STRATEGIES FOR WATER
FROSIO next
c.f. p.i.: 03228960179 – capitale soc. € 15.600,00 i.v.
sede legale: Via P.F. Calvi, 11 – 25123 – Brescia
tel +39 0303702371 – mail: info@frosionext.com
www.frosionext.com

Via Giuseppe Palini, 5
25055 Pisogne (BS)
cell. 328.059.00.24
geologo.fenaroli@gmail.com
GEOLOGO FABIO FENAROLI

Comune di NAVE *Provincia di BRESCIA*

DOCUMENTO SEMPLIFICATO DEL RISCHIO IDRAULICO COMUNALE E DI RISPETTO DEL PRINCIPIO DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

Studio di gestione del rischio idraulico del Comune di Nave ai sensi dell'art. 14 del R.R. 7/2017 e s.m.i.

Relazione illustrativa

Redattore del documento semplificato del rischio idraulico: *geol. Fabio Fenaroli*

GEOLOGO FABIO FENAROLI

Redattore dello studio di gestione del rischio idraulico: *ing. Giovanni Frosio*

STRATEGIES FOR WATER
FROSIO next

INDICE

1 OGGETTO E CONTENUTI DELLO STUDIO 3
2 RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI 3
3 DEFINIZIONE DEGLI EVENTI METEORICI DI RIFERIMENTO 4
3.1 ELABORAZIONI DI BASE 4
3.2 COSTRUZIONE DEGLI IETOGRAMMI LORDI 6
3.3 COSTRUZIONE DEGLI IETOGRAMMI NETTI 9
3.4 COSTRUZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA 11
4 MODELLAZIONE IDRODINAMICA DEL TERRITORIO COMUNALE 14
4.1 INDIVIDUAZIONE DEI RECETTORI 14
4.2 CARATTERIZZAZIONE DEL RETICOLO IDRICO SUPERFICIALE 14
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA RETE FOGNARIA 14
4.4 RIPARTIZIONE DELLE PORTATE 15
4.5 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO SUPERFICIALE 15
4.5.1 Dati di base 16
4.5.2 Procedura 16
4.5.3 Risultati 17
4.5.3.1 Modellazione 1D in moto stazionario 17
4.5.3.2 Modellazione 1D+2D in moto vario 20
4.5.3.3 Conclusioni 24
4.6 MODELLAZIONE IDRAULICA DELLA RETE FOGNARIA 24
4.6.1 Tracciato e geometria della rete 24
4.6.2 Portate meteoriche di progetto 24
4.6.3 Procedura di verifica 25
4.6.4 Risultati dei calcoli 26
4.6.4.1 Evento meteorico con T_R = 10 anni 26
4.6.4.2 Evento meteorico con T_R = 50 anni 27
4.6.4.3 Evento meteorico con T_R = 100 anni 28
4.6.4.4 Conclusioni 29
4.7 CRITICITÀ RISCONTRATE SUL RIM 29
5 MAPPATURA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA 34
6 APPENDICE: DETTAGLI DEI CALCOLI 37
6.1 TEMPO DI RITORNO 10 ANNI 37
6.2 TEMPO DI RITORNO 50 ANNI 39
6.3 TEMPO DI RITORNO 100 ANNI 41

1 OGGETTO E CONTENUTI DELLO STUDIO

La seguente relazione illustra lo studio di gestione del rischio idraulico per il Comune di Nave ai sensi dell'art. 14 del R.R. 7/2017 e delle successive modifiche e integrazioni.
Sulla base di tale riferimento normativo sono stati definiti i contenuti dello studio, che si riepilogano di seguito.

- Ricognizione del territorio e acquisizione dei dati di base (topografici e di campo, documenti e informazioni sul reticolo idrografico e su eventi alluvionali storici)
- Definizione degli eventi meteorici di riferimento per i tempi di ritorno di 10, 50 e 100 anni
- Individuazione dei ricettori (rete fognaria e corpi idrici naturali o artificiali)
- Modellazione idrodinamica e individuazione delle aree soggette ad allagamento per conformazione morfologica o insufficienza della rete fognaria sull'intero territorio comunale
- Mappatura della pericolosità idraulica

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI

I documenti presi a riferimento per la redazione del presente studio sono i seguenti.
Piano di Gestione del Rischio da Alluvioni (PGRA) dell'Autorità di Bacino Distrettuale del fiume Po
DGR n. X/6738 del 19 giugno 2017 di recepimento del PGRA nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza.
Studi idraulici specifici per il comune di Nave

- Progetto esecutivo di sistemazione idraulica t. Garza - Vasca volano e by-pass ponte San Cesario (Studio Taccolini ingegneri associati, 2014)
- Progetto preliminare per la sistemazione idraulica dei bacini idrografici afferenti al territorio del comune di Brescia (Bacchi, 1999)

3 DEFINIZIONE DEGLI EVENTI METEORICI DI RIFERIMENTO

Gli eventi meteorici di riferimento sono quelli che, per un tempo di ritorno dato, causano la maggiore criticità in termini di aree allagate e di percentuale della rete fognaria che va in crisi, ovvero che supera il grado di riempimento dell'80%.

I paragrafi seguenti illustrano la procedura con cui sono stati definiti tali eventi.

3.1 ELABORAZIONI DI BASE

Anzitutto vengono costruite le LSPP (linee segnalatrici di probabilità pluviometrica) con i parametri forniti, su un reticolo che copre l'intero territorio regionale, dal sito di ARPA Lombardia. Tali LSPP determinano l'altezza di precipitazione h [mm] di durata D [ore] corrispondente a un tempo di ritorno T [anni] secondo la formula

$$h_T(D) = a_1 \cdot w_T \cdot D^n$$

con

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \cdot \left\{1 - \left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^k\right\}$$

dove i parametri a_1, n, ε, α, k, come poc'anzi detto, sono forniti da ARPA Lombardia.

Le altezze di precipitazione così calcolate per il territorio del Comune di Nave, a parità di durata e tempo di ritorno, variano assai poco sui punti del reticolo, pertanto si ritiene accettabile l'approssimazione di considerare esclusivamente i valori medi dei parametri sopra riportati (e delle corrispondenti precipitazioni) per tutte le elaborazioni successive.

La figura seguente, dove la media è rappresentata dalla linea rossa più spessa, dà evidenza visiva a quanto detto.

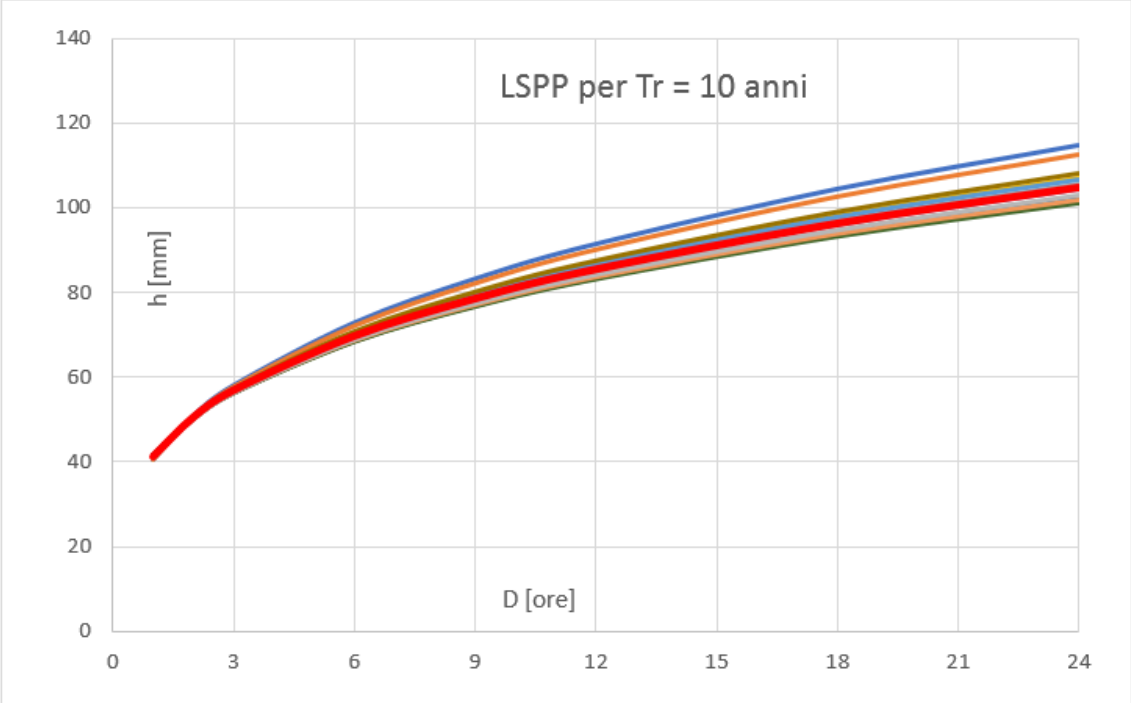


Figura 1 - LSPP relative ai punti del reticolo su territorio del Comune di Nave

Nel grafico seguente sono invece rappresentate le LSPP (costruite con i valori medi dei parametri) relative ai diversi tempi di ritorno presi in esame.

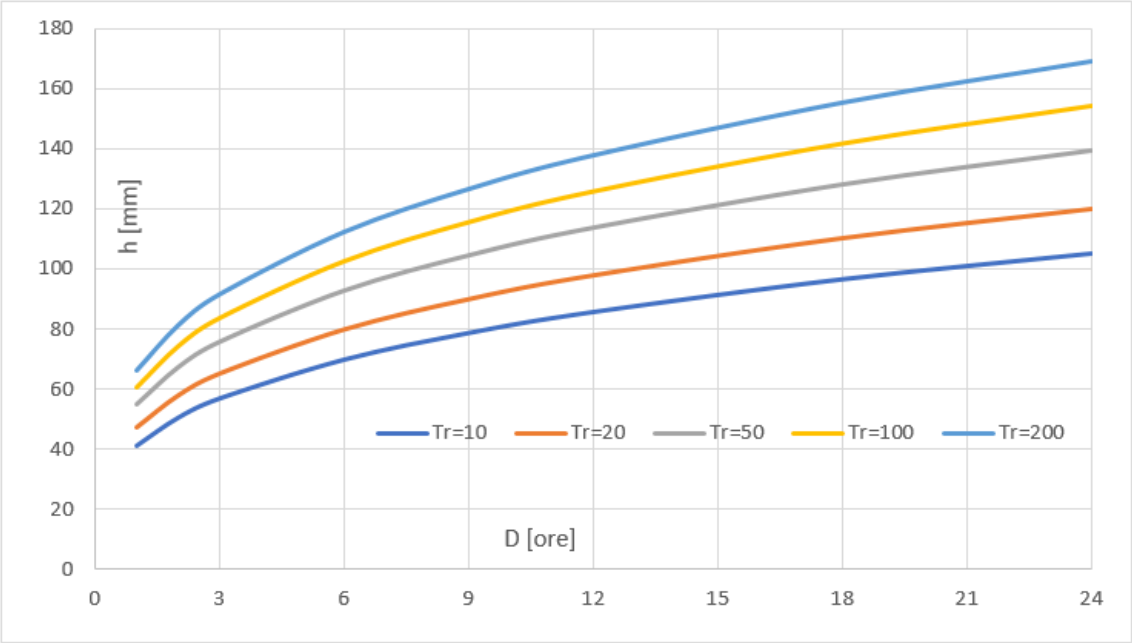


Figura 2 - LSPP (medie per il territorio del Comune di Nave) con diversi tempi di ritorno

Le LSPP danno un'indicazione sull'altezza di precipitazione totale, ma per la definizione degli eventi critici sono fondamentali anche le informazioni seguenti:

- distribuzione temporale della precipitazione → ietogramma lordo;
- perdite idrologiche → coefficiente di deflusso (o parametri dal significato equivalente, ad esempio il *Curve Number* del metodo SCS-CN) → ietogramma netto;
- modello di trasformazione afflussi - deflussi → idrogramma di progetto.

Riguardo a tali aspetti si è proceduto come sintetizzato di seguito.

3.2 COSTRUZIONE DEGLI IETOGRAMMI LORDI

Le LSPP forniscono l'altezza totale di precipitazione per una certa durata, ovvero il valore medio dell'intensità di precipitazione su tale durata. Per una modellazione idrologica e idraulica completa, però, occorre determinare anche l'andamento nel tempo della precipitazione durante l'evento meteorico; tale funzione - che può essere espressa in termini di altezza o di intensità di precipitazione - è detta *ietogramma*.

