3,4	5,4	4,1	3,3

Tabella 2: Picco di portata per ogni sottobacino di secondo ordine tempo di ritorno 20 anni

N.	Nome sottobacino	Tr = 50 anni			
		Picco di portata [mc/s]			
		$t_p = 1 \text{ ore}$	$t_p = 3 \text{ ore}$	$t_p = 6 \text{ ore}$	$t_p = 12 \text{ ore}$
1	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzone - Cagnola - 01	3,1	3,6	2,1	1,4
2	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzone - Cagnola - 02	5,7	6,4	3,8	2,6
3	Comuna - Lozzo - Masina - 01	8,9	12,9	9,2	7
4	Comuna - Lozzo - Masina - 02	1,8	3	2,4	2
5	Comuna - Lozzo - Masina - 03	6,8	11	9,5	8,6
6	Comuna - Lozzo - Masina - 04	2	3,3	2,6	2,1
7	Comuna - Lozzo - Masina - 05	0,5	0,9	0,8	0,9
8	Comuna - Lozzo - Masina - 06	1,6	2,4	1,7	1,4
9	Comuna - Lozzo - Masina - 07	2,4	3,7	3,2	2,8
10	Comuna - Lozzo - Masina - 08	2,3	3,7	2,8	2,3
11	Comuna - Lozzo - Masina - 09	3,2	4	2,7	1,9
12	Comuna - Lozzo - Masina - 10	2,7	4,5	3,5	2,9
13	Comuna - Lozzo - Masina - 11	3,7	5,6	4,2	3,3
14	Comuna - Lozzo - Masina - 12	1,6	2,6	2,1	1,8
15	Comuna - Lozzo - Masina - 13	4,7	6,9	5,2	4,1

Tabella 3: Picco di portata per ogni sottobacino di secondo ordine tempo di ritorno 50 anni

Nella tabella seguente invece si riportano i valori di coefficiente udometrico ottenuti dall'elaborazione per ogni sottobacino considerato.

N.	Nome sottobacino	Tr = 20 anni			
		Coefficiente udometrico u [l/s ha]			
		t _p = 1 ore	t _p = 3 ore	t _p = 6 ore	t _p = 12 ore
1	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 01	39,52	48,11	29,21	20,62
2	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 02	40,97	48,77	29,26	20,48
3	Comuna - Lozzo - Masina - 01	20,87	31,79	23,44	17,98
4	Comuna - Lozzo - Masina - 02	12,42	21,98	17,20	15,29
5	Comuna - Lozzo - Masina - 03	12,40	21,15	18,48	17,02
6	Comuna - Lozzo - Masina - 04	14,97	24,95	19,96	16,97
7	Comuna - Lozzo - Masina - 05	4,35	10,16	8,71	10,16
8	Comuna - Lozzo - Masina - 06	17,11	28,00	21,78	17,11
9	Comuna - Lozzo - Masina - 07	14,02	23,37	20,25	17,92
10	Comuna - Lozzo - Masina - 08	14,53	25,43	19,98	16,35
11	Comuna - Lozzo - Masina - 09	28,24	39,29	25,78	18,42
12	Comuna - Lozzo - Masina - 10	13,26	23,72	18,84	16,05
13	Comuna - Lozzo - Masina - 11	19,15	31,21	23,41	19,15
14	Comuna - Lozzo - Masina - 12	12,95	21,58	17,27	15,11
15	Comuna - Lozzo - Masina - 13	19,47	30,92	23,48	18,90

Tabella 4: Coefficiente udometrico per ogni sottobacino di secondo ordine tempo di ritorno 20 anni

N.	Nome sottobacino	Tr = 50 anni			
		Coefficiente udometrico u [l/s ha]			
		t _p = 1 ore	t _p = 3 ore	t _p = 6 ore	t _p = 12 ore
1	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 01	53,26	61,85	36,08	24,05
2	Bisatto - C. Di Battaglia - Vigenzona - Cagnola - 02	55,60	62,43	37,07	25,36
3	Comuna - Lozzo - Masina - 01	28,58	41,43	29,55	22,48
4	Comuna - Lozzo - Masina - 02	17,20	28,66	22,93	19,11
5	Comuna - Lozzo - Masina - 03	16,53	26,74	23,10	20,91
6	Comuna - Lozzo - Masina - 04	19,96	32,93	25,95	20,96
7	Comuna - Lozzo - Masina - 05	7,25	13,06	11,61	13,06
8	Comuna - Lozzo - Masina - 06	24,89	37,34	26,45	21,78
9	Comuna - Lozzo - Masina - 07	18,69	28,82	24,93	21,81
10	Comuna - Lozzo - Masina - 08	20,89	33,61	25,43	20,89
11	Comuna - Lozzo - Masina - 09	39,29	49,11	33,15	23,33
12	Comuna - Lozzo - Masina - 10	18,84	31,40	24,42	20,23
13	Comuna - Lozzo - Masina - 11	26,24	39,72	29,79	23,41
14	Comuna - Lozzo - Masina - 12	17,27	28,06	22,66	19,42
15	Comuna - Lozzo - Masina - 13	26,91	39,51	29,77	23,48

Tabella 5: Coefficiente udometrico per ogni sottobacino di secondo ordine tempo di ritorno 50 anni

2 IL MODELLO IDRAULICO

2.1 Software di calcolo EPA-SWMM

Il software di calcolo utilizzato per il presente studio è EPA Storm Water Management Model (SWMM), prodotto e sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA). Si tratta di un modello dinamico afflussi-deflussi che consente di fare simulazioni a singolo evento o per lunghi periodi (in continuo). Concepito nel 1971, nel corso degli anni ha subito continui sviluppi e miglioramenti fin ad arrivare all'attuale versione.

SWMM, concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che s'innescano nel ciclo idrologico, è un software in grado di simulare il movimento della precipitazione meteorica e degli inquinanti da essa trasportati, dalla superficie del bacino alla rete dei canali e condotte che costituiscono il sistema di drenaggio urbano.

Il software SWMM è un modello fisicamente basato, distribuito, deterministico e completo e può convenientemente essere utilizzato per la progettazione e la verifica di sistemi di drenaggio o per valutazioni idrologiche ed idrauliche. Offre, infatti, la possibilità di compiere calcoli e simulazioni idrauliche, grazie alla completa risoluzione delle equazioni di De Saint Venant, su una rete di canali o condotte sollecitate da fenomeni meteorici o ingressi di natura diversa, permettendo di monitorare anche varie tipologie di inquinanti.

La rete del modello è stata schematizzata tramite l'utilizzo di elementi puntuali, detti nodi, e di elementi lineari, denominati condotte. I nodi contengono le informazioni raccolte relativamente al fondo delle condotte, siano esse di fognatura o di bonifica, e le quote altimetriche raccolte in fase di rilievo. Le condotte, invece, descrivono la geometria della sezione del tratto di canalizzazione o di condotta compreso tra due nodi. Per ciascun tratto è stato inoltre assegnato un valore di scabrezza in base alla tipologia di materiale del quale era costituita la condotta.

2.2 Metodo di calcolo

Le analisi idrauliche sono state eseguite considerando una precipitazione avente tempo di ritorno pari a 20 anni. Tale precipitazione risulta meno frequente e quindi più cautelativa e gravosa delle precipitazioni usualmente considerate nel dimensionamento delle reti di fognatura (2 - 10 anni a seconda dell'epoca di progettazione).

Si è utilizzata una curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri, stimata dai dati di precipitazione della stazione ARPAV di Barbarano. Tale stazione è risultata essere quella coi dati di precipitazione più gravosi tra le stazioni nell'intorno dei comuni di Sossano e Albettonne. Gli anni considerati nell'analisi pluviometrica sono ventinove (1992 – 2020). L'equazione riportata in seguito, ricavata dal più recente studio sulla pluviometria della regione del Veneto, rappresenta la curva di possibilità pluviometrica considerata, in cui i tempi di precipitazione t_p sono espressi in ore e le altezze di precipitazione h sono espresse in millimetri.

$$h = \frac{50,34 t_p}{(0,04 + t_p)^{0,76}}$$

Sia la modellazione afflussi – deflussi (idrologica specifica) sia la modellazione idraulica sono state eseguite tramite il software EPA SWMM. Esso prevede che la zona oggetto di studio sia

suddivisa in sottobacini, i quali sono collegati alla rete di fognatura che poi sfocia nei canali recettori. L'infiltrazione e il calcolo della precipitazione efficace sono stati eseguiti col metodo del numero di curva (CN). Al suolo di ogni sottobacino è dunque assegnato un valore di CN caratteristico. Tramite tale valore si calcola la frazione di precipitazione che si infila (e dunque che non partecipa alla formazione del deflusso) e quella che ruscella e dunque partecipa alla formazione del deflusso. Il valore di CN varia al variare del tipo di suolo e di uso del suolo, essendo maggiore per i suoli poco permeabili e minore per quelli molto permeabili. Tale parametro può efficacemente essere modificato al fine di calibrare il modello con misure di portata eseguite lungo la rete. Per ogni sottobacino è stata calcolata la frazione di area impermeabilizzata (da strade, edifici, ecc.), nella quale non avviene infiltrazione. Tale informazione è stata ricavata tramite un'analisi GIS delle immagini satellitari della zona. Un parametro di calibrazione importante di EPA SWMM è costituito dalla "larghezza" del sottobacino. Essa viene utilizzata per modellare la lunghezza di ruscellamento superficiale prima dell'immissione nella condotta a valle del bacino. La larghezza dei sottobacini è stata stimata preliminarmente su basi geometriche, basandosi sulla forma del sottobacino e sul percorso della rete all'interno o in prossimità dello stesso. La larghezza è stata poi modificata in fase di calibrazione per ottenere valori di portata coerenti con quelli misurati.

Ai fini modellistici, la rete di fognatura di Sossano è stata suddivisa in due parti idraulicamente indipendenti l'una dall'altra: la zona a nord dello scolo Liona e la zona a sud di esso. La prima comprende la quasi totalità del paese di Sossano, mentre la seconda interessa principalmente la zona industriale. Si segnala come sia stata inclusa la roggia Degora all'interno della modellazione della rete del paese di Sossano. È stato delimitato il bacino scolante della roggia e quindi simulato il deflusso attraverso la stessa derivante dall'evento meteorico. In questo modo è stato possibile stimare il tirante idrico all'interno dell'alveo. La conoscenza della quota raggiunta dal tirante della roggia Degora è molto importante ai fini della modellazione in quanto influenza la capacità di scolo della rete di fognatura.

La suddivisione in sottobacini del paese di Sossano utilizzata per eseguire le simulazioni idrauliche è riportata nella Figura 2-1.