Vi sono diversi tipi di funzioni con cui viene descritto, con diversi livelli di approssimazione, l'andamento reale della precipitazione nel tempo: dal più semplice ietogramma costante, a quello triangolare, fino a forme più complesse.

Nel caso in esame è stato adottato il cosiddetto *ietogramma Chicago*, che per ogni durata anche parziale fornisce la stessa altezza di precipitazione (quindi la intensità media) della LSPP da cui viene ricavato. Inoltre questo ietogramma ha un picco (con intensità virtualmente infinita) in un istante predeterminato, generalmente intorno al 40% o ai 3/8 della durata dell'evento meteorico. Ulteriormente, una volta che è stata adottata una durata di poco superiore al tempo di corrivazione del bacino, aumentando la stessa lo ietogramma non cambia molto, poiché si allungano le sue "code", mentre la maggior parte della precipitazione si concentra intorno al suddetto picco. Questo aspetto è positivo quando, come nel caso in esame, si cerca di caratterizzare una durata critica non conosciuta a priori.

A tal proposito, l'analisi geomorfologica (in ambiente GIS) dei sotto-bacini idrografici ricadenti nel territorio comunale ha permesso di ricavare, tra le varie caratteristiche, il tempo di concentrazione[1], il cui valore massimo è pari a poco meno di 4 ore (precisamente 220 minuti) alla sezione di chiusura del torrente Garza presso il confine con il comune di Brescia. In tale sezione confluiscono praticamente tutti i deflussi originati dalle precipitazioni che cadono sul territorio comunale in esame, salvo alcune zone marginali (e collinari o montuose) che sono state giudicate trascurabili ai fini del presente studio.

Di conseguenza nei passaggi e calcoli successivi si adotterà la durata di **4 ore** per caratterizzare gli eventi meteorici di riferimento.

Dall'integrazione numerica dello ietogramma tramite discretizzazione degli intervalli temporali si ottiene un'altezza totale di pioggia inferiore di quella fornita dalla LSPP di riferimento, con una differenza tanto minore quanto più i passi di calcolo Δt consentono di avvicinarsi all'istante del picco suddetto, senza però coincidere con esso per evitare l'errore numerico dovuto al valore infinito dell'intensità di pioggia che si otterrebbe. Nel caso in esame, in cui s'è assunto un passo di calcolo $\Delta t = 0{,}1$ ore = 6 minuti, l'istante di picco è stato posto al 39% della durata totale (ovvero 93,6 minuti) per evitare il suddetto problema di instabilità numerica che si sarebbe riscontrato con il picco ai 3/8 (90 minuti) o al 40% (96 minuti) della durata totale dell'evento.

---

[1] Tempo impiegato dalla goccia d'acqua caduta nel punto (idrograficamente) più lontano a raggiungere la sezione di chiusura considerata.

Ulteriormente, ricordando che le LSPP esprimono la precipitazione nel centro di scroscio, va effettuato il ragguaglio all'intera area in esame, tramite un coefficiente *r* che dipende dalla durata e della superficie. Tra le diverse formule proposte dalla letteratura tecnica; in questa sede si adotta quella usata dallo Studio d'ingegneria Taccolini per il progetto della vasca di laminazione recentemente realizzata nel Comune di Nave, valida per superfici comprese tra 5 e 800 km^2 e per durate comprese tra 15 minuti e 12 ore.

$$r(d;A) = 1 - \exp\left[-2{,}472 \cdot A^{-0.242} \cdot d^{0{,}6-\exp\left(-0{,}643 \cdot A^{0{,}235}\right)}\right]$$

Poiché la superficie del territorio comunale è di circa 27 km^2 e la durata considerata è di 4 ore, il coefficiente di ragguaglio risulta $r = 0{,}84$.

Infine si applica il coefficiente di riduzione *P* introdotto per alcuni comuni lombardi dal R.R. 8/2019 che aggiorna e modifica il R.R. 7/2017; per il Comune di Nave si ha $P =$ **0,8**.

In questo modo si ottengono gli ietogrammi lordi rappresentati nelle figure seguenti per i vari tempi di ritorno (10, 50 e 100 anni) presi in considerazione.

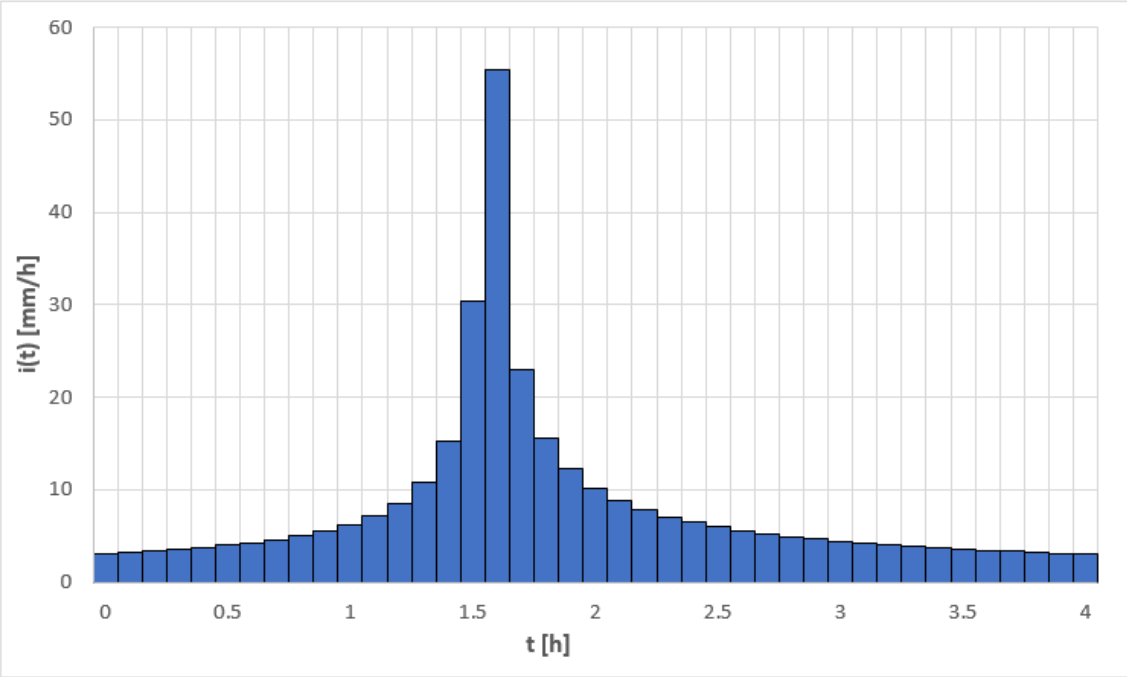


Figura 3 - Ietogramma lordo in termini di intensità di pioggia [mm/h] per T_R = 10 anni

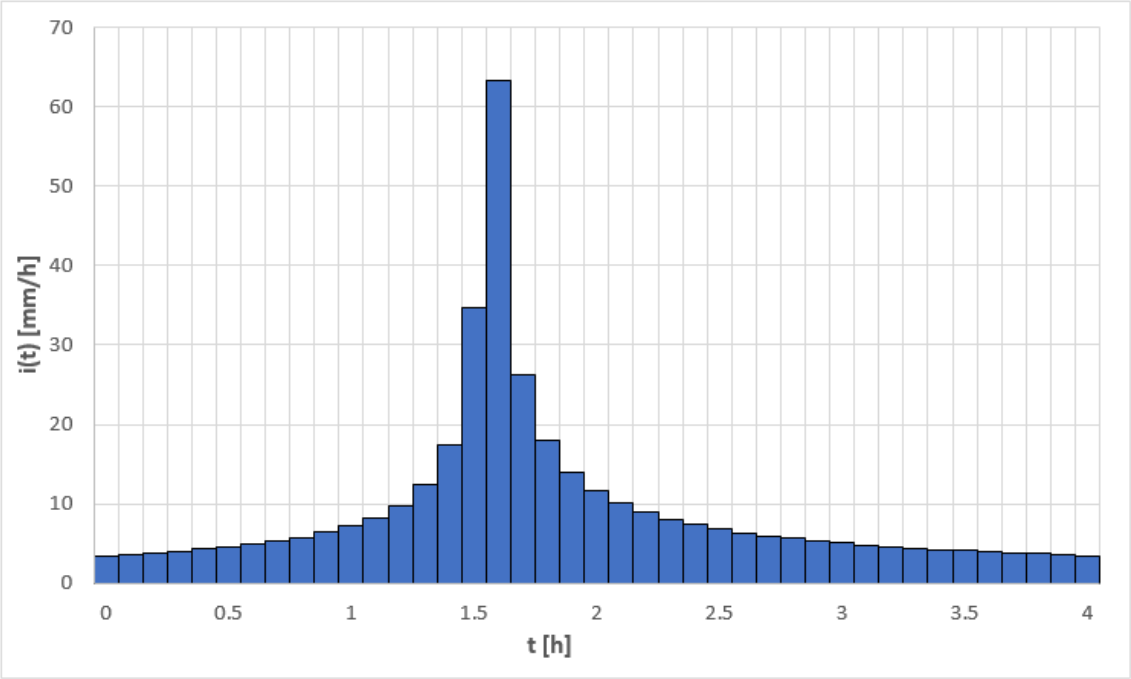


Figura 4 - Ietogramma lordo in termini di intensità di pioggia [mm/h] per T_R = 50 anni

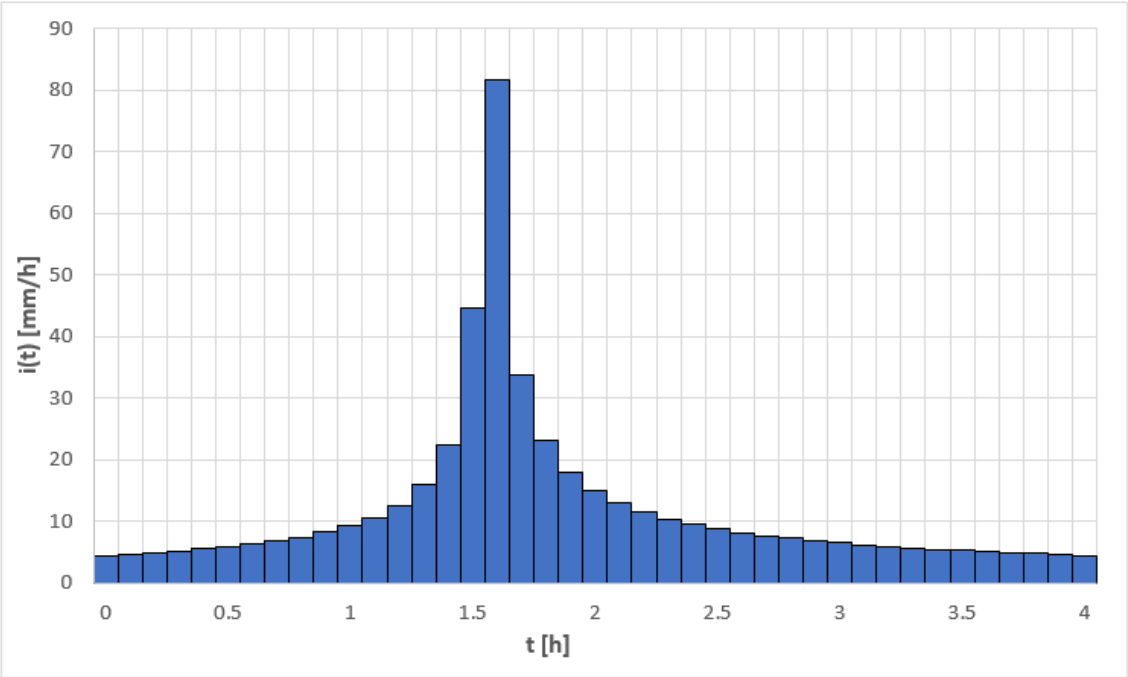


Figura 5 - Ietogramma lordo in termini di intensità di pioggia [mm/h] per T_R = 100 anni

3.3 COSTRUZIONE DEGLI IETOGRAMMI NETTI

Uno ietogramma netto rappresenta l'andamento nel tempo della precipitazione efficace, cioè di quella che dà origine al deflusso superficiale.

La costruzione dello ietogramma netto a partire da quello lordo consiste sostanzialmente nello stimare le perdite idrologiche; come noto esse, in condizioni di piena, si riducono essenzialmente all'infiltrazione, potendosi ritenere trascurabili gli altri fenomeni come l'intercettazione e l'evapotraspirazione.