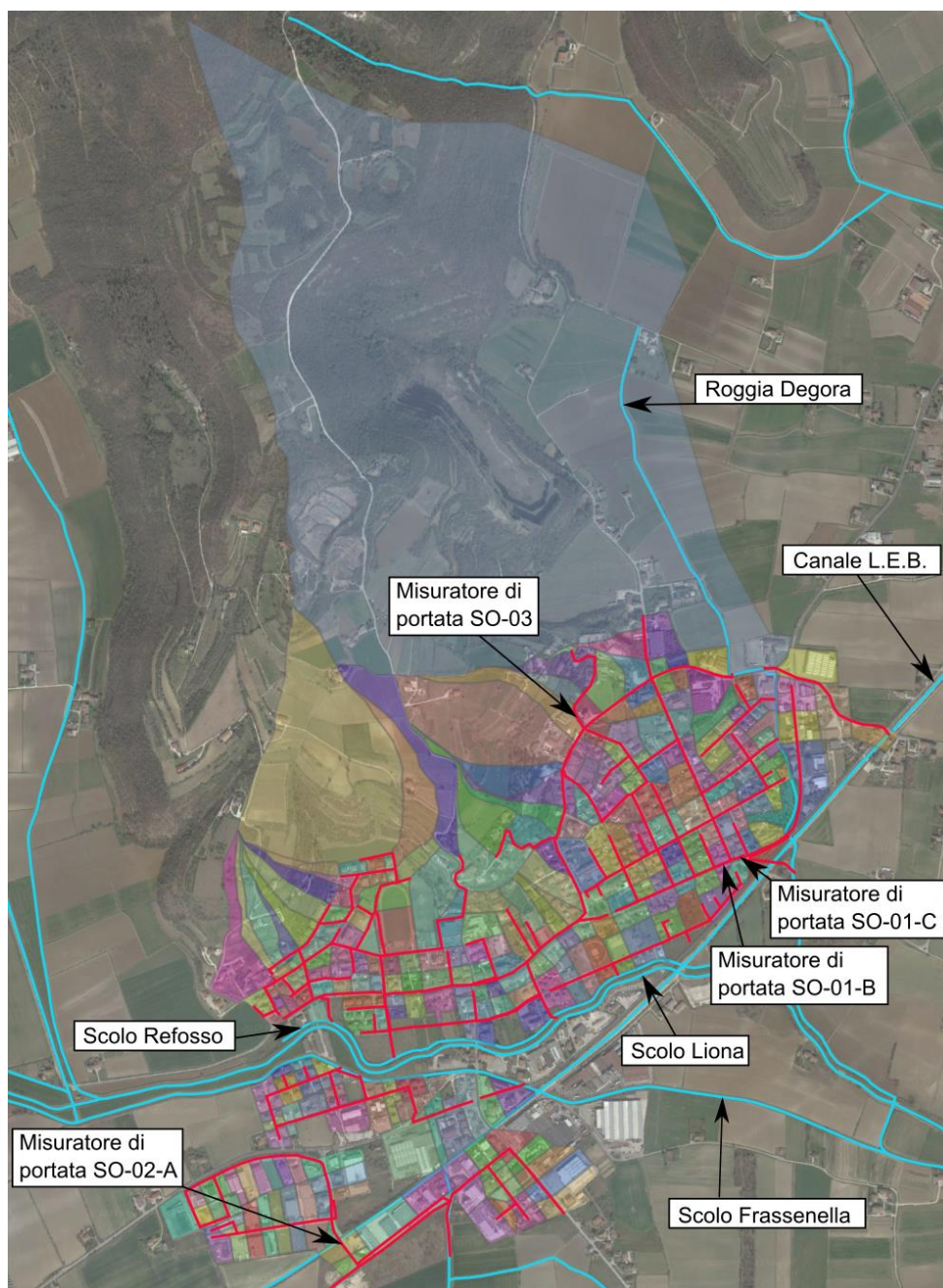


Figura 2-1: Suddivisione in sottobacini del paese di Sossano; è altresì indicata la posizione dei misuratori di portata utilizzati per la calibrazione del modello.

La modellazione idraulica mediante software EPA-SWMM è stata effettuata utilizzando la formula di Darcy-Weisbach per il calcolo della resistenza idraulica delle condotte in pressione. La formula di Gauckler-Strickler è stata utilizzata per il calcolo della resistenza idraulica dei tratti di rete a pelo libero. Le caratteristiche geometriche ed altimetriche della rete di fognatura esistente (diametri, materiale, quote e lunghezze delle condotte) è stata dedotta dagli shapefiles forniti dal gestore del servizio idrico integrato (Viacqua S.p.a.), verificati mediante sopralluoghi come descritto. Le scabrezze delle condotte in calcestruzzo sono state poste pari a $70 \text{ m}^{1/3/s}$, quelle delle condotte in P.V.C. pari a $100 \text{ m}^{1/3/s}$. La scabrezza delle condotte in gres è stata considerata pari a $80 \text{ m}^{1/3/s}$. Ai canali in terra considerati nel modello è stata associata una scabrezza pari a $25 \text{ m}^{1/3/s}$.

I suddetti coefficienti di scabrezza sono stati scelti sulla base delle indicazioni fornite dalle principali aziende produttrici di tubazioni e dalla letteratura specialistica.

Le analisi sono state svolte considerando due diversi scenari: lo stato di fatto e lo stato di progetto. Il primo corrisponde alla situazione attuale. Le reti di fognatura esistenti (miste e bianche) sono state verificate simulando precipitazioni caratterizzate da un tempo di ritorno pari a 20 anni. È stato dunque possibile identificare le criticità idrauliche delle reti attuali sottoposte a un evento meteorico intenso e confrontarle con le criticità riferiteci dalle amministrazioni comunali. Nello scenario di stato di progetto sono state invece implementate le modifiche alle reti ritenute necessarie al fine di risolvere i problemi evidenziati allo stato di fatto, la cui efficacia è stata verificata.

Per individuare il tempo di precipitazione che rende massime le portate defluite sono state effettuate simulazioni caratterizzate da tempi di precipitazione differenti. Lo scenario di stato di progetto è stato quindi verificato per precipitazioni caratterizzate dal Tp che massimizza le portate defluite.

2.3 Calibrazione dei modelli

Al fine di calibrare i modelli è stata effettuata una campagna di misura delle portate defluenti attraverso la rete di fognatura. Sono stati installati quattro misuratori di portata, come indicato nella Figura 2-1. Un misuratore di portata è stato installato ad Albettone, il quale è risultato utile per l'affinamento della calibrazione dei modelli di Sossano. La misura di portata è stata effettuata utilizzando due sensori differenti: un misuratore di velocità e un misuratore di livello. I misuratori di velocità utilizzati sono sensori ad ultrasuoni Flowtronic Beluga. Il datalogger adoperato per registrare i dati è stato il Flowtronic IFQ Monitor GPRS.

Sono stati utilizzati due tipi diversi di misuratore di livello. Uno ad ultrasuoni (Nivelco EasyTREK SP-A, utilizzato nei punti di misura, SO01B e SO01C) ed uno idrostatico (Nivelco Nivopress NPK-4, utilizzato nei punti di misura SO02A e SO03).

Un pluviometro è stato posizionato in prossimità della scuola di Sossano. Il pluviometro utilizzato è stato del tipo a vaschetta basculante. La capienza della vaschetta che provoca l'oscillazione era pari a 0,2 mm di pioggia. Il pluviometro ha misurato le precipitazioni avvenute con una risoluzione temporale di cinque minuti primi.

La campagna di misura si è svolta tra l'11/3/2021 e il 26/4/2021. Durante la campagna sono avvenuti diversi eventi meteorici, come riportato nella Figura 2-2. Gli eventi sono stati di lieve o moderata entità, in quanto l'intensità massima è stata pari a 21,6 mm/h. Le precipitazioni più importanti sono avvenute fra il 10 e il 12 aprile.

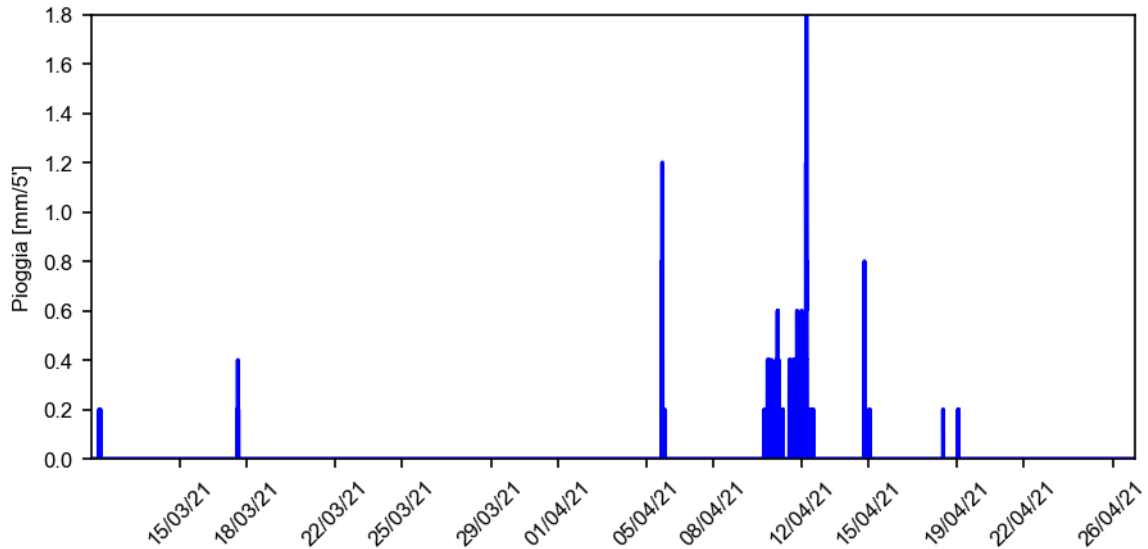


Figura 2-2: Precipitazioni registrate dal pluviometro installato a Sossano durante il periodo compreso fra l'11/3/2021 e il 26/4/2021.

Il misuratore di portata SO03 (Figura 2-3) è stato installato per valutare il contributo al deflusso delle aree che si trovano sulle pendici del monte della Croce. Esse sono caratterizzate da pendenze elevate (superiori al 20 %). Una buona parte della superficie di tali zone non risulta urbanizzata bensì ricoperta di vegetazione, quindi permeabile. Tali aree si configurano dunque molto differenti rispetto alle zone basse del paese per quanto concerne la risposta idraulica dei bacini.



Figura 2-3: Sensori di livello e velocità al punto di misura SO03 al momento dell'installazione.

La Figura 2-4 mostra le portate registrate dal misuratore di portata SO03. Si nota come la portata massima registrata sia pari a 6 l/s. Per tutto il periodo di misura e in occasione degli eventi piovosi le portate registrate sono poco elevate. La spiegazione di quanto rilevato è da ricercarsi nell'elevata superficie permeabile dei bacini a monte della condotta e nelle elevate pendenze del territorio e della strada al di sotto della quale scorre la condotta di fognatura. La presenza di vaste porzioni di

superficie permeabile favorisce l'infiltrazione di acqua nel sottosuolo, limitando il deflusso superficiale. Le alte pendenze del terreno (in particolare della strada) rendono di difficile intercettazione i deflussi superficiali. Si presume conseguentemente che una parte di deflusso non riesca ad essere captata dalle condotte di fognatura.