Preliminare alla stima delle perdite è la loro schematizzazione, che può essere effettuata con uno (o più di uno combinati) degli approcci seguenti

- sottrazione *costante*, o metodo dell'indice, per cui le perdite sono assunte costanti nel tempo per tutto il periodo in cui la precipitazione (espressa come intensità, in mm/h) è superiore a determinato un tasso di perdita potenziale;
- sottrazione *iniziale*, per cui si considera che la precipitazione vada completamente perduta per un certo periodo all'inizio dell'evento;
- sottrazione *proporzionale*, per cui si assume un tasso di proporzionalità costante tra le perdite e la precipitazione lorda.

Sulla scorta della letteratura idrologica tecnica, si ritiene che la sottrazione proporzionale sia la più adeguata per descrivere un bacino formato da una parte impermeabile (centro abitato) e da una permeabile.

Nello specifico si utilizza il coefficiente di deflusso φ, un numero adimensionale che rappresenta la quota parte di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale.

A tal proposito sono disponibili i dati di uso del suolo (database DUSAF) scaricabili in formato *shapefile* dal portale cartografico regionale; ad essi sono stati associati i valori del coefficiente di deflusso desunti dagli studi reperibili nella letteratura tecnica, variando lievemente alcuni valori in modo da mantenere la coerenza con i valori prescritti nel R.R. 7/2017 per i calcoli. Giova precisare che la classificazione DUSAF è basata su 5 livelli di dettaglio crescente; in questo caso ci si è spinti fino al terzo livello, dato che i livelli di maggiore dettaglio (quarto e quinto) non erano neanche disponibili per tutte le aree dello *shapefile* che copre il territorio comunale d'interesse.

La tabella seguente riepiloga le associazioni tra codici DUSAF, usi del suolo e coefficienti di deflusso adottati nel presente studio.

DUSAF 3° livello	Descrizione	Coefficiente di deflusso φ
111	Tessuto urbano continuo	1
112	Tessuto urbano discontinuo	1
121	Zone produttive e servizi	1
122	Reti stradali, ferroviarie, spazi accessori	1
133	Cantieri	1
141	Aree verdi urbane	0,7
142	Aree sportive e ricreative	0,7
211	Seminativi semplici	0,3
221	Vigneti	0,3
222	Frutteti e frutti minori	0,3
223	Oliveti	0,3
224	Arboricoltura da legno	0,3
231	Prati permanenti	0,3
311	Boschi di latifoglie	0,3
312	Boschi di conifere	0,3
313	Boschi misti	0,3
324	Cespuglieti e arbusteti	0,3
332	Accumuli detritici e litoidi non vegetati	1

Tabella 1 - Usi del suolo (classificazione DUSAF) associati al coefficiente di deflusso φ

In questo modo, con le opportune elaborazioni in ambiente GIS, è stato possibile determinare i coefficienti di deflusso medi (pesati sull'area) per i sotto-bacini in cui si è ritenuto opportuno dividere il territorio.
Applicando tali coefficienti medi allo ietogramma lordo sono stati ottenuti gli ietogrammi netti, ovviamente uno per ciascun sotto-bacino, in funzione del rispettivo valore di φ.
Gli ietogrammi netti sono riportati nel seguente § 3.4 (solo per il tempo di ritorno di 10 anni) e nell'appendice del cap. 0 insieme agli idrogrammi risultanti per ogni sotto-bacino.

3.4 COSTRUZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA

Una volta costruiti gli ietogrammi, è stata applicato un modello di trasformazione afflussi - deflussi per ricavare i corrispondenti idrogrammi, cioè gli andamenti della portata nel tempo, che a differenza degli ietogrammi vanno necessariamente calcolati in riferimento a una determinata sezione e quindi all'area del bacino idrografico da essa sotteso.

Nel caso in esame sono stati individuati in primo luogo i sotto-bacini elementari, aventi area superiore a 30 ha, cioè a 0,3 km^2; in seguito, in base all'andamento del reticolo idrografico, essi sono stati accorpati nei 4 sotto-bacini principali seguenti (v. Figura 7)

1. torrente Listrea, che drena la parte settentrionale del territorio comunale, per poi immettersi nel torrente Garza;
2. tratto di monte torrente Garza, nella porzione orientale del territorio comunale;
3. tratto di valle del torrente Garza, a ovest del territorio comunale;
4. torrente Gardellone, che drena la parte meridionale del territorio e si immette nel Garza in prossimità del confine con il Comune di Brescia.

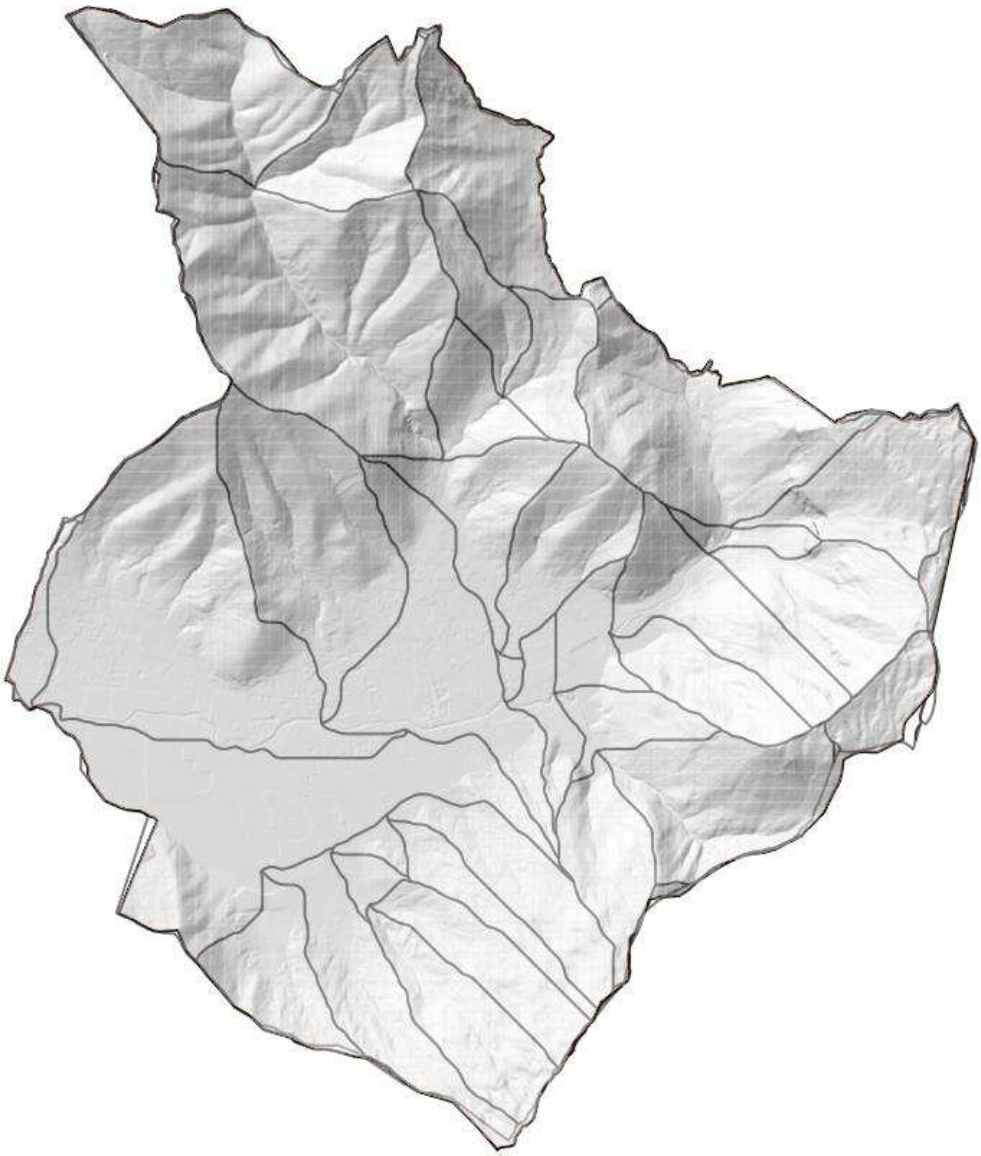


Figura 6 - Individuazione dei sotto-bacini elementari (S > 30 ha) su base DTM

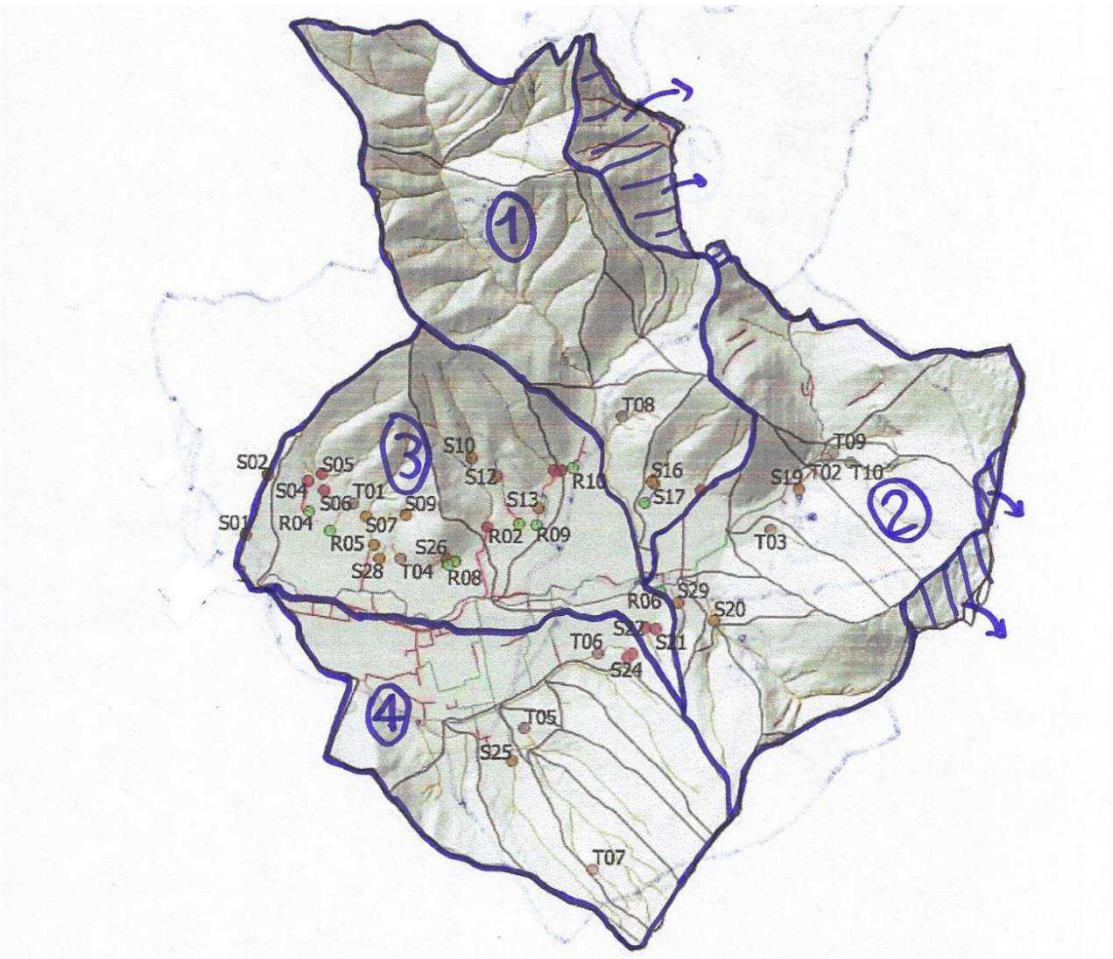


Figura 7 - Delimitazione dei sotto-bacini principali

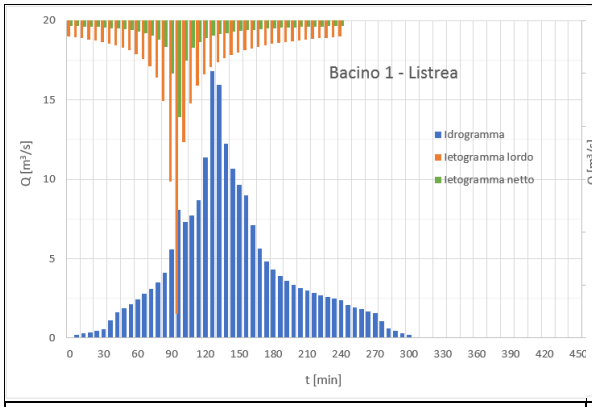
Su ognuno di questi sotto-bacini sono state svolte le seguenti elaborazioni:

- estrazione delle proprietà morfometriche, in particolare l'area, l'area cumulata e il tempo di concentrazione;
- costruzione della curva area - tempo (che nel modello della *corrivazione*, consigliato dal R.R. 7/2017, coincide con l'idrogramma istantaneo unitario, cioè con la risposta del bacino a una precipitazione di durata unitaria) alla sezione di chiusura;
- combinazione di tale curva con lo ietogramma netto per costruire l'idrogramma, cioè l'andamento della portata nel tempo, secondo il <u>modello della corrivazione</u>.