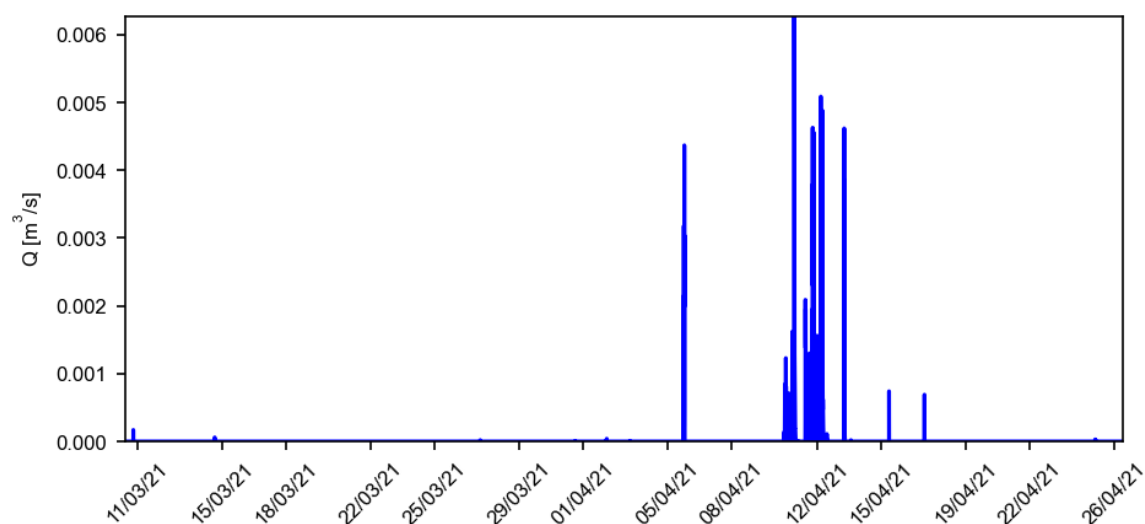


Figura 2-4: Portate misurate dal misuratore di portata SO03.

Il misuratore di portata SO01B (Figura 2-5) è stato installato nelle vicinanze dello sfioratore di via Roma. Lo sfioratore è posto poco a monte dello scarico nella roggia Degora. L'intenzione era quindi di rilevare le portate complessive raccolte dalla rete meteorica della parte orientale del paese di Sossano.



Figura 2-5: Misuratori di livello e velocità SO01B al momento dell'installazione.

I dati registrati sono mostrati nella Figura 2-6. Si nota come lo strumento di misura non abbia rilevato praticamente portate lungo tutto il periodo. I motivi di tale comportamento sono individuabili nelle caratteristiche del tracciato della rete di fognatura e in quelle del fluido defluente. Al momento dell'installazione del misuratore di portata era stata rilevata la presenza di un consistente deposito di materiale solido sul fondo della condotta. La stessa era stata conseguentemente ripulita, per permettere il posizionamento del sensore di velocità. In occasione degli interventi di pulizia e controllo della strumentazione, è stato constatato come il deposito si fosse riformato e ricoprì completamente il sensore. Conseguentemente si ritiene che il sensore abbia potuto funzionare bene solamente per brevi periodi immediatamente successivi alle operazioni di pulizia, mentre venisse ricoperto (e quindi smettesse di fornire misurazioni affidabili) poco dopo. La mancata registrazione di portate può anche essere dovuta ad un altro fenomeno. Come mostrato in Figura 2-7 lungo la condotta viene quasi sempre registrato un tirante significativo (fra il 23 marzo e il 7 aprile il sensore non è riuscito a misurare il tirante poiché esso raggiungeva la quota del sensore stesso). Per buona parte del periodo di misurazione risulta che la condotta sia stata completamente piena di acqua senza tuttavia che si registrassero velocità consistenti. Ciò potrebbe indicare una difficoltà nel deflusso causata dalla presenza di ostruzioni lungo le condotte. Le simulazioni per lo stato di fatto hanno tenuto conto di tale possibilità ipotizzando la mancanza di collegamento del tratto di rete immediatamente a valle del misuratore di portata.

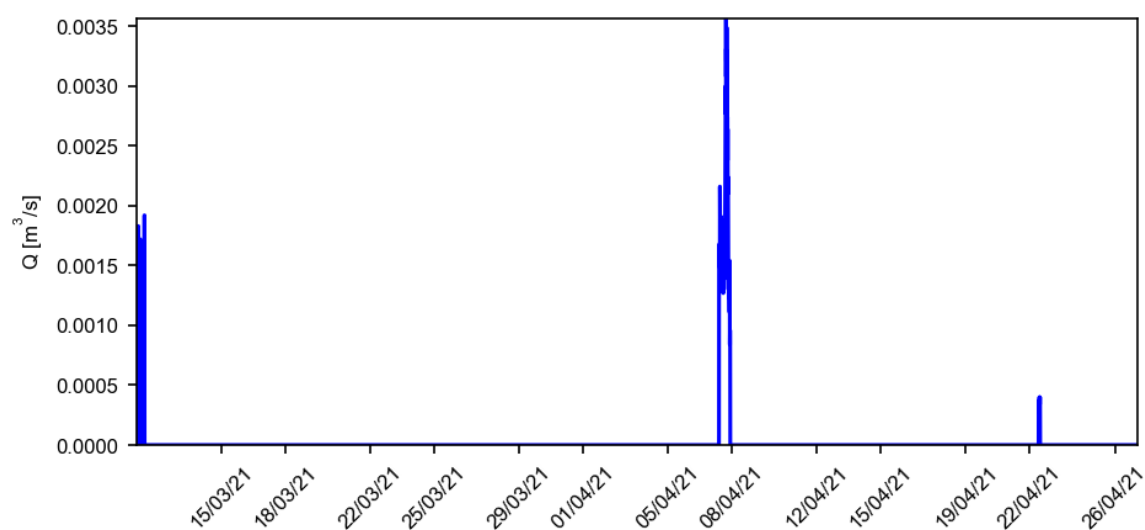


Figura 2-6: Portate misurate dal misuratore di portata SO01B.

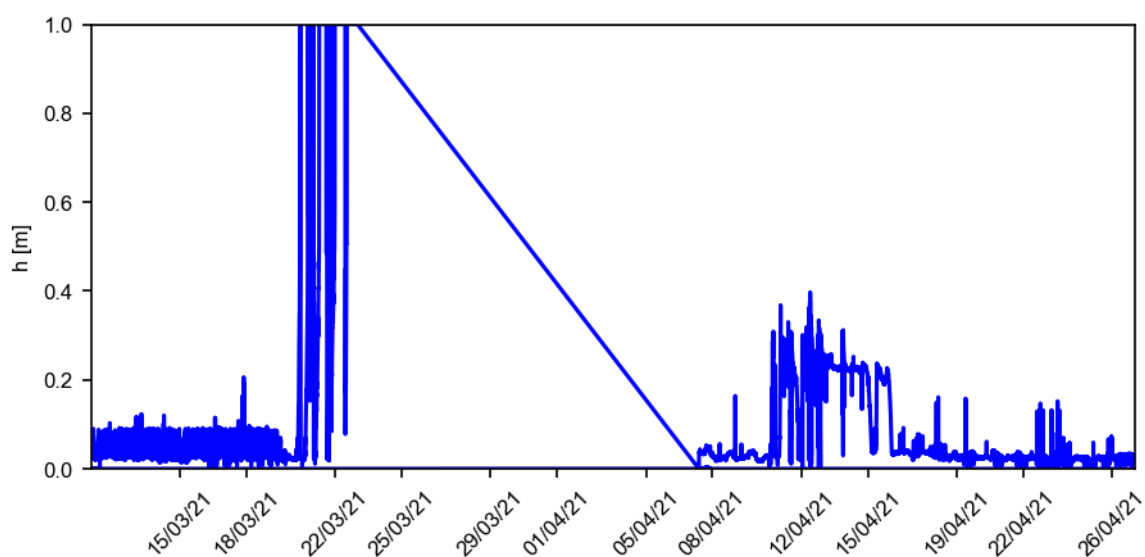


Figura 2-7: Tiranti misurati dal sensore SO01B.

Il misuratore SO01C (Figura 2-8) è stato installato immediatamente a monte dello sfioratore di via Roma. Esso si trovava quindi poco a valle del misuratore SO01B.



Figura 2-8: Misuratori di livello e velocità SO01C al momento dell'installazione.

Come mostrato nella Figura 2-9, il misuratore SO01C mostra portate decisamente superiori rispetto al misuratore SO01B. Esse risultano comunque piuttosto basse in considerazione della posizione del misuratore rispetto alla rete di fognatura. Pure in questo caso risulta, dai sopralluoghi e dai dati registrati, come sia presente costantemente acqua stagnante all'interno delle condotte. Essa può essere dovuta alla vicinanza della soglia dello sfioratore, oppure alle difficoltà di deflusso verso la roggia Degora. Le velocità misurate sono conseguentemente basse per tutto il periodo di misura.

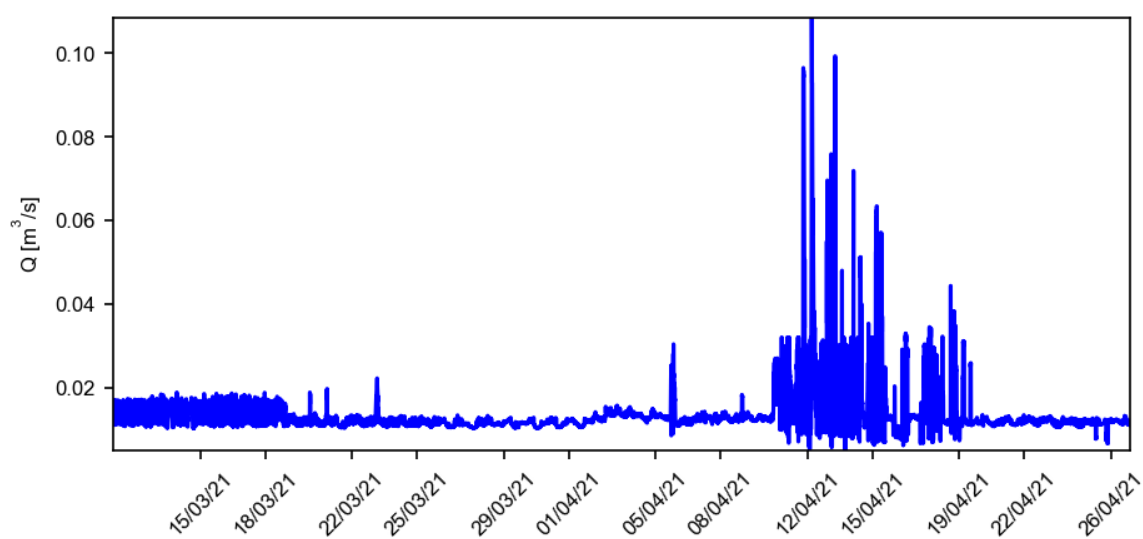


Figura 2-9: Portate misurate dal misuratore di portata SO01C.

Il misuratore di portata SO02A (Figura 2-10) è stato posto a valle del sifone sotto il canale L.E.B. della rete della zona industriale di Sossano. In tale posizione esso ha potuto registrare tutti i deflussi provenienti dalla zona industriale posta a nord del canale L.E.B..



Figura 2-10: Misuratori di livello e velocità SO02A al momento dell'installazione.

Come mostrato nella Figura 2-11, il misuratore non ha registrato portate significative. Si è infatti constatato come il sensore di misura dei tiranti abbia registrato dati inconsistenti. Essi erano estremamente bassi per tutto il periodo di misura e diventavano nulli allorché le velocità diventavano significative. Conseguentemente si è deciso di verificare i risultati ottenuti dalle simulazioni basandosi sulle misure di velocità del flusso. Un esempio dei risultati ottenuti è mostrato in Figura 2-12. Si ritiene utile sottolineare come una verifica basata sulle velocità risulti più complicata da realizzare e meno attendibile di una basata sulle portate. Le velocità sono infatti più sensibili a parametri come la scabrezza e la pendenza delle tubazioni di quanto non lo siano le portate.

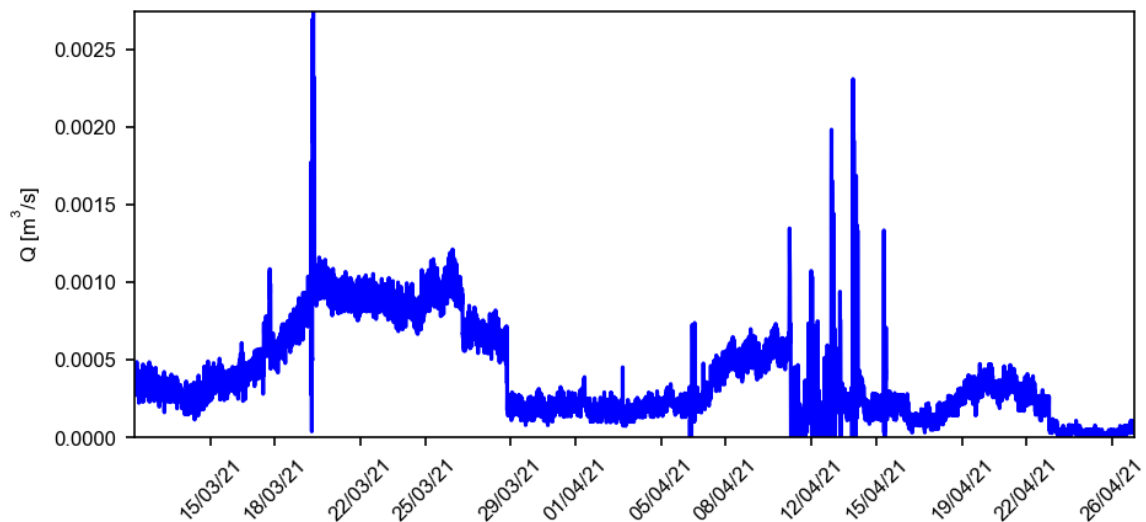


Figura 2-11: Portate misurate dal misuratore di portata SO02A.

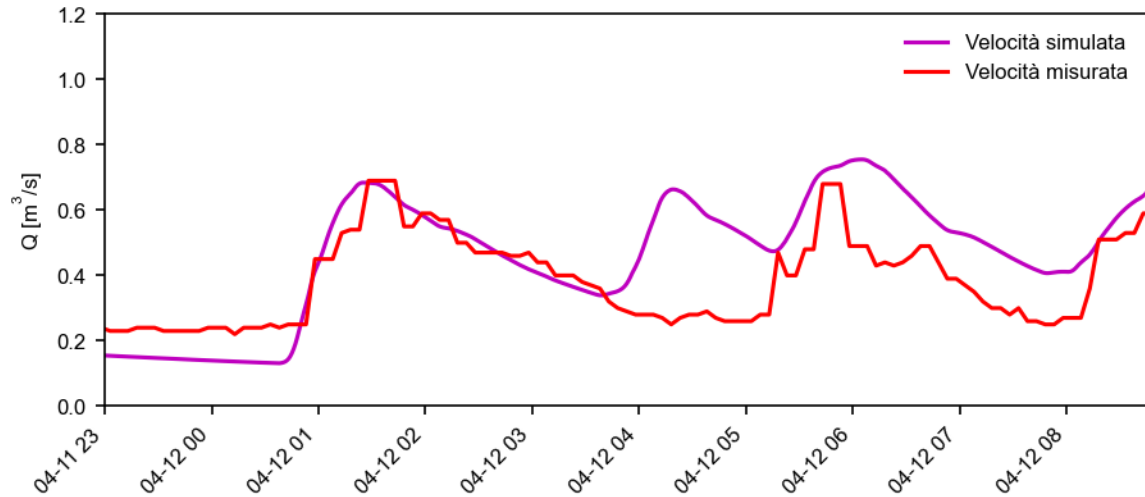


Figura 2-12: Velocità misurate dal sensore SO02A e velocità simulate.

Di seguito si riporta una descrizione dei risultati ottenuti dal misuratore di portata installato ad Albettonne. Esso è stato installato subito a monte dello sfioratore in prossimità del depuratore di Albettonne. In tale posizione ha potuto registrare la quasi totalità dei deflussi raccolti dalla rete meteorica del paese.

Si nota nella Figura 2-13 come la portata massima registrata sia pari a 0,12 m³/s. Essa è stata registrata a seguito dell'evento meteorico più intenso tra quelli avvenuti durante la campagna di misura. Si sono verificati altri picchi di portata compresi tra 0,06 e 0,10 m³/s. Anch'essi corrispondono ad eventi meteorici significativi registrati dal pluviometro. Durante i periodi secchi si nota un modesto deflusso (< 0,01 m³/s) caratterizzato da molte oscillazioni. Deflussi come questo sono tipici di reti di fognatura miste come quella in esame.

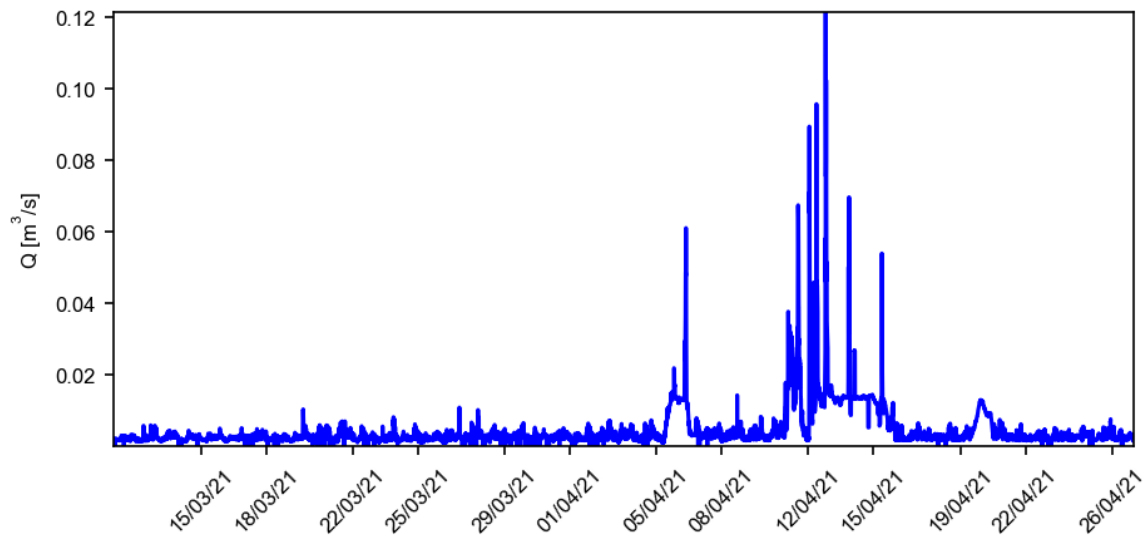


Figura 2-13: Portate misurate dal misuratore di portata di Albettonne.

La calibrazione del modello è stata eseguita al fine di riprodurre i picchi e l'evoluzione temporale di portata. I parametri su cui si è agito sono stati la permeabilità del terreno (tramite la variazione del numero di curva) e la velocità di ruscellamento verso la rete (tramite la variazione della "larghezza" dei sottobacini). Un esempio dei risultati ottenuti è riportato nella Figura 2-14, che mostra la portata

misurata e la portata simulata del picco di piena dell'11 aprile. Si nota come la portata simulata riproduca molto bene l'andamento misurato, sia per quanto riguarda il valore massimo sia per quanto riguarda l'evoluzione temporale.

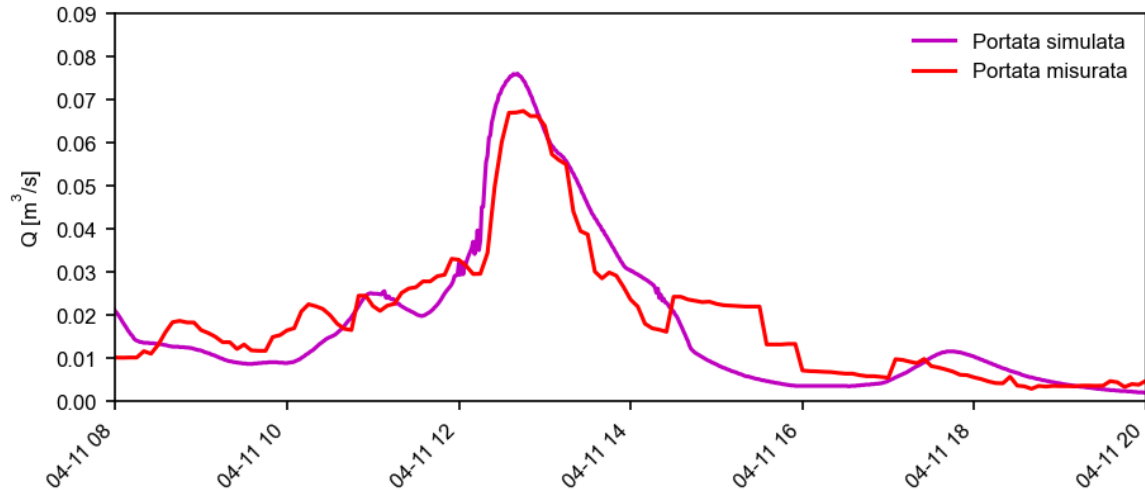


Figura 2-14: Confronto fra portata misurata e portata simulata ad Albettone.

Le misure di portata effettuate dal misuratore di Albettone risultano essere quelle soggette a minori problemi. Esse sono coerenti con le precipitazioni registrate e con quanto si riproduce attraverso le simulazioni. Conseguentemente si è deciso di utilizzare i parametri di calibrazione ricavati per la rete di Albettone anche per la rete di Sossano. L'utilizzo di tali parametri è stato verificato mediante il confronto con le velocità o i tiranti misurati dai sensori di Sossano. I risultati si sono mostrati coerenti, così come i coefficienti udometrici ricavati.

2.4 Risultati della modellazione

Le simulazioni allo stato di fatto e di progetto sono state eseguite utilizzando ietogrammi rettangolari (dunque ad intensità costante). I risultati delle simulazioni mostrano che le precipitazioni più gravose per la rete fognaria del paese di Sossano sono gli scrosci della durata di 15 minuti primi. Essi causano il riempimento di buona parte delle condotte di fognatura. La linea piezometrica sale quindi al di sopra della sommità delle condotte, raggiungendo in alcuni casi il piano campagna. Conseguentemente si verificano allagamenti per la fuoriuscita di acqua da pozzetti della rete.

2.4.1 Zona 1 Stato di fatto

La Figura 2-15 riporta la situazione della rete di fognatura simulata a seguito di uno scroscio di 15 minuti primi. Si nota come la maggior parte delle tratte abbia un grado di riempimento pari a 1, indicandone il funzionamento in pressione. Si nota pure come alcuni nodi abbiano colore diverso dall'azzurro. Ciò indica che la linea piezometrica ha raggiunto il piano campagna e vi è dunque una fuoriuscita di acqua con conseguente allagamento.

Coerentemente con quanto segnalato dall'amministrazione comunale, si identificano allagamenti lungo via Roma. Tale zona risulta essere sfavorita dal punto di vista idraulico per una serie di motivi: essa si trova appena a monte dello sfioratore di piena che indirizza le acque verso il depuratore oppure verso la roggia Degora, ed è localizzata nella zona terminale della rete di fognatura, nella parte altimetricamente più bassa del paese. Lo sfioratore di piena limita il deflusso delle acque, che dunque

tendono a rigurgitare verso monte. La bassa quota del piano campagna concorre a favorire la fuoriuscita di acqua dai pozzetti e quindi al verificarsi degli allagamenti.