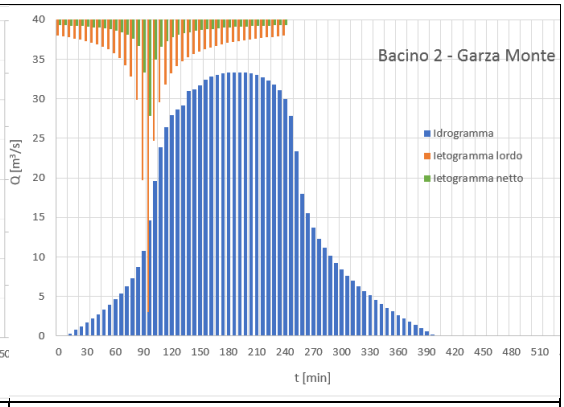
Nella Tabella 2 sono riportati gli idrogrammi relativi ai 4 sotto-bacini principali - rispetto al bacino rappresentato dall'intero territorio comunale - per il tempo di ritorno di 10 anni; in alto nel grafico è riportato lo ietogramma lordo (arancione) e netto (verde).

La sezione di chiusura del sotto-bacino 3 comprende anche i contributi degli altri sotto-bacini, in quanto i sotto-bacini 1 e 2 confluiscono a monte del 3, mentre il sotto-bacino 4 vi s'immette in prossimità della sezione di chiusura.

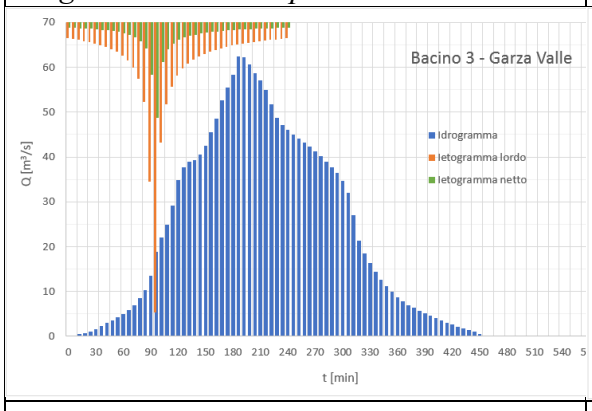
Questi idrogrammi sono qui definiti "naturali" per indicare il fatto che rappresentano la risposta del bacino alla precipitazione considerata, a prescindere dalla capacità di convogliamento dell'alveo, la quale determina l'effettiva entità della portata e quindi in ultima analisi dell'idrogramma di piena nella sezione di chiusura più a valle (sotto-bacino 3).



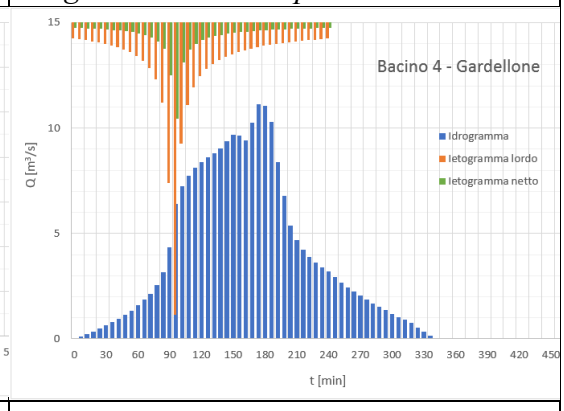
Idrogramma naturale per il sotto-bacino 1



Idrogramma naturale per il sotto-bacino 2



Idrogramma naturale per il sotto-bacino 3



Idrogramma naturale per il sotto-bacino 4

Tabella 2 - Idrogrammi naturali per una precipitazione di durata 4 ore con T_R = 10 anni

Invece la Tabella 2 seguente mette a confronto le portate al colmo di piena stimate dagli studi idraulici presi in esame per la sezione di chiusura (talora detta "Crocevia Nave") al confine con il Comune di Brescia, per diversi tempi di ritorno.

T_R [anni]	*Studio Taccolini*	*PGRA*	*R.R. 7/2017*
10	57	60	62,5
20	70		71,4
50	100		83,1
100	120	105	91,9

Tabella 3 - Portate al colmo di piena [m^3/s] fornite dalle diversi fonti disponibili per il torrente Garza alla sezione di chiusura presso il confine con il Comune di Brescia

4 MODELLAZIONE IDRODINAMICA DEL TERRITORIO COMUNALE

Le elaborazioni viste finora sono di tipo idrologico, mentre quelle descritte nel presente capitolo sono di natura idraulica, volte a simulare gli effetti degli eventi meteorici di progetto sui recettori e più in generale sul territorio comunale in esame.

4.1 INDIVIDUAZIONE DEI RECETTORI

Sono disponibili in formato digitale (*shapefile*) le planimetrie del reticolo idrico superficiale e del tracciato della rete fognaria.

Ai fini della successiva modellazione idraulica, è necessario conoscere le caratteristiche geometriche del reticolo e lo stato di consistenza della rete fognaria (tracciato, geometria delle tubazioni, ubicazione degli sfiori e scarichi) per poter determinare la ripartizione degli afflussi meteorici tra i suddetti recettori.

4.2 CARATTERIZZAZIONE DEL RETICOLO IDRICO SUPERFICIALE

Lo studio di gestione del rischio idraulico sul territorio comunale chiaramente è rivolto essenzialmente al centro abitato, pertanto la modellazione idraulica si è concentrata sul torrente Garza, che attraversa tutto il centro abitato e, come detto in precedenza, raccoglie anche i deflussi di tutti gli altri corsi d'acqua (in particolare i torrenti Listrea e Gardellone) ricadenti nel Comune di Nave.

Dal DTM (modello digitale del terreno) scaricato dal portale cartografico regionale è stato possibile ricavare la geometria dell'alveo e le sezioni trasversali.

Per quanto riguarda il reticolo idrico minore (RIM) di competenza comunale, al § 4.7 è riportata la rassegna della criticità segnalate dai tecnici del Comune.

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA RETE FOGNARIA

A2A Ciclo Idrico, ente gestore della rete fognaria, ha fornito le informazioni sulla rete (di tipo prevalentemente misto) e la sua caratterizzazione geometrica, la posizione dei punti di scarico nei corpi idrici (torrenti Garza, Listrea e Gardellone) e di spaglio sul terreno.

Ha inoltre segnalato le seguenti zone di criticità, dovute principalmente alla duplice funzione di scolo montano e collettamento della acque miste svolta dalle tubazioni

- via Sacca
- via Fossato
- via Monteclana
- via Maddalena

Infine ha messo a disposizione gli elaborati (calcoli e relazioni illustrative) del *Progetto generale di ristrutturazione e potenziamento della rete di fognatura, del collettamento e depurazione del Comune di Nave* del 1998. Tale progetto segnalava l'esigenza di estendere alcuni tratti di rete e sostituirne altri per adeguare le tubazioni alle portate di piena con $T_R = 10$ anni, calcolate con il metodo dell'invaso secondo Puppini (o metodo diretto) sulla base dei dati di pioggia (e dei relativi coefficienti delle LSPP) ricavati dal pluviografo di Brescia - ITAS Pastori. Pertanto i dati geometrici alla base di tali calcoli non

rispecchiano l'attuale stato di consistenza della rete, che invece è fornito dagli *shapefile* riportanti le informazioni citate all'inizio del presente paragrafo (tracciato e caratterizzazione geometrica dei tubi, posizione dei punti di scarico e di spaglio).

4.4 RIPARTIZIONE DELLE PORTATE

Come mostra la Tabella 3, le portate al colmo di piena determinate nel presente studio sono all'incirca uguali a quelle fornite dagli studi più recenti (Taccolini e PGRA) per il tempo di ritorno di 10 anni, mentre sono un po' inferiori per i tempi di ritorno maggiori.
Tenendo conto di ciò e del fatto che, tramite i vari manufatti di scarico, le portate di piena che transitano in fognatura vengono comunque restituite in buona parte al corso d'acqua, si è ritenuto più cautelativo e opportuno considerare tali portate interamente transitanti nell'alveo - fatte salve le possibili esondazioni - e quindi disaccoppiare la modellazione fluviale da quella della rete fognaria. Ciò consente un confronto più omogeneo con gli altri studi citati in precedenza, poiché anch'essi considerano l'intera superficie drenata dalla sezione di chiusura di volta in volta considerata.

4.5 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO SUPERFICIALE

La modellazione idraulica si è concentrata sul torrente Garza, che raccoglie gli altri corpi idrici principali (torrenti Listrea e Gardellone) e attraversa il centro abitato.
Nello specifico la propagazione della piena di progetto nel corso d'acqua in esame e nelle aree esondabili adiacenti è stata analizzata tramite il software HEC-RAS del Genio Militare statunitense, che rappresenta uno strumento di riferimento a livello internazionale per la modellazione idraulica, specialmente in ambito fluviale.
La versione utilizzata (5.0.5) supporta anche la gestione di modelli idraulici 2D e risolve sia le equazioni di diffusione dell'onda in 2D che le equazioni complete di Saint-Venant. In generale le equazioni di diffusione consentono un funzionamento più veloce e una maggiore stabilità, mentre quelle in forma completa sono applicabili a una gamma più ampia di problemi, ma la grande maggioranza delle situazioni può essere modellata con sufficiente precisione tramite le equazioni di diffusione, usate anche nel caso in esame.
L'algoritmo implicito ai volumi finiti utilizzato per la soluzione delle equazioni di moto bidimensionale consente di utilizzare *step* temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti e quindi di migliorare la stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi agli elementi finiti.
Poiché il software è stato progettato per utilizzare *mesh* di calcolo strutturate o meno, le celle possono essere triangoli, quadrati, rettangoli o anche elementi a cinque e sei facce; la maglia può essere una miscela di forme e dimensioni diverse delle celle e il contorno esterno della *mesh* di calcolo è definito con un poligono.
Le celle e le relative facce si basano sui dati del modello digitale del terreno DTM (*Digital Terrain* Model) sottostante. Ogni cella della maglia di calcolo è preliminarmente elaborata per sviluppare grafici delle proprietà idrauliche che vengono utilizzati nella

modellazione idraulica; inoltre ogni faccia delle celle viene valutata come una sezione trasversale dove vengono valutate le proprietà idrauliche.
L'acqua si muove in tutta la faccia (tra le celle) basandosi su tali dati; questo permette l'utilizzo di celle relativamente grandi senza perdite di dettaglio del terreno, col vantaggio di un minor numero di calcoli e quindi di tempi d'esecuzione più veloci.

4.5.1 Dati di base

La caratterizzazione geometrica dell'alveo è basata sul già citato DTM, opportunamente elaborato e sezionato in ambiente CAD per poi essere importato nel software HEC-RAS. Si precisa che è stato modellato il tratto di torrente a cielo aperto, a valle del tratto tombato che passa sotto lo stabilimento Duferco Sviluppo SpA; d'altra parte è quest'ultimo tratto, corrispondente in sostanza al sotto-bacino 3, che interessa maggiormente il centro abitato.
Le scabrezze, espresse in $s/m^{1/3}$ tramite il coefficiente *n* di Manning, sono state associate all'uso del suolo - analogamente a quanto fatto per i coefficienti di deflusso, cfr. § 3.3 - sulla base dell'esaustiva letteratura tecnica disponibile in materia.
Per quanto riguarda le portate, sono stati inseriti come input, distinti per ciascun tempo di ritorno, gli idrogrammi di piena ricostruiti come descritto al § 3.4.
Infine le condizioni al contorno inserite nel modello sono l'idrogramma di piena a monte e l'altezza di moto uniforme, definita immettendo nel programma la cadente energetica, a valle del tratto analizzato. Come condizioni iniziali sono stati inseriti valori plausibili di portate basse (indicativamente tra 1 e 5 m^3/s) per evitare il rischio di instabilità che si avrebbe eseguendo la modellazione con portata iniziale nulla.

4.5.2 Procedura

Anzitutto giova ricordare, in via generale, l'opportunità di validare le valutazioni eseguite con i software o metodi più complessi (e quindi potenzialmente più precise) tramite confronto con valutazioni speditive, o comunque svolte con metodi o strumenti più semplici, che consentono un maggiore controllo dei dati immessi e delle elaborazioni condotte su di essi per arrivare ai risultati.
In tal senso la modellazione in argomento si è svolta nelle tre fasi seguenti:

1. modellazione monodimensionale in moto stazionario con le portate al colmo di piena per i diversi tempi di ritorno in esame;
2. modellazione monodimensionale in moto non stazionario con gli idrogrammi di piena ricavati come descritto al § 3.4 e le aree esondabili adiacenti all'alveo (su entrambe le sponde) modellate come aree 2D connesse tramite strutture laterali;
3. modellazione bidimensionale (quindi non stazionaria, poiché il moto stazionario è definibile solo per una corrente monodimensionale) con i medesimi idrogrammi di piena della fase precedente ma un'unica area 2D che rappresenta sia l'alveo sia le zone esondabili a esso adiacenti.

Ulteriormente, un elemento da tener presente nel confronto tra diversi approcci di modellazione è rappresentato dai limiti del modello; nel caso specifico

- il DTM ha un passo 5x5 m, per cui alcuni dettagli anche importanti (ad esempio interruzioni o variazioni di quota delle sponde arginature) potrebbero sfuggire;
- il DTM fornisce una rappresentazione fedele (nei limiti della precisione di cui al punto precedente) del terreno ma non degli edifici, che in un contesto urbanizzato giocano un ruolo importante nella determinazione delle aree esondabili;
- è stato analizzato il tratto di alveo a cielo aperto che attraversa il centro abitato, a valle del complesso industriale Duferco;

Alla luce di queste considerazioni, i pro e contro specifici dei diversi approcci modellistici possono essere riepilogati come segue.

- La prima modellazione, di moto stazionario 1D, non è in grado di rappresentare il funzionamento della vasca di laminazione delle piene, ma in compenso è stabile (numericamente) e consente di controllare immediatamente l'effetto di una variazione/correzione della geometria o di altri parametri sui risultati.
- La seconda modellazione, di moto vario 1D+2D, ha richiesto numerose calibrazioni per risolvere i problemi di instabilità numerica; inoltre l'analisi di un'area vasta come quella in esame (torrente - seppure limitato al tratto di valle - più aree golenali adiacenti, in destra e sinistra idrografica, basate sul DTM sottostante) ha reso molto pesante il modello, che richiedeva dai 6 ai 10 giorni circa per eseguire ogni modellazione, rendendo molto più difficoltoso e meno immediato controllare gli effetti delle modifiche/correzioni ai dati di input sui risultati ottenuti; infine il collegamento tra alveo e area 2D adiacente è modellato come uno stramazzo, per cui la precisione del DTM è cruciale nel definire le quote di monte e valle, quindi l'eventuale rigurgito da valle dello stramazzo, il suo coefficiente di deflusso e, in ultima analisi, la portata che fuoriesce dalle sponde.
- La terza modellazione, di moto vario 2D, enfatizza ancor più i problemi di stabilità incontrati con la seconda, pertanto è stata subito scartata e non viene ulteriormente approfondita in questa sede.

4.5.3 Risultati

4.5.3.1 Modellazione 1D in moto stazionario

Di seguito si sintetizzano i risultati ottenuti per i vari tempi di ritorno.

- Evento di progetto con tempo di ritorno T_R = **10** anni → da monte a valle
  - si verificano esondazioni localizzate, parte in sponda sinistra e parte in destra, nella zona delimitata dalle vie Civelle e San Cesario e dal canale Minera (similmente a quanto indicato nella carta PGRA dello scenario H di pericolosità elevata, che però segnala esondazioni solo in sinistra)
  - vi sono modeste fuoriuscite in sponda destra poco a valle del parco urbano del Garza (nell'area tra il torrente e il canale Minera)
  - vi sono esondazioni, prima in sponda sinistra e poi in misura minore anche in destra, in prossimità dell'incrocio tra via Muratello e via Edison

- più a valle si rilevano sporadiche fuoriuscite in sponda sinistra, nell'area ubicata tra il torrente e via Edison
- le esondazioni risultanti nelle sezioni più a valle (ad esempio tra il torrente e via Prada) sono dovute al fatto che il modello stazionario non è in grado di modellare il funzionamento della vasca di laminazione, di conseguenza **non** si considerano tali aree esondabili.

- Evento di progetto con tempo di ritorno T_R = **50** anni → da monte a valle
  - si verificano esondazioni sia in sponda sinistra che destra nella zona di via Civelle - San Cesario (simili a quelle indicate dalla carta PGRA dello scenario M di pericolosità media, ma un po' spostate verso valle)
  - vi sono esondazioni su entrambe le sponde nella zona tra il campo sportivo e il parco urbano del Garza
  - si rilevano varie fuoriuscite in sponda sinistra in corrispondenza dell'area compresa tra il torrente e via Edison (indicata anche dalla suddetta carta PGRA per lo scenario M di pericolosità media)
  - in questo caso aumentano le esondazioni sia in sponda destra che in sinistra nell'ultimo tratto a valle, come nella carta PGRA, ma su questo aspetto si rimanda al progetto della vasca di laminazione (sviluppato successivamente agli *Studi di fattibilità*, studi idraulici monografici sui corsi d'acqua più significativi del bacino padano, recepiti nel PGRA) da cui risulta che non si verificano esondazioni né a monte né a valle della vasca stessa per un ampio tratto di alveo analizzato.
- Evento di progetto con tempo di ritorno T_R = **100** anni → scenario sostanzialmente analogo al precedente (T_R = 50 anni); da monte a valle
  - si verificano esondazioni sia in sponda sinistra che destra, più estese verso monte rispetto al precedente scenario, nella zona delimitata da via Civelle e San Cesario e dal canale Minera (come quelle indicate dalla carta PGRA dello scenario M di pericolosità media, ma un po' più estese verso valle)
  - si estendono verso monte le esondazioni su entrambe le sponde nella zona tra il campo sportivo e il parco urbano del Garza
  - si rilevano varie fuoriuscite in sponda sinistra in corrispondenza dell'area compresa tra il torrente e via Edison (analoghe allo scenario precedente e alla suddetta carta PGRA per lo scenario M di pericolosità media)
  - valgono le considerazioni già fatte sull'effetto della vasca di laminazione, grazie alla quale non si verificano esondazioni - né a monte né a valle della vasca stessa - anche in condizioni di piena centenaria.

Di seguito si riportano le immagini in 3D delle sezioni trasversali, ricavate direttamente dagli output del software HEC-RAS.

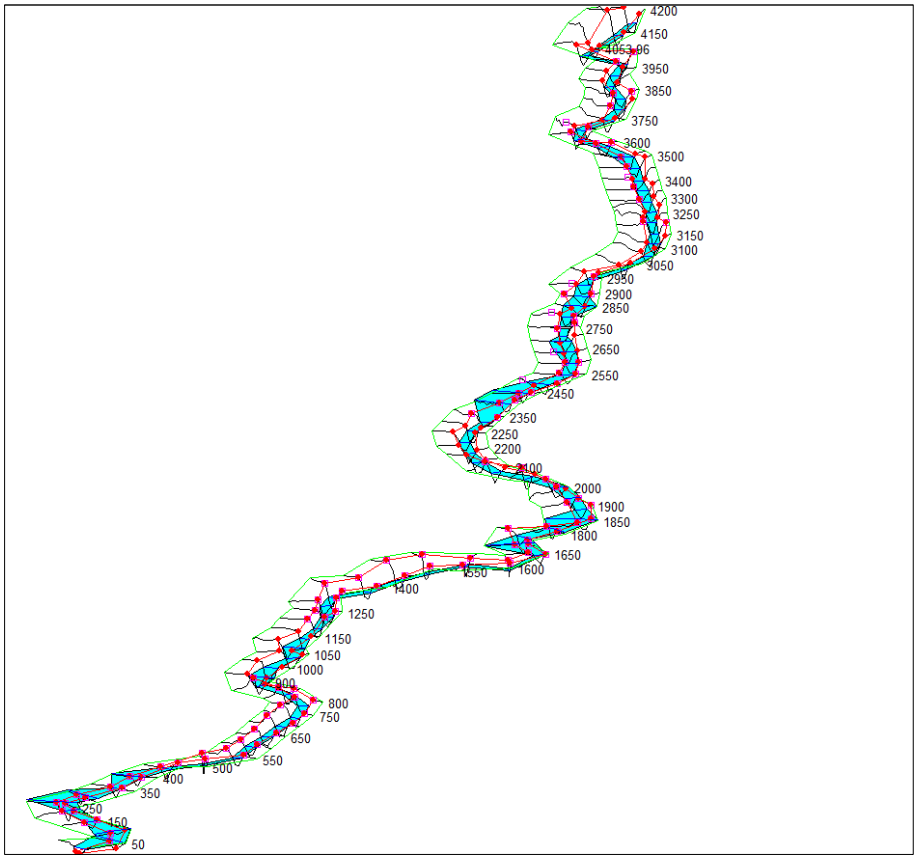


Figura 8 - Vista 3D delle sezioni d'alveo per la modellazione di piena con T_R = 10 anni

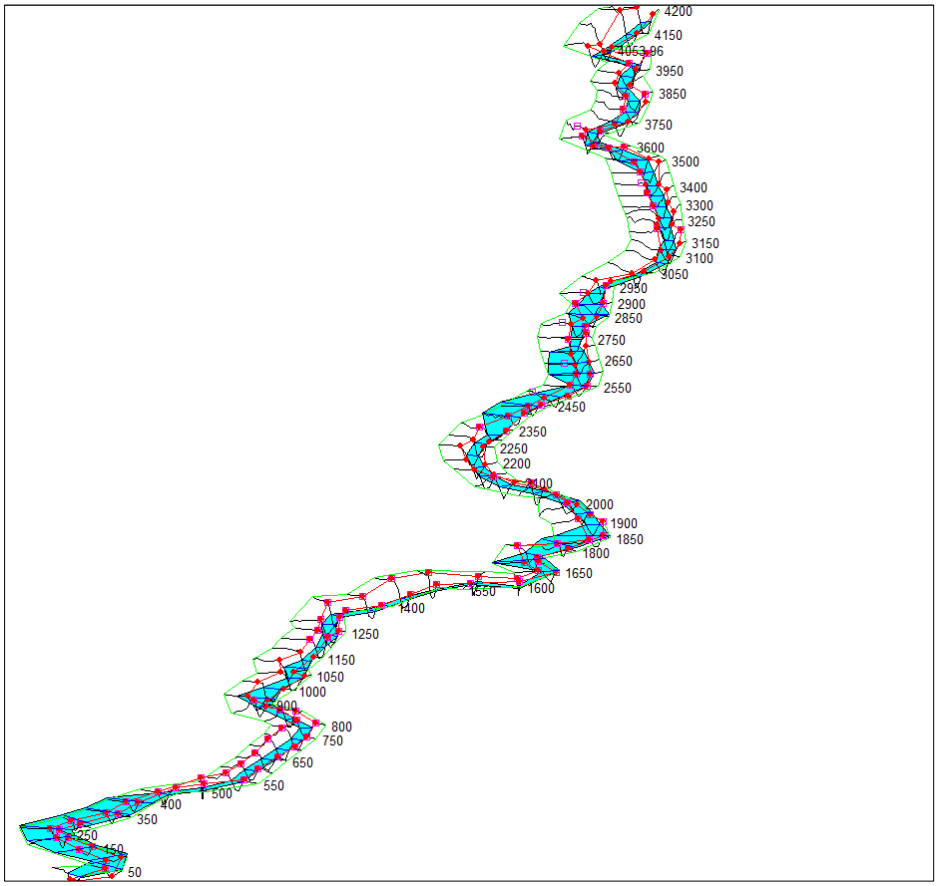


Figura 9 - Vista 3D delle sezioni d'alveo per la modellazione di piena con T_R = 50 anni