Un'altra zona in cui ci erano stati segnalati allagamenti risulta essere quella di via Da Vinci. Il modello sviluppato mostra allagamenti nella zona iniziale di via Da Vinci, all'incrocio con via Borgo. Il modello identifica zone di allagamento lungo via Roma, fra l'incrocio con via Rio e la chiesa di S. Michele Nuovo. Pure in questo caso gli allagamenti simulati trovano riscontro con eventi realmente verificatisi in passato in occasione di piogge intense.

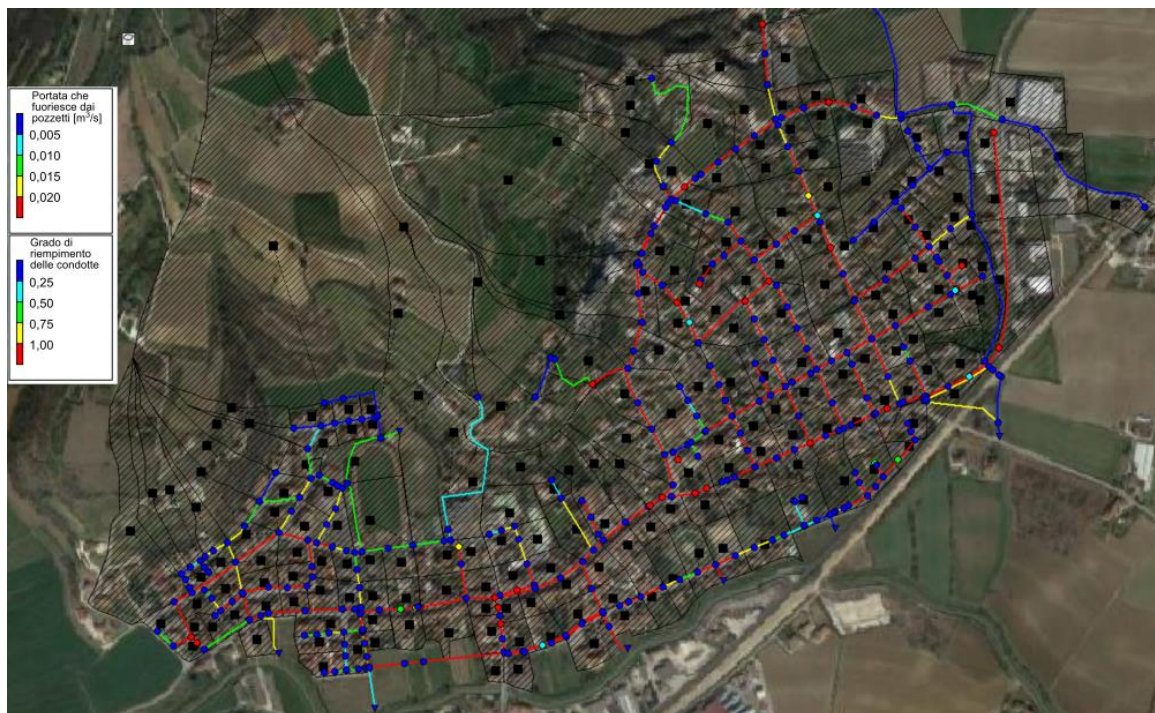


Figura 2-15: Rete fognaria di Sossano, stato di fatto dopo 16 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

2.4.2 Zona 1 stato di progetto

Nello scenario di progetto è stato considerato che la rete di fognatura sia stata completamente separata, come sarà effettivamente nel prossimo futuro. Quindi la rete mista attuale è stata ipotizzata completamente dedicata allo smaltimento dei deflussi meteorici. Conseguentemente sono stati rimossi nella configurazione di progetto lo sfioratore lungo via Roma ed il collegamento verso il depuratore.

Alternativa 1

Per risolvere le criticità emerse sono stati ipotizzati diversi interventi, schematizzati in planimetria nella Figura 2-16 ed elencati nella Tabella 6. Si tratta sostanzialmente di incrementi di diametri di tratti di rete esistente, per una lunghezza complessiva pari a 2945 m, con l'intervento più significativo localizzato in Via Roma ove è prevista la posa di uno scatolare 1,00 x 1,20 m. Anche la rete della zona occidentale del paese è interessata da un esteso intervento di incremento dei diametri, in modo da aumentarne la capacità di invaso. È prevista l'installazione di tubazioni con diametro almeno pari a DN800 mm o DN1000 mm. L'incremento generalizzato dei diametri della rete di fognatura garantisce un aumento del volume di invaso della rete. Conseguentemente risulta meno probabile che le condotte lavorino in pressione e che vi sia fuoriuscita di acqua dai pozzetti.

A tali incrementi di diametri si aggiunge la posa di tre nuovi tratti di rete per una lunghezza complessiva di 528 m. Essi sono finalizzati a facilitare uno scarico distribuito delle acque verso le rogge e gli scoli presenti. In particolare è prevista la realizzazione di uno scarico verso la roggia Degora che si diparte dalla tubazione di via Thiene. Tale scarico consente di diminuire le portate di valle e dunque di facilitare i deflussi lungo via Roma verso lo scarico posto al di sotto del ponte di via Circonvallazione. Si prevede inoltre un nuovo collegamento tra via Roma (all'altezza dell'incrocio con via Ronche) e via Michelangelo. Esso consente di derivare parte delle portate che giungerebbero allo scarico nella roggia Degora verso lo scolo refosso, favorendo quindi lo smaltimento delle acque da via Roma e riducendo i tiranti e le pressioni lungo la rete. Il terzo scarico è previsto che colleghi la rete di fognatura lungo via Roma (all'altezza dell'incrocio con via Rio) e quella lungo via Michelangelo. Pure in questo caso l'intenzione è quella di diminuire i deflussi lungo via Roma e favorire lo scarico delle portate verso lo scolo Refosso anziché verso la roggia Degora.

INTERVENTO	LOCALIZZAZIONE	DN ATTUALE [mm]	DN PROGETTO [mm]	LUNGHEZZA [m]
1	Sfioratore di via Roma - sbocco nella roggia Degora	800	1000	125
2	via Roma: sfioratore – casa di riposo Michelazzo	500 (53 m) - 800 (319 m)	Scatolare 1,00 x 1,20 m	372
3	via Thiene: incrocio con via Roma – civico 30	400 (96 m) - 600 (54 m) - 700 (142 m)	1000	292
4	via Ziggiotti	400	1000	94
5	via Palladio: incrocio con via Roma – incrocio con via Municipio	500 (48 m) - 600 (63 m)	1000	111
6	via Da Vinci	500 (90 m) - 600 (179 m)	1000	269
7	via Europa a monte dell'incrocio con via Roma	700	1000	64
8	via Municipio: incrocio con via Europa – incrocio con via Thiene	400 (89 m) - 500 (108 m) - 600 (77 m)	1000	274
9	via Rio e via Monticelli: incrocio con via S. Michele – scarico nella roggia Degora	800	1000	457
10	via Michelangelo: dal civico 50 allo scarico nello scolo Refosso	600	1000	31
11	via Roma dall'incrocio con via Rio alla chiesetta dell'olmo	400	1000	16
12	via Marconi 28 – via Rio (chiesetta dell'olmo)	500 (130 m) - 700 (341 m) - 800 (29 m)	Scatolare 1,00 x 1,20 m	500
13	incrocio fra via Roma e via Bosco	400	800	5
14	via Marconi: incrocio con via Polo – pozzetto da cui si diparte la tubazione che scarica nello scolo Refosso	800 (127 m) - 1000 (14 m)	Scatolare 1,00 x 1,20 m	141

15	via Moro	400	600	194
16	collegamento tra via Thiene (all'altezza di via Pascoli) e la roggia Degora all'altezza dello scarico della condotta che scorre lungo via Monticelli. Il collegamento sfrutta il fosso esistente (che deve essere risezionato a forma trapezia, base di 1 m, profondità di 1 m, inclinazione sponde pari a 1); il fosso deve essere collegato alla rete di via Thiene tramite la posa di una condotta DN1000 mm; una condotta DN1000 mm collega il fosso alla roggia Degora	fosso sezione trapezia	1000, fosso sezione trapezia, 1000	54 (DN1000), 140 (fosso), 43 (DN1000)
17	posa di una condotta dall'incrocio tra via Roma, via Thiene e via Michelangelo allo scolo Refosso	-	1000	284
18	posa di una condotta che colleghi via Roma con via Michelangelo (nella zona della biblioteca)	-	1000	147

Tabella 6: Interventi previsti per la rete di fognatura del paese di Sossano.

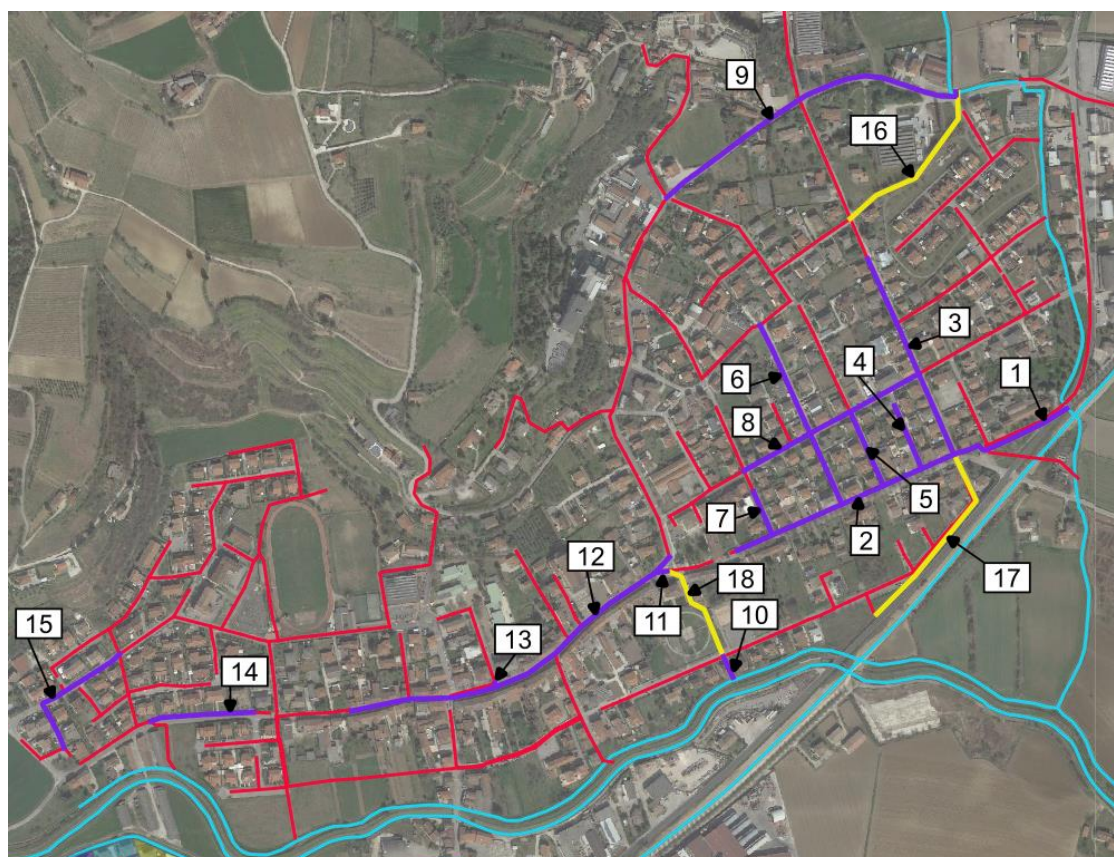


Figura 2-16: Planimetria degli interventi previsti per lo stato di progetto; in viola sono riportate le tratte soggette ad adeguamento dei diametri delle condotte, in giallo sono riportati i nuovi collegamenti.