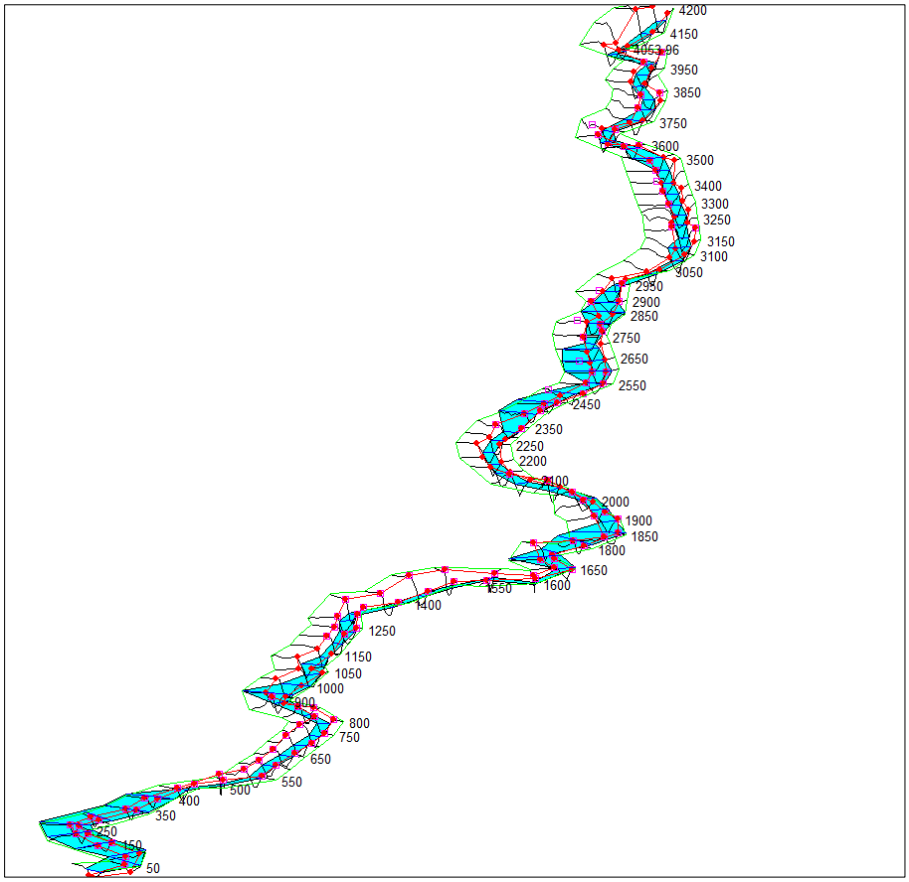


Figura 10 - Vista 3D delle sezioni d'alveo per la modellazione di piena con T_R = 100 anni

4.5.3.2 Modellazione 1D+2D in moto vario

Per la modellazione con tempo di ritorno T_R = 10 anni, l'estensione delle aree esondate determinate dal modello di calcolo evidenzia alcune analogie e alcune differenze rispetto alla cartografia del PGRA (v. Figura 12) come di seguito illustrato.

- Anzitutto, come spiegato al § 4.5.1, è stato considerato il tratto di torrente Garza a cielo aperto, pertanto l'idrogramma calcolato al § 3.4 (Tabella 2 in particolare) è stato immesso appena a valle del complesso industriale (*Duferco Sviluppo SpA*) che in realtà, come si evince dalla Figura 13 seguente, provoca un'esondazione a monte e quindi una diminuzione dell'onda di piena che prosegue verso valle.
- Come accade spesso nel modellare il passaggio della portata da un alveo con moto 1D a un'adiacente area di moto 2D, in alcuni passi di calcolo si sono verificate instabilità numeriche, a causa delle quali sono state ottenute altezze massime esageratamente alte, soprattutto nella sezione a monte (appena a valle del complesso industriale) dove viene immesso l'idrogramma di piena; in Figura 11 sono state evidenziate in grigio le aree con le profondità idriche maggiori di 2 m.
- In sponda idraulica destra, cioè verso Nord, dove si sviluppa la maggior parte del centro abitato, l'area esondabile è limitata dalla S.P. 237 - via Brescia, in accordo con la cartografia del PGRA. Nella modellazione del presente studio però tale area ha un'estensione maggiore che nel PGRA, coerentemente con il valore piuttosto

elevato della portata al colmo (cfr. Tabella 3) e con la limitazione dell'analisi al tratto a cielo aperto, che fa "perdere" l'effetto di laminazione per l'esondazione che si verifica a monte del complesso industriale, dove il torrente è tombato.

- In sponda sinistra l'area esondabile risultante dalla modellazione è più estesa di quella cartografata dal PGRA, ma va detto che si tratta principalmente di altezze d'acqua molto ridotte (valori massimi di pochi decimetri) per cui la presenza di piccoli dislivelli del terreno - non sempre rappresentabile in modo adeguato dal DTM con passo 5 m - e ancor più di edifici e altri ostacoli limiterebbe in realtà l'estensione dell'area allagata (come del resto fa intuire la presenza di alcune zone che risultano asciutte all'interno delle aree di esondazione).
- La maggiore estensione (rispetto al PGRA) delle aree che risultano esondabili nel presente studio è dovuta alle approssimazioni e ipotesi di lavoro[2] alla base della modellazione, per cui sono da ritenersi sicuramente cautelative.
- In conclusione le aree esondabili a seguito dell'evento meteorico di progetto con tempo di ritorno di 10 anni sono, partendo da monte
  - area in sponda destra e sinistra delimitata dalle vie San Cesario, Minera (e dall'omonimo canale) e Civelle presso l'immissione del torrente Listrea;
  - area in sponda sinistra tra il torrente e via San Cesario (presso l'omonima chiesa e più a valle)
  - aree in sponda destra e sinistra presso il Parco urbano del Garza, che nella presente modellazione si estendono maggiormente in destra idraulica (fino a via Brescia - S.P. 237) e verso valle rispetto alla fascia M cartografata dal PGRA, perché non considerano l'effetto di contenimento degli edifici;
  - aree in sponda sinistra tra il torrente e via Edison, che nella modellazione risulta più estesa di quanto sarà realmente, perché il passo spaziale del DTM non consente di cogliere l'andamento del terreno e del rilevato stradale, che delimita l'area allagata;
  - infine si ritiene che, a differenza di quanto risulta dal modello, <u>non sia esondabile l'area in sponda idraulica destra oltre via Industriale</u>, per l'effetto di contenimento degli argini (che potrebbero non essere resi adeguatamente dal DTM 5x5 m) e degli edifici presenti e soprattutto per l'effetto

[2] In sintesi: (1) idrogramma di piena concentrato immesso a valle del tratto tombato, (2) esondazioni nel tratto a monte del centro abitato non analizzato nel presente studio; (3) DTM con passo 5x5 m che non consente di modellare con grande precisione la topografia del centro abitato e che rappresenta l'andamento del terreno ma non gli edifici e in generale i manufatti che influenzano e ostacolano il deflusso.
In particolare le prime 2 approssimazioni hanno sicuramente un effetto cautelativo, cioè peggiorativo dei risultati in termini di pericolosità idraulica.

di riduzione del picco di piena operato dalla vasca di laminazione in sponda sinistra.

- Oltre a queste aree vi è quella a monte del citato complesso industriale *Duferco*, non modellabile con il software di modellazione idraulica utilizzato nel presente studio ma individuata dalla cartografia del PGRA e parzialmente confermata dal rilievo visivo effettuato sul posto, in cui non s'è potuto visionare il restringimento della sezione del torrente all'imbocco del tratto coperto (poiché l'area è cintata e non è possibile avvicinarsi a tale imbocco) ma almeno prendere visione dell'area pianeggiante interessata dall'esondazione.

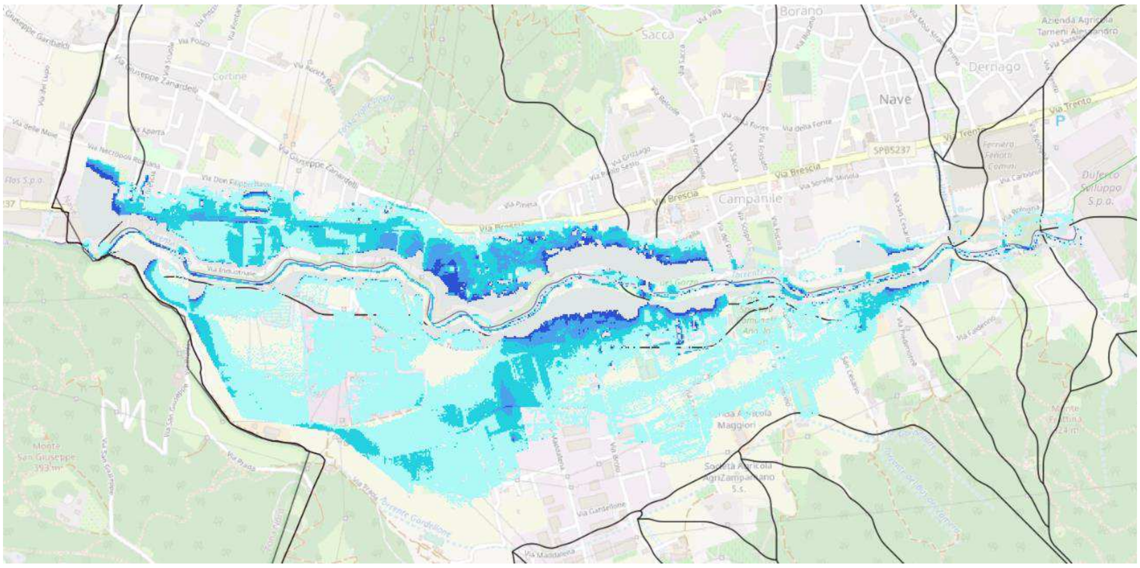


Figura 11 - Mappa dei tiranti idrici per la modellazione di piena con T_R = 10 anni. Le 4 gradazioni di blu, dalla più chiara alla più scura, indicano le altezze d'acqua massime (inviluppo dei valori massimi calcolati): <0,5 m; 0,5 - 1,0 m; 1,0 - 1,5 m; 1,5 - 2 m.

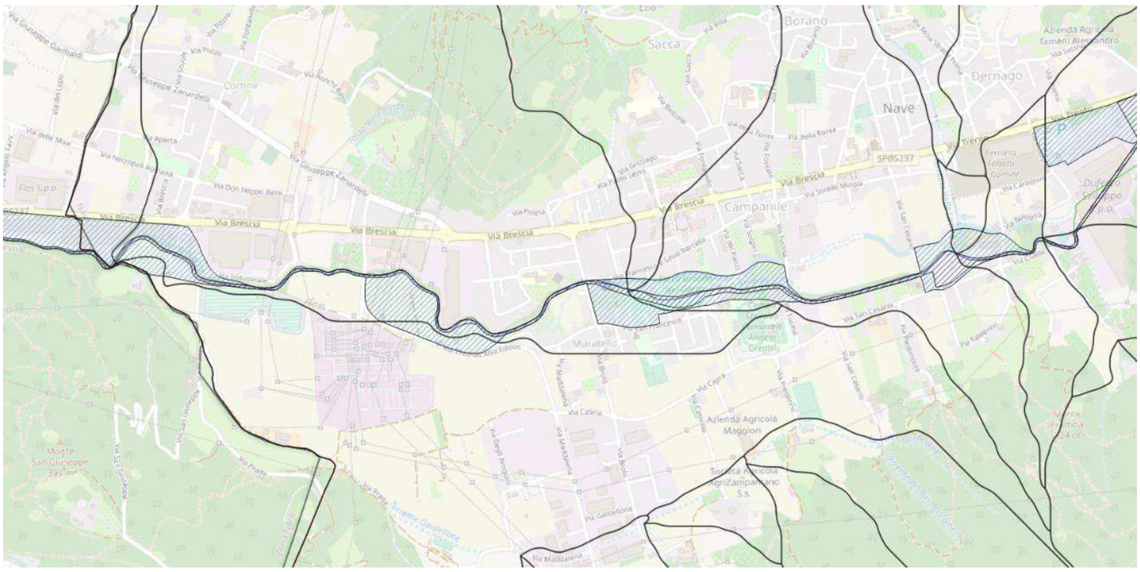


Figura 12 - Mappa della fascia M (frequenza media) e H (frequenza elevata, all'interno della precedente) del PGRA dell'Autorità di Bacino Distrettuale del fiume Po