La Figura 2-17 riporta la situazione della rete di fognatura, modificata sulla base degli interventi appena descritti, a seguito di uno scroscio di 15 minuti primi. Si nota come le criticità emerse nello stato di fatto siano risolte. Via Roma non manifesta allagamenti, né nella zona vicina allo sfioratore né in quella vicina alla chiesa. Non si verificano allagamenti lungo via Da Vinci. Si nota inoltre come, malgrado siano ancora presenti tratte di rete in pressione, una buona parte di essa funzioni a pelo libero anche per scrosci con tempo di ritorno pari a 20 anni. Si ritiene utile segnalare come la capacità di deflusso della zona orientale di Sossano sia significativamente influenzata dal tirante idrico della roggia Degora. È stato constatato in sede di modellazione come, allorché il tirante raggiunge il livello di 14,75 m s.l.m. la tubazione in prossimità del ponte di via Circonvallazione non riesca più a scaricare le portate in ingresso alla stessa. Conseguentemente si verificano allagamenti lungo via Roma, anche qualora si attuino tutti gli interventi descritti.

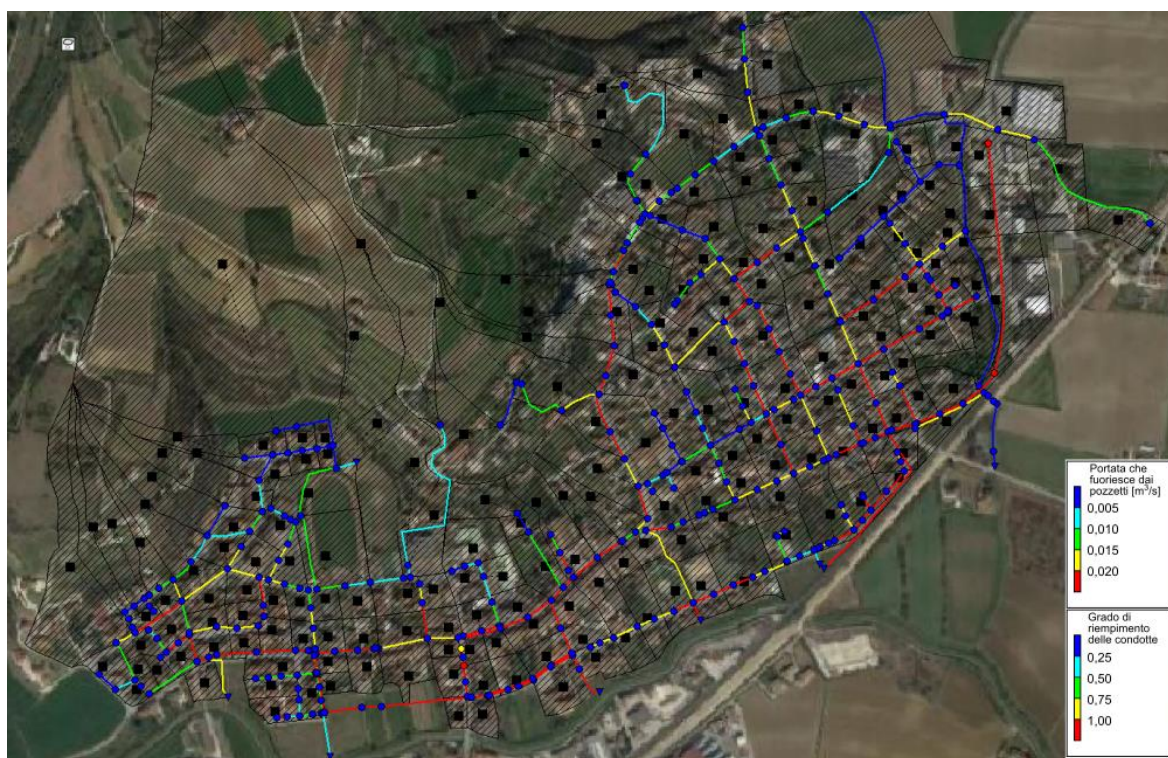


Figura 2-17: Rete fognaria di Sossano, stato di progetto alternativa 1 dopo 20 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

Alternativa 2

L'amministrazione comunale ha richiesto di eseguire alcune simulazioni per verificare la funzionalità di una diversa condizione di progetto ritenuta di interesse. Tale soluzione è caratterizzata da modifiche in due punti della rete, precisamente:

- interruzione della possibilità di deflusso lungo via Thiene subito a valle della nuova diramazione verso la roggia Degora. Conseguentemente tutta l'acqua raccolta a monte di via Pascoli viene deviata nella roggia Degora attraverso la nuova diramazione. Tale ipotesi progettuale consente quindi di limitare la portata in arrivo alle condotte di via Roma.
- eliminazione del collegamento ipotizzato fra via Roma e via Michelangelo. Esso è stato sostituito da un adeguamento dei diametri lungo via degli Alpini sino allo sbocco nel canale Refosso (tramite uno scatolare 1,00 m x 1,20 m, lunghezza di 175 m).

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 2-18.

Si ritiene importante evidenziare che tale soluzione progettuale, seppure funzionale, presenta alcune criticità. In primo luogo, qualora vi fossero problemi lungo la nuova derivazione verso la roggia Degora, la rete non sarebbe più in grado di smaltire l'acqua accumulata a monte della stessa. La disconnessione della rete lungo via Thiene causa quindi una diminuzione della resilienza della rete di fognatura. In secondo luogo, la portata scaricata dalla condotta lungo via degli Alpini raggiunge valori di 2,9 m³/s. Portate così notevoli imporrebbero uno studio accurato delle condizioni del moto allo sbocco nello scolo Refosso, onde evitare problemi di erosione, rigurgito o incapacità di deflusso.

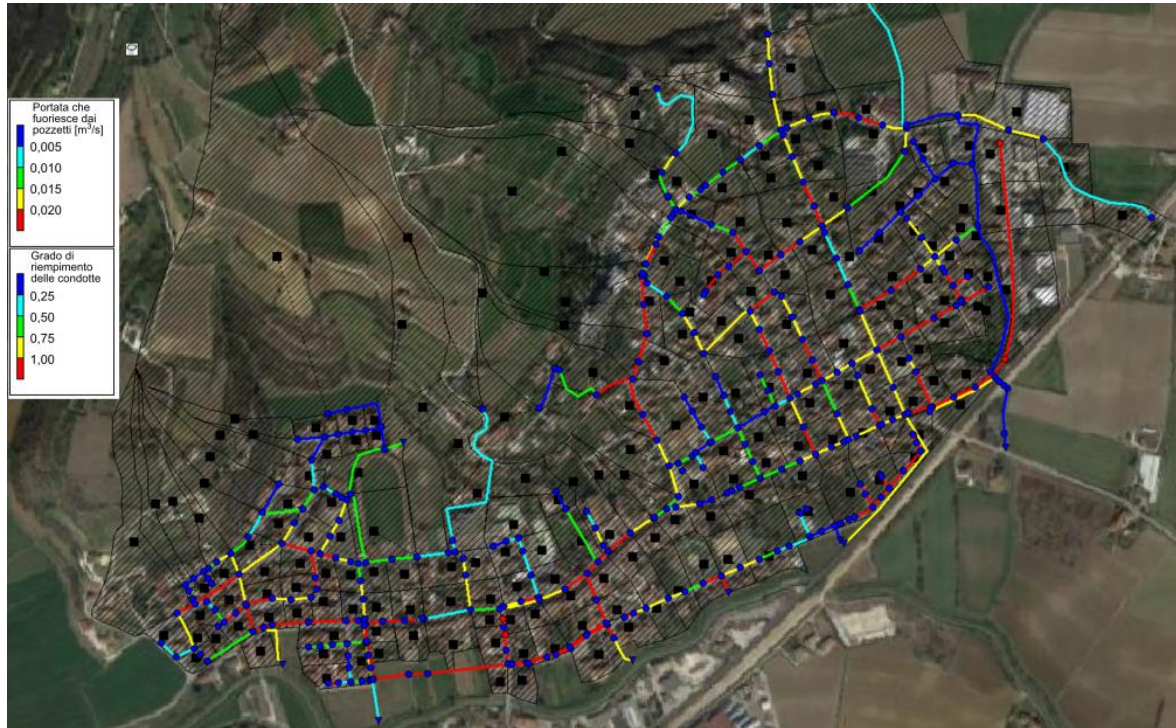


Figura 2-18: Rete fognaria di Sossano, stato di progetto alternativa 2 (dopo 19 minuti dall'inizio della precipitazione, momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

2.4.3 Zona 2 Stato di fatto

La Figura 2-19 riporta la situazione simulata della rete di fognatura a seguito di uno scroscio di 15 minuti primi. Si nota come la quasi totalità delle tratte abbia un grado di riempimento pari a 1, indicandone il funzionamento in pressione. Sono inoltre presenti alcuni pozzetti in cui la linea piezometrica si trova al di sopra del piano campagna, indicando la fuoriuscita di acqua e il verificarsi di allagamenti. Gli allagamenti si verificano principalmente lungo via Campanella, a monte del canale L.E.B.. Tali allagamenti risultano coerenti con quanto effettivamente accaduto in passato nella zona in occasione di eventi meteorici intensi.



Figura 2-19: Rete fognaria della zona di Sossano a sud dello scolo Liona, stato di fatto dopo 18 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

2.4.4 Zona 2 Stato di progetto

Le soluzioni progettuali sono state sviluppate con particolare riguardo alla zona industriale. L'intenzione dello studio è stata quella di individuare accorgimenti che permettessero di risolvere i problemi idraulici della zona industriale e prevenissero l'insorgere di problemi per le zone di futura edificazione. Coerentemente con tale obiettivo è stato simulato lo scenario futuro in cui tutti i lotti della zona industriale saranno stati edificati. È inoltre stata considerata la realizzazione del lotto ancora ineditato posto a ridosso di via Seccalegno, subito a nord dell'intersezione con via Campanella. Tale intervento è previsto all'interno dell'ultima variante al Piano degli interventi.

Alternativa 1

Per risolvere le criticità idrauliche sono state prese in considerazione diverse alternative progettuali. La prima consiste in un diffuso adeguamento dei diametri delle condotte. Nel dettaglio, tutte le condotte della zona industriale a monte del sifone al di sotto del canale L.E.B. sono state sostituite con una tubazione scatolare 1,00 x 1,20 m. per una lunghezza complessiva di 1331 m. È stato ipotizzato pure un adeguamento dei diametri e delle quote lungo le tratte di rete a est dello scolo Gordoncello. Tutte le tubazioni della zona sono sostituite da condotte DN1000 mm per una lunghezza totale di 683 m. L'ipotesi progettuale prevede anche la posa di una seconda tubazione di scarico da via Cattaneo allo scolo Gordoncello. Si prevede inoltre di aumentare i diametri di una tratta di rete lungo via Galilei, sostituendo le attuali tubazioni DN400 con tubazioni DN600 (per una lunghezza complessiva di 135 m). L'intervento si rende necessario in previsione dell'edificazione del lotto approvato dall'ultimo Piano degli interventi. A seguito degli interventi descritti si risolvono gli allagamenti della zona industriale (Figura 2-20). Inoltre la maggior parte della rete della zona industriale risulta funzionare a pelo libero.