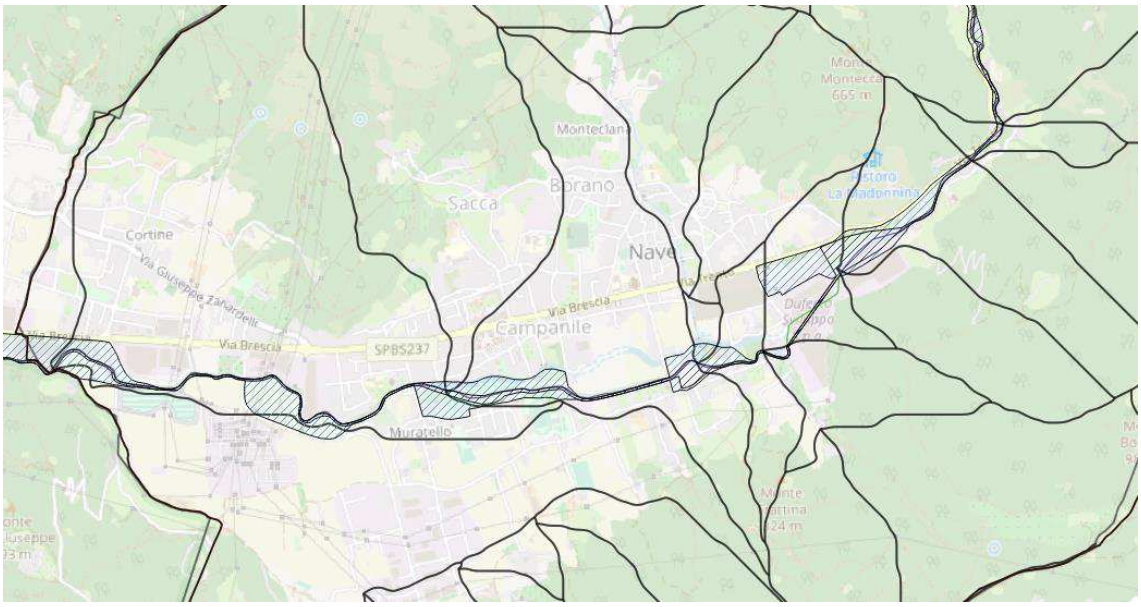


Figura 13 - Mappa della fascia M e H del PGRA su tutto il comune

Per la modellazione con tempo di ritorno T_R = 50 anni, ferma restando la validità delle considerazioni generali (modello limitato al tratto a cielo aperto a valle del complesso industriale, presenza di instabilità numeriche, area esondabile in sponda destra limitata dalla S.P. 237) sopra esposte per l'evento di riferimento con tempo di ritorno decennale, si può concludere che risultano esondabili le seguenti aree.

- Aree, praticamente coincidenti con la cartografia del PGRA, delimitate in sponda destra e sinistra dalle vie San Cesario, Minera (e dall'omonimo canale) e Civelle presso l'immissione del torrente Listrea.
- Aree in sponda destra e sinistra presso il Parco urbano del Garza, anch'esse analoghe alla delimitazione del PGRA.
- Area in sponda sinistra, non indicata sul PGRA, tra il torrente e via San Cesario (e, proseguendo verso valle, via Capra).
- Area in sponda sinistra tra il torrente e via Edison, che nella modellazione risulta più estesa rispetto alla fascia M del PGRA, la quale appare delimitata dalla suddetta via Edison.
- Area della vasca di laminazione in sponda sinistra.

Anche in questo caso, sulla scorta dell'approfondita analisi idraulica per la progettazione della vasca di laminazione a opera dello Studio Taccolini, si ritiene che <u>non sia soggetta a esondazioni l'area in sponda idraulica destra oltre via Industriale</u>, a differenza di quanto risulta dal modello.

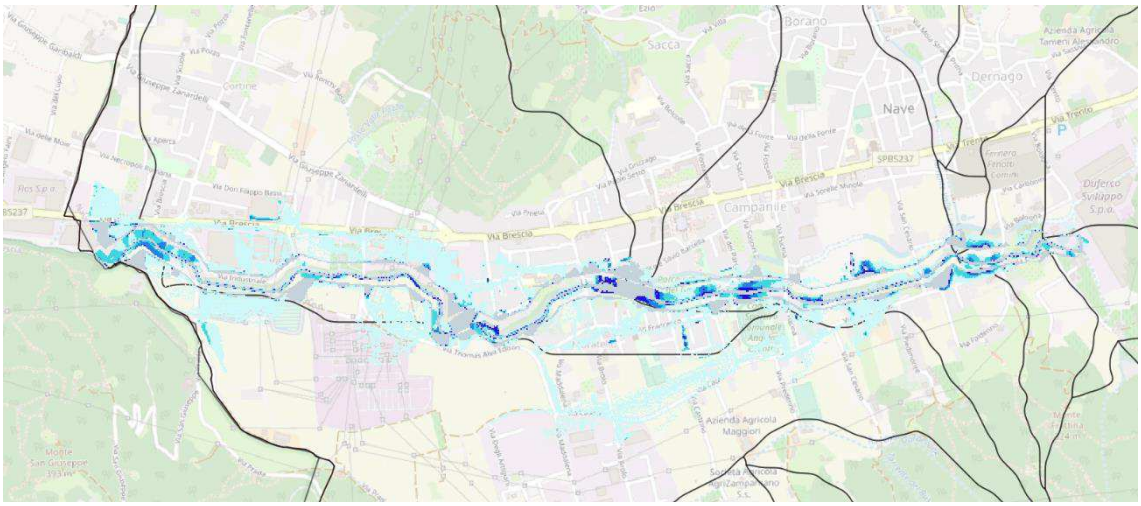


Figura 14 - Mappa dei tiranti idrici per la modellazione di piena con T_R = 50 anni

Alla luce del lungo tempo (6 -10 giorni, come detto) richiesto per l'esecuzione numerica del modello, delle criticità finora evidenziate e richiamate nelle conclusioni del § 4.5.3.3 seguente, è stata omessa la modellazione dell'evento con T_R = 100 anni.

4.5.3.3 Conclusioni

Alla luce di quanto esposto nei paragrafi precedenti, si ritiene più affidabile il modello di moto stazionario 1D, che è risultato più stabile e ha fornito risultati più aderenti a quelli del PGRA vigente.

Di conseguenza, ai fini del presente studio di gestione del rischio idraulico, si considerano valide le aree esondabili definite al § 4.5.3.1.

4.6 MODELLAZIONE IDRAULICA DELLA RETE FOGNARIA

La rete fognaria è stata studiata in condizioni di moto stazionario per le portate di piena di progetto corrispondenti ai tempi di ritorno prescritti dal Regolamento Regionale.

4.6.1 Tracciato e geometria della rete

Lo stato di consistenza della rete fognaria, in termini di tracciato, materiali e caratteristiche geometriche (lunghezza, pendenza, forma e dimensioni della sezione) delle tubazioni, è basato sugli *shapefile* forniti dal gestore, come detto al § 4.3.

4.6.2 Portate meteoriche di progetto

Dopo aver esaminato la documentazione progettuale del 1998 di cui al § 4.3, si è ritenuto preferibile utilizzare anche nel presente studio il metodo dell'invaso secondo Puppini, in modo da mantenere l'omogeneità dei calcoli e quindi la confrontabilità dei risultati.

Si è nondimeno ritenuto opportuno aggiornare i dati idrologici di input, adottando le LSPP fornite da ARPA e determinate al § 3.1; di conseguenza, per mantenere l'analogia formale con l'usuale formula monomia $h = a \cdot t^n$ delle LSPP, in questo caso al posto del parametro a (che rappresenta la precipitazione di durata 1 ora) si è utilizzato $a_1 \cdot w_T$, con i significati dei simboli illustrati sempre nel § 3.1.

Con queste premesse, la portata di progetto per la verifica della rete si calcola, per ciascun tratto e per ciascun tempo di ritorno, con la formula seguente

$$Q_T = A \cdot u_T = A \cdot 2168 \cdot n' \cdot \frac{\left(\varphi_m \cdot \frac{a'}{1000}\right)^{\frac{1}{n'}}}{V^{\frac{1}{n'}-1}}$$

dove il coefficiente udometrico u_T - funzione del tempo di ritorno - è espresso in l/s/ha, mentre i parametri ragguagliati all'area si calcolano come segue

$$n' = (n + 0{,}0175 \cdot A/100) \cdot 4/3$$
$$a' = a \cdot (n + 0{,}0175 \cdot A/100)$$

avendo espresso in ettari l'area A del sub-bacino sotteso dalla tubazione.
Tale portata viene confrontata con quella convogliabile dal tratto di rete in esame, determinata con la formula di Kutter

$$Q = \frac{A \cdot \sqrt{R \cdot i}}{m + \sqrt{R}} \cdot 100 \cdot \sqrt{R}$$

dove $R = A/C$ [m] è il raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area e il perimetro bagnato della tubazione, mentre il coefficiente di scabrezza m vale 0,20 per il PVC e 0,35 per il calcestruzzo, sempre per mantenere l'omogeneità e la possibilità di confronto con i calcoli del citato progetto del 1998.

4.6.3 Procedura di verifica

Come già detto, è stato mantenuto lo schema di calcolo - molto approfondito e basato sui dati di dettaglio di ogni singolo tratto di fognatura e relativo sotto-bacino drenato - alla base del progetto del 1998, innestandovi i dati idrologici e precisamente i parametri delle LSPP raccomandati dal R.R. 7/2017. In questo modo è stato possibile modellare anche i tempi di ritorno di 50 e 100 anni richiesti dal R.R. 7/2017 oltre a quello di 10 anni, l'unico che viene considerato nel progetto del 1998 e per cui sono quindi disponibili i parametri pluviometrici a e n ricavati dal pluviografo di Brescia - ITAS Pastori.
Si è immediatamente notato come, anche a parità di tempo di ritorno, i valori del coefficiente udometrico e quindi della portata di piena di progetto aumentassero notevolmente, diventando mediamente <u>2-3 volte maggiori</u> di quelli ottenuti nel progetto del 1998.
La situazione è rimasta sostanzialmente uguale adottando le altre formule disponibili in letteratura per il calcolo dei coefficienti ragguagliati n' e a'; si tratta di formule dalla struttura analoga a quelle riportate al § 4.6.2, ma con valori lievemente differenti delle costanti numeriche, il cui utilizzo non ha cambiato in modo apprezzabile i valori del coefficiente udometrico e della portata di progetto per i vari tratti di tubazione.
La ragione di questa criticità sta nelle formule utilizzate nel progetto del 1998; infatti la letteratura tecnica in materia (in particolare: Becciu e Paoletti, *Fondamenti di costruzioni idrauliche*, 2011 - UTET, cap. 9 - *Fognature*, § 7.3.4.3 - *Metodo italiano diretto*) segnala che il metodo utilizzato per la stima della portata critica, oltre a essere discutibile per le

ipotesi (portata critica esattamente pari, per la durata critica, alla portata di riempimento della rete nella sezione di volta in volta considerata) su bui si basa, risulta poco affidabile per l'estrema variabilità dei risultati da esso forniti in relazione all'incertezza di stima dei parametri. Questo è dovuto in particolare agli esponenti - *1/n'* e *(1/n' -1)* - sensibilmente maggiori dell'unità che compaiono nella formula per il calcolo del coefficiente udometrico e quindi della portata di progetto.

A tal proposito si è rilevato che, rispetto alle formule riportate in letteratura, il coefficiente moltiplicativo **4/3** nell'espressione di *n'* è stato introdotto dai progettisti di ASM nel 1998, verosimilmente per ricondurre a valori più ragionevoli l'entità della portata meteorica di progetto. Nella medesima ottica, visto che il minor valore del parametro *n* (da 0,41 a 0,29) fornito da ARPA dà luogo a un coefficiente udometrico e quindi a una portata di gran lunga (~2-3 volte, come detto) maggiore, è stato variato per tentativi il coefficiente moltiplicativo, adottando alla fine il valore **2**, che ha consentito di ottenere portata meteoriche sempre maggiori di quelle del 1998, ma quantomeno dello stesso ordine di grandezza.

4.6.4 Risultati dei calcoli

Tutte le tubazioni della rete fognaria risultano verificate per le portate di piena corrispondenti all'evento meteorico di riferimento con T_R = 10 anni.

Invece, per i tempi di ritorno di 50 e 100 anni, alcuni tratti della rete vanno in crisi, cioè non sono in grado di convogliare la portata di piena di progetto, oppure presentano un grado di riempimento molto elevato, superiore all'80%.