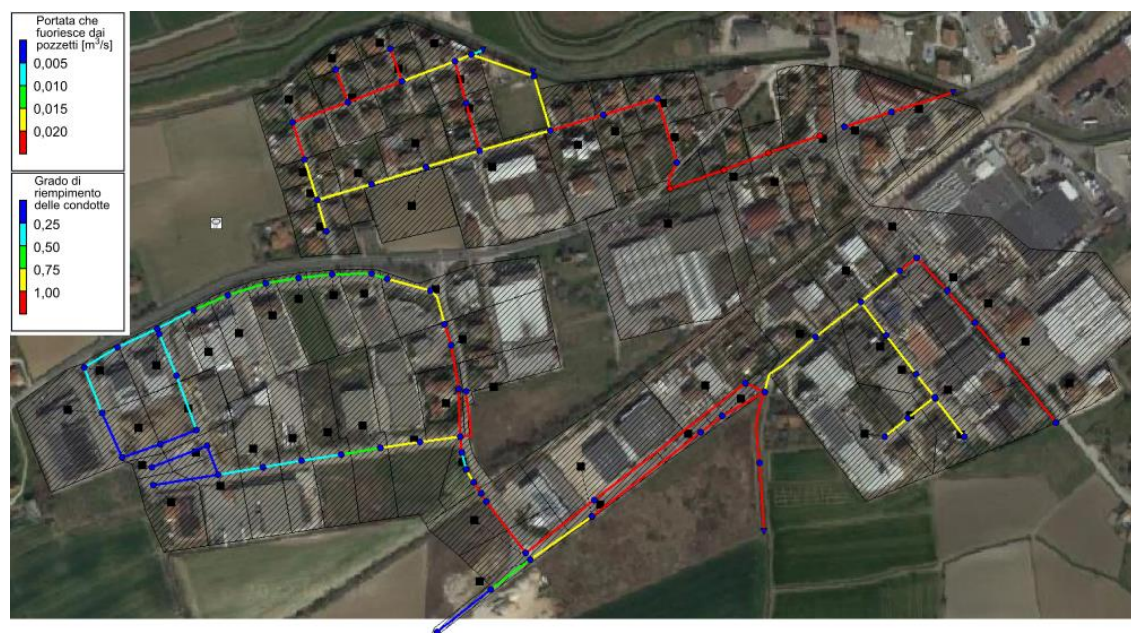


Figura 2-20: Rete fognaria della zona di Sossano a sud dello scolo Liona, stato di progetto (alternativa progettuale 1) dopo 20 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi

Alternativa 2

Una seconda alternativa progettuale consiste nella creazione di un invaso di laminazione a servizio della zona industriale. In tal modo è possibile limitare l'incremento dei diametri delle tubazioni e la portata defluente attraverso il sifone sotto il canale L.E.B.. Diversamente dall'alternativa 1 si prevede l'installazione di tubazioni DN600, DN800 e DN1000 mm lungo via Campanelle e via Manin. Gli interventi previsti sono riportati nella Tabella 7 e nella Figura 2-21.

INTERVENTO	LOCALIZZAZIONE	DN ATTUALE [mm]	DN PROGETTO [mm]	LUNGHEZZA [m]
1	invaso di 1500 m ² di superficie e 1 m di profondità collegato alla rete tramite condotta DN1000;	-	-	35 (DN1000)
2	via Campanelle via Manin: incrocio via Campanelle via Manin a monte del sifone – via Manin 5	600	1000	205
3	via Manin 5 – via Manin 37	600	800	320
4	via Manin dall'incrocio con via Campanelle a monte del Sifone per una lunghezza di 166 m	600	800	166
5	via Manin, tratta che circonda le ditte Winus S.r.l. e Archimede	500	600	298
6	sostituzione di condotte zona ad est dello scolo Gordoncello	400 (273 m) - 500 (44 m) - 600 (366 m)	1000	683

7	sostituzione di condotte lungo via Galilei	400	600	135
8	posa di una seconda tubazione di scarico da via Cattaneo allo scolo Gordoncello	-	1000	147

Tabella 7: Interventi previsti dalla seconda alternativa progettuale.

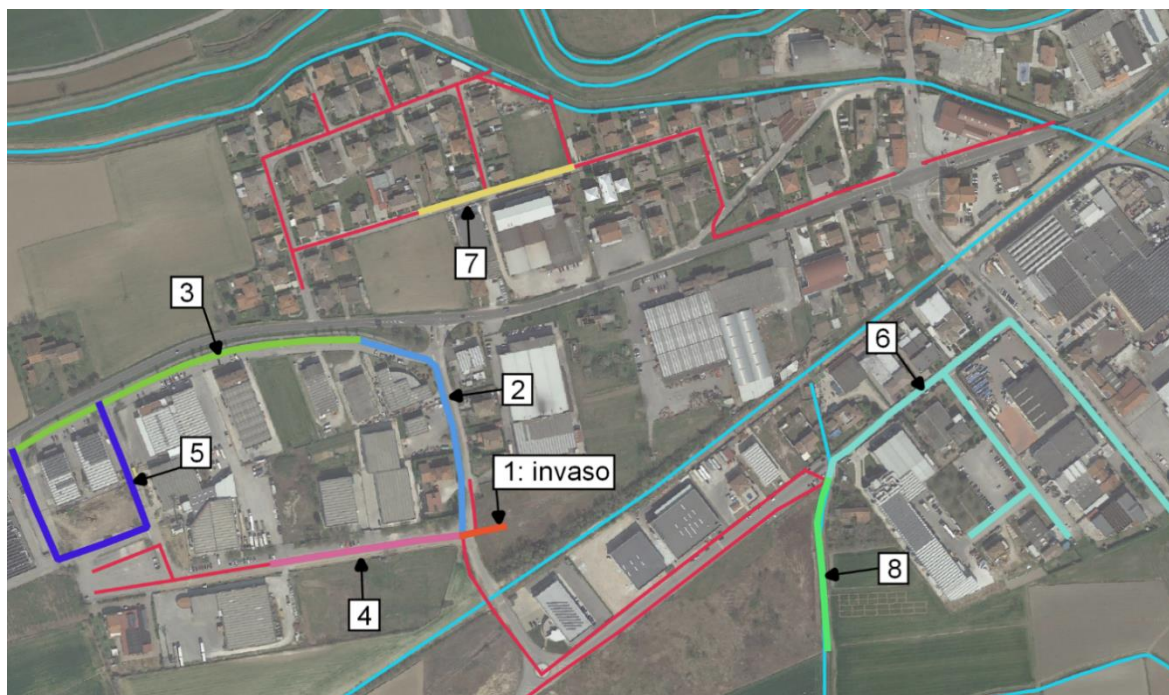


Figura 2-21: Planimetria degli interventi previsti dalla seconda alternativa progettuale (ogni colore identifica un intervento); in rosso la rete di fognatura, in celeste il canale L..E.B..

La Figura 2-22 riporta la situazione della rete di fognatura in seguito a uno scroscio di 15 minuti primi. Si nota come pure quest'alternativa progettuale eviti il verificarsi di allagamenti lungo via Campanella e via Manin. Si nota altresì come vi sia una diminuzione nel grado di riempimento delle condotte a valle del sifone rispetto all'alternativa progettuale precedente. Tale effetto è da attribuirsi alla presenza dell'invaso che lamina le portate defluenti.

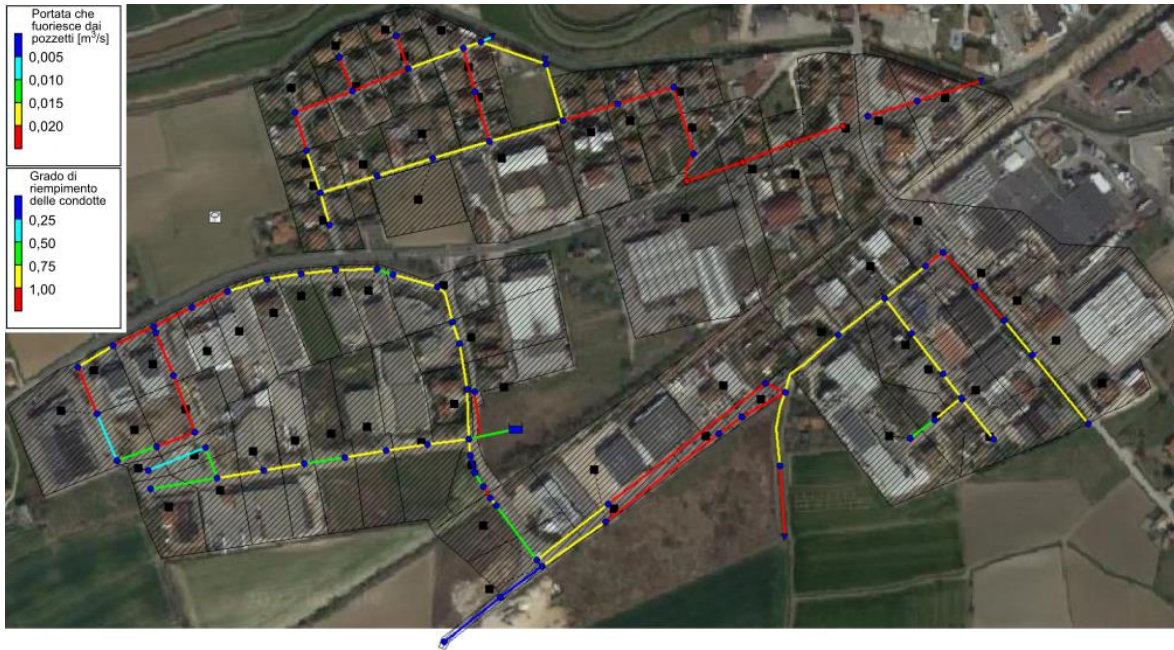


Figura 2-22: Rete fognaria della zona di Sossano a sud dello scola Liona, stato di progetto (alternativa progettuale 2) dopo 20 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

Il Comune di Sossano ha richiesto di verificare se l'invaso potesse essere posizionato immediatamente a valle del sifone, dove dal punto di vista urbanistico risulterebbe forse più facile un inserimento dello stesso. Le simulazioni condotte hanno evidenziato che in tale caso si otterrebbe una diminuzione della portata successivamente al deflusso attraverso il sifone, che quindi non beneficerebbe di alcun effetto di laminazione. Gli effetti idraulici sulla rete sono riportati in Figura 2-23. Si ritiene utile sottolineare che quanto più a valle viene posto l'invaso tanto minore sarà l'estensione della rete che beneficerà dell'effetto di laminazione.



Figura 2-23: Rete fognaria della zona di Sossano a sud dello scola Liona, stato di progetto (alternativa progettuale 2 con invaso a valle del sifone) dopo 19 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

Alternativa 3

Un'altra alternativa progettuale consiste nel creare un collegamento tra la rete di via Campanella e lo scolo Frassenella. Tale soluzione permette di scaricare parte delle acque raccolte dalla zona industriale verso nord. Nel dettaglio è stato previsto un collegamento tramite una tubazione DN1000 mm lunga 335 m. Si prevede inoltre la sostituzione delle tubazioni lungo via Campanella e via Manin mediante l'installazione di tubazioni DN1000 mm per una lunghezza complessiva di 1331 m. Questa soluzione progettuale consente di derivare verso lo scolo Frassenella una portata di $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$, sgravando conseguentemente il sifone e la rete di fognatura a valle dello stesso. La Figura 6 26 mostra i risultati ottenuti.

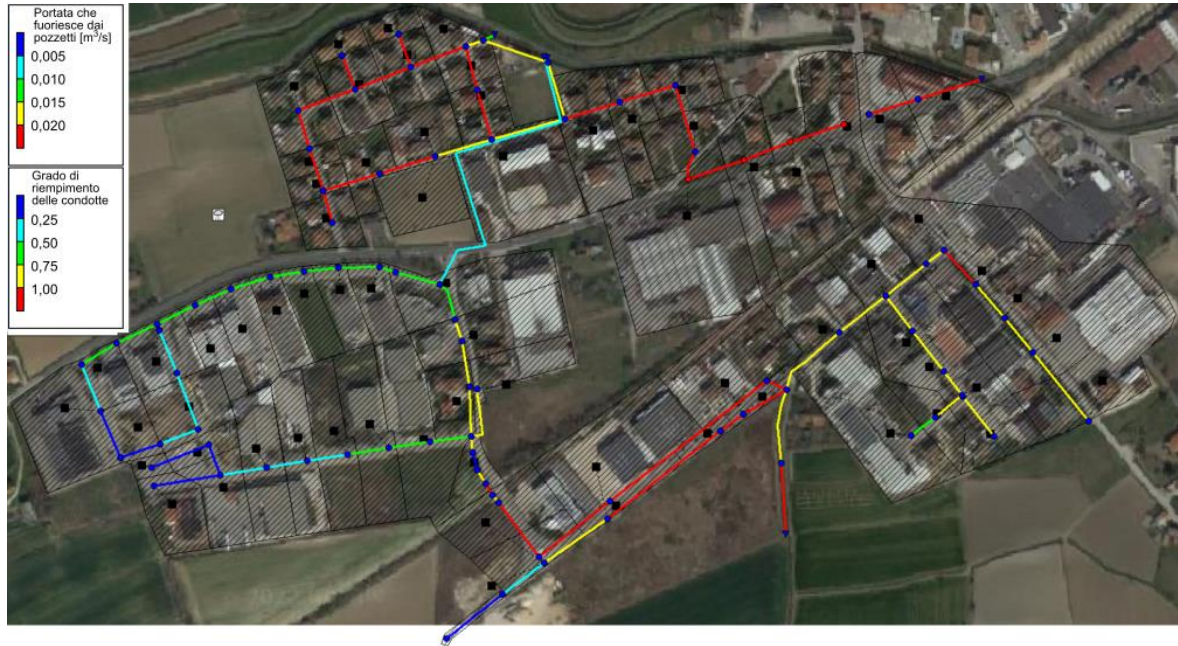


Figura 2-24: Rete fognaria della zona di Sossano a sud dello scolo Liona, stato di progetto (alternativa progettuale 3) dopo 19 minuti dall'inizio della precipitazione (momento più gravoso); il colore delle tratte di rete dipende dal loro grado di riempimento; il colore dei nodi dipende dalla portata fuoriuscita dagli stessi.

3 VERIFICHE IDRAULICHE INTERVENTI MINORI

Per gli interventi contenuti nel presente piano, dove si prevedono semplici espurghi della rete, manutenzioni straordinarie e risezionamenti di affossature di ordine inferiore, o la realizzazione di qualche tratto di fognatura e di rete di drenaggio, si conduce una analisi speditiva volta a verificare che la rete di recapito di valle non risulti sofferente a causa degli incrementi di portata che potrebbero verificarsi a seguito degli interventi.

Per ogni intervento, a partire dai coefficienti udometrici ottenuti con tempo di ritorno di 20 e 50 anni, si è calcolata la portata in uscita dal bacino afferente alla rete di recapito delle portate relativa alla rete oggetto di intervento caratterizzate da un tempo di pioggia di 3 ore. Di seguito nell'ipotesi di moto uniforme si è verificato che la sezione delle condotte di raccolta delle acque/rete minore fosse sufficiente a ricevere le portate in arrivo.

Nei prossimi paragrafi sono riportate:

- per quanto riguarda le verifiche della rete di fognatura, le caratteristiche della rete fognaria, la portata in arrivo, la portata massima della condotta in esame e il tirante;
- per quanto riguarda la rete minore, le caratteristiche della rete di recapito, la portata in arrivo, e il tirante di moto uniforme a confronto con la profondità dell'affossatura di recapito.

3.1 CR_11 – INT_11: VIA COLLOREDO

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO DA REALIZZARE (INT_11_01)

VERIFICA SDF:

- $T_r = 20$ anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
13	20.05	30.92	→	0.620

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	2.5	0.3	0.10%	25

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.620	>	0.175	→	sezione non idonea

VERIFICA SDP:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
13	20.05	30.92	→	0.620

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	3.1	0.8	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
0.620	<	1.445	→ sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
0.8	>	0.46	→ adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
13	20.05	39.51	→	0.792

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	Ks [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	3.1	0.8	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q _{max} [m ³ /s]		
0.792	<	1.445	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1	>	0.54	→	adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

3.2 CR₁₂ – INT₁₂: VIA FOSSONA

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO E TOMBINAMENTI DA ADEGUARE (INT_{12_01})

VERIFICA SDF FOSSO:

- Tr = 20 anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
11	27.56	31.21	→	0.860

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	Ks [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.0	1.8	0.8	0.10%	25

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q _{max} [m ³ /s]		
0.860	>	0.482	→	sezione non idonea

VERIFICA SDF TOMBINAMENTO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al tombinamento Q [m ³ /s]
11	27.56	31.21	→	0.860

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

d_{condotta} [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
0.5	0.10%	50	0.125	0.1963

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.860	>	0.077	→	sezione non idonea

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
11	27.56	31.21	→	0.860

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	3.5	1.0	0.50%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
0.860	<	4.900	→ sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
1.0	>	0.33	→ adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 20 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

$d_{condotta}$ [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
1.0	0.50%	85	0.25	0,7853

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m^3/s]		Portata in arrivo al tombinamento Q_{max} [m^3/s]		
0.860	<	1.87	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.45	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
11	27.56	31.21	→	0.860

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	3.5	1.0	0.50%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
1.095	<	4.900	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.38	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 50 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

$d_{condotta}$ [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
1.0	0.50%	85	0.25	0,7853

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
1.095	<	1.870	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.55	→	adeguato franco di sicurezza

3.3 CR_13 – INT_13: VIA CAPITELLO

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO E TOMBINAMENTI DA ADEGUARE (INT_13_01, INT_13_02)

VERIFICA SDF FOSSO:

- $T_r = 20$ anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
9	41.00	39.29	→	1.611

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.3	1.5	0.5	0.10%	25

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
1.611	>	0.309	→	sezione non idonea

VERIFICA SDF TOMBINAMENTO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al tombinamento Q [m ³ /s]
9	41.00	39.29	→	1.611

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

d_{condotta} [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
0.3	1.00%	50	0.075	0.070

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al tombinamento Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
1.611	>	0.062	→ sezione non idonea

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	41.00	39.29	→	1.611

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	Ks [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.0	3.0	1.0	0.50%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q _{max} [m ³ /s]		
1.611	<	3.669	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.58	→	adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 20 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

d _{condotta} [m]	Pendenza media	Ks [m ^{1/3} s ⁻¹]	R _H [m]	A ₀ [m ²]
1.0	1.00%	85	0.25	0,7853

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito $Q \text{ [m}^3/\text{s]}$		Portata massima del collettore $Q_{\max} \text{ [m}^3/\text{s]}$		
1.611	<	2.649	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.45	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
11	27.56	49.11	→	2.014

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.5	3.5	1.0	0.50%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
2.014	<	3.669	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.67	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 50 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

$d_{condotta}$ [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
1.0	1.00%	85	0.25	0,7853

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
2.014	<	2.649	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
1.0	>	0.56	→ adeguato franco di sicurezza

3.4 CR₁₄ – INT₁₄: VIA CÀ FRANZOSI

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO (INT_{14_01})

VERIFICA SDF FOSSO:

- Tr = 20 anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
9	13.91	39.29	→	0.547

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	Ks [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.5	2.5	1.2	0.10%	15

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q _{max} [m ³ /s]		
0.547	>	0.535	→	sezione non idonea

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	13.91	39.29	→	0.547

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.8	2.8	1.2	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
0.547	<	1.427	→ sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
1.0	>	0.53	→ adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	13.91	49.11	→	0.683

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.8	2.8	1.2	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.683	<	1.427	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.61	→	adeguato franco di sicurezza

3.5 CR_15 – INT_15: VIA CREE STORTE

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO E TOMBINAMENTI DA ADEGUARE (INT_15_01, INT_15_02)

VERIFICA SDF FOSSO:

- $T_r = 20$ anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
9	7.32	39.29	→	0.287

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.3	1.5	0.8	0.10%	25

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.287	>	0.262	→	sezione non idonea

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	7.32	39.29	→	0.262

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.8	2.8	1.0	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
0.262	<	1.427	→ sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
1.0	>	0.35	→ adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 20 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

$d_{condotta}$ [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
0.8	0.50%	85	0.2	0,5026

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito $Q \text{ [m}^3/\text{s]}$		Portata massima del collettore $Q_{\max} \text{ [m}^3/\text{s]}$		
0.262	<	1.033	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
0.8	>	0.24	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	7.32	49.11	→	0.359

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.8	2.8	1.0	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.359	<	1.427	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.40	→	adeguato franco di sicurezza

VERIFICA SDP TOMBINAMENTO:

- **Tr = 50 anni**

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

$d_{condotta}$ [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]	R_H [m]	A_0 [m ²]
0.8	0.50%	85	0.20	0,5026

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.359	<	1.033	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
0.8	>	0.32	→ adeguato franco di sicurezza

VERIFICA IDRAULICA SUL FOSSO (INT_15_03)

VERIFICA SDF FOSSO:

- $T_r = 20$ anni

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]
9	9.78	39.29	→	0.384

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di fatto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
0.4	2.0	1.0	0.10%	15

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di fatto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.384	>	0.312	→	sezione non idonea

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 20 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	9.78	39.29	→	0.384

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.0	3.0	1.0	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo al fosso di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]	
0.547	<	1.641	→ sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]	
1.0	>	0.39	→ adeguato franco di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta con i parametri geometrici imposti dal progetto di intervento.

VERIFICA SDP FOSSO:

- **Tr = 50 anni**

Bacino di appartenenza	Area bacino di competenza	Coefficiente udometrico del bacino u [l/s ha]		Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]
9	9.78	49.11	→	0.480

Parametri geometrici del collettore di recapito allo stato di progetto:

Base inferiore [m]	Base superiore [m]	Profondità [m]	Pendenza media	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1.0	3.0	1.0	0.10%	40

Confronto tra portata in arrivo e portata massima scolante nel collettore di recapito allo stato di progetto:

Portata in arrivo alla condotta di recapito Q [m ³ /s]		Portata massima del collettore Q_{max} [m ³ /s]		
0.480	<	1.641	→	sezione sufficiente

Confronto tra profondità massima e tirante di moto uniforme:

Profondità massima del collettore [m]		Tirante di moto uniforme [m]		
1.0	>	0.44	→	adeguato franco di sicurezza