4.6.4.1 Evento meteorico con T_R = 10 anni

Tutti i tratti sono verificati per la portata di piena di progetto, salvo alcune tubazioni che la convogliano con grado di riempimento maggiore dell'80%, sia con i parametri delle LSPP del pluviometro di Brescia - ITAS Pastori che con quelli forniti da ARPA.

Di seguito si riporta a scopo esemplificativo una tabella riassuntiva dei risultati dei calcoli per il sotto-bacino **M7**, che comprende un numero ridotto di tubazioni e quindi si presta a essere visualizzato in modo leggibile ed efficace.

In questa tabella e nelle successive, relative ai tempi di ritorno maggiori, sono evidenziati in rosso i tratti non verificati e in arancione quelli con riempimento maggiore dell'80%.

N_{tub}	A_{cum} [ha]	φ medio	Materiale	D [mm]	i [%]	Q_{tub} [l/s]	$Q_{Pastori}$ [l/s]	Q_{ARPA} [l/s]
1	1,62	0,52	PVC	400	0,5%	172	114	121
2	0,34	0,35	PVC	300	1,0%	112	18	19
3	0,86	0,18	PVC	500	0,5%	314	4	6
4	2,15	0,26	PVC	600	0,2%	323	24	31
5	6,95	0,35	PVC	600	0,5%	511	165	195
6	7,46	0,35	PVC	600	0,5%	511	171	202

Tabella 4 - Sintesi dei risultati relativi al sotto-bacino M7 per T_R = 10 anni

4.6.4.2 Evento meteorico con T_R = 50 anni

Non risultano verificati, o perché la portata di piena di progetto è maggiore della massima convogliabile dalla tubazione o perché transita con un grado di riempimento maggiore dell'80%, i tratti riportati nella tabella seguente.

Bacino	**Numero di tratti**	**Numero di tratti non verificati**	**Numero di tratti con riempimento >80%**
M1	16	4	3
M2	67	12	14
M3	24	2	3
M4	36	8	8
M5	43	9	9
M6	46	5	12
M7	6	1	2
M8	83	26	10
M9	48	13	7
M10	30	0	3
M11	38	6	7
M12	9	7	1
M13	10	1	3
M14	12	3	1
M15	3	0	2
M16	8	1	2
M17	30	3	6
M18	28	15	7
M19	11	5	4

Tabella 5 - Tabella riepilogativa degli esiti delle verifiche per T_R = 50 anni

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei risultati dei calcoli, sempre relativa al sotto-bacino **M7**. Per i tempi di ritorno diversi da 10 anni non è disponibile per confronto la portata calcolata con i parametri delle LSPP ricavati dal pluviometro di Brescia - ITAS Pastori, perché nel progetto 1998 tali parametri sono riportati solo per l'evento decennale.

N_{tub}	A_{cum} [ha]	φ medio	Materiale	D [mm]	i [%]	Q_{tub} [l/s]	Q_{ARPA} [l/s]	Verifica
1	1,62	0,52	PVC	400	0,5%	172	196	NO
2	0,34	0,35	PVC	300	1,0%	112	30	OK
3	0,86	0,18	PVC	500	0,5%	314	10	OK
4	2,15	0,26	PVC	600	0,2%	323	50	OK
5	6,95	0,35	PVC	600	0,5%	511	428	OK
6	7,46	0,35	PVC	600	0,5%	511	440	OK

Tabella 6 - Sintesi dei risultati relativi al sotto-bacino M7 per T_R = 50 anni

4.6.4.3 Evento meteorico con T_R = 100 anni

Non risultano verificati, o perché la portata di piena di progetto è maggiore della massima convogliabile dalla tubazione o perché transita con un grado di riempimento maggiore dell'80%, i tratti riportati nella tabella seguente.

Bacino	**Numero di tratti**	**Numero di tratti non verificati**	**Numero di tratti con riempimento >80%**
M1	16	6	2
M2	67	23	7
M3	24	4	5
M4	36	12	6
M5	43	15	7
M6	46	13	7
M7	6	1	2
M8	83	32	10
M9	48	19	5
M10	30	3	1
M11	38	12	4
M12	9	7	1
M13	10	4	0
M14	12	4	1
M15	3	2	0
M16	8	3	2
M17	30	7	4
M18	28	21	2
M19	11	7	4

Tabella 7 - Tabella riepilogativa degli esiti delle verifiche per T_R = 100 anni

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei risultati dei calcoli per il sotto-bacino **M7**. Vale quanto detto al paragrafo precedente sull'impossibilità del confronto con le portate calcolate utilizzando i parametri delle LSPP del pluviometro di Brescia - ITAS Pastori.

N_{tub}	A_{cum} [ha]	φ medio	Materiale	D [mm]	i [%]	Q_{tub} [l/s]	Q_{ARPA} [l/s]	Verifica
1	1,62	0,52	PVC	400	0,5%	172	232	NO
2	0,34	0,35	PVC	300	1,0%	112	36	OK
3	0,86	0,18	PVC	500	0,5%	314	12	OK
4	2,15	0,26	PVC	600	0,2%	323	59	OK
5	6,95	0,35	PVC	600	0,5%	511	487	OK
6	7,46	0,35	PVC	600	0,5%	511	501	OK

Tabella 8 - Sintesi dei risultati relativi al sotto-bacino M7 per T_R = 100 anni

4.6.4.4 Conclusioni

Premesso che la fognatura è progettata per un tempo di ritorno di 10 anni e quindi è inevitabile che buona parte delle tubazioni vadano in crisi per i tempi di ritorno maggiori, si ritiene di poter evidenziare le seguenti zone di maggiore criticità sulla base del numero (e della percentuale sul totale) dei tratti che risultano inadeguati all'interno del sotto-bacino:

- bacini M1 e M2 → settore ovest del centro abitato, verso il confine con il comune di Brescia (vie San Marco, Zanardelli, Brescia);
- bacini M6, M8 e M9→ zona a Nord di via Brescia - SP 237, dove si trovano le vie Moreni, Sacca, Fossato e Monteclana segnalate dal gestore come zone critiche (v. § 4.3) e il tratto di via San Cesario verso il torrente Garza (in sponda destra);
- bacini M18 e M19→ zona delle vie Brolo, Gardellone e Maddalena (segnalata dal gestore delle rete come critica).

4.7 CRITICITÀ RISCONTRATE SUL RIM

Di seguito, recependo le indicazioni fornite dalla U.O. *Lavori Pubblici, Manutenzioni e Protezione Civile* del Comune di Nave, sono esposte le criticità idrauliche che nell'ultimo decennio hanno interessato il Reticolo Idrico Minore (RIM) di competenza comunale.

- La maggior parte dei problemi si sono verificati nella zona di Cortine
    - rio Valle delle Moie di Cortine, che nel scendere in paese viene intubato, con una sezione stretta; si crea un rigurgito che ha causato esondazioni nel settembre 2011 e nel marzo 2013 su via Zanardelli (v. foto seguenti) finché è stata eseguita una sistemazione, corrispondente al manufatto S27 sulle carte del RIM, a seguito della quale non sono stati più riscontrati problemi (ad ogni buon conto si segnala che i problemi erano in prevalenza dovuti non ai grandi eventi diffusi, bensì a scrosci molto localizzati che non creavano problemi - o che addirittura non si verificavano - nel resto del territorio comunale)
    - fosso adiacente al precedente che esondava sempre per il rigurgito creato dall'intubamento della sezione (finché è stato realizzato un grande sghiaiatore con spaglio, corrispondente al manufatto S28+R11 sulle carte RIM)
    - fosso Ca' Magoni con una griglia inadeguata che tende a intasarsi e creare esondazioni presso il cimitero (R05)
- Più a monte, verso il centro del paese, si sono verificati problemi (in particolare l'allagamento di una casa) nella zona di via Sacca e via Fossato
- Invece più a sud (sponda idrografica sinistra del Garza)
    - presso via San Cesario arriva una rio senza nome (correntemente detto rio Monte Frattina per la sua provenienza) che presso una stazione di pompaggio del gas è stato intubato (S29) in una sezione troppo piccola (100-120 mm) e sempre intasata, per cui allaga spesso l'area circostante

- su via Piedimonte vi è uno sghiaiatore a monte dell'ingresso in fognatura (S23 o S24?) ma il tubo ha una sezione troppo piccola, per cui l'acqua si riversa sulle case sottostanti quando esso è troppo pieno
- il rio Castrino si ferma e spaglia sul terreno, allagando un'ampia zona dove si trova un'azienda agricola con abitazione; a monte è stata realizzata una briglia per trattenere il materiale solido, mentre il progetto di completare la sistemazione deviando una parte delle acque verso un rio vicino (dotato di una sezione più ampia) si è arenata per questioni legate alla proprietà delle aree.

In conclusione si riportano alcune foto degli eventi citati.

Figura 15 - Evento del settembre 2011 su via Zanardelli

Figura 16 - Conseguenze dell'evento del settembre 2011 sulle abitazioni di via Zanardelli

Figura 17 - Evento del marzo 2013

Figura 18 - Evento del marzo 2013

Figura 19 - Evento del marzo 2013

Figura 20 - Ponte stradale sul fosso Valle del Cannone presso il confine con Bovezzo

Figura 21 - Ponte della foto precedente durante l'evento del marzo 2013

5 MAPPATURA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA

Sono fornite in allegato le carte della pericolosità idraulica sul territorio comunale per i vari tempi di ritorno presi in esame.

Per completezza si riportano di seguito alcuni stralci delle stesse.

Si segnala che per i tempi di 10 e 100 anni viene riportata anche la mappatura del PGRA per lo scenario rispettivamente H (alta frequenza di esondazione) e M (frequenza media).

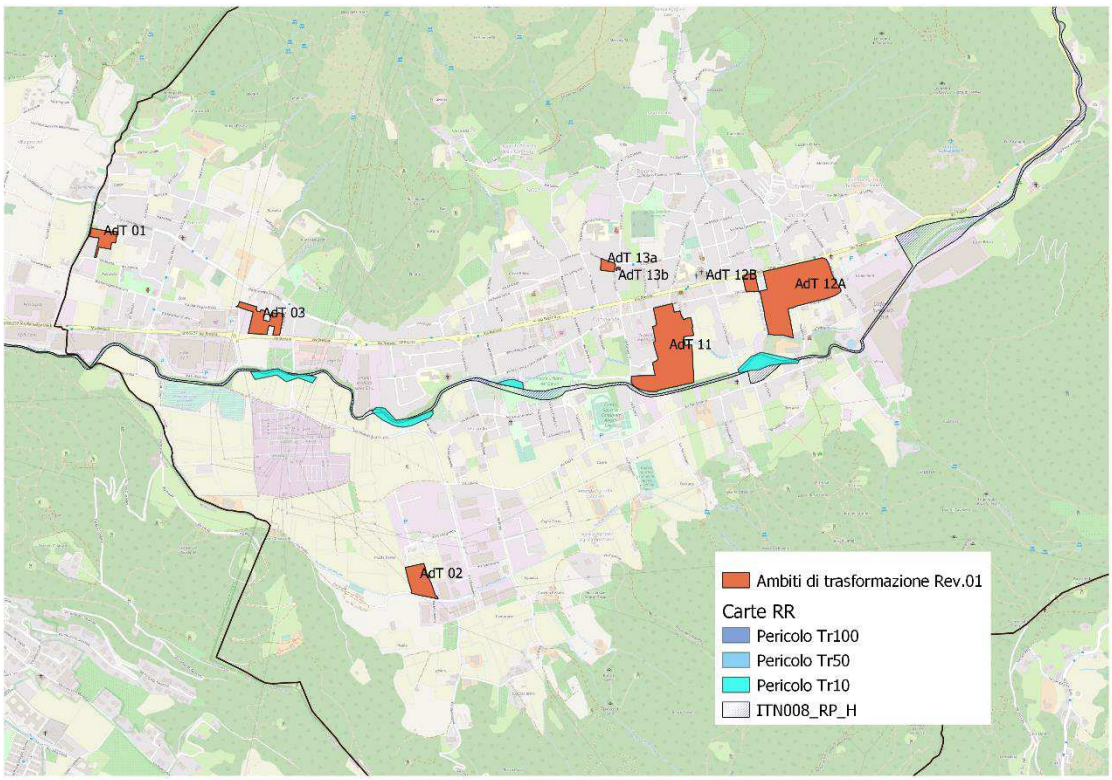


Figura 22 - Carta della pericolosità T_R = 10 anni (aree azzurre) a confronto con le aree esondabili tratteggiate corrispondenti allo scenario H (frequenza elevata) del PGRA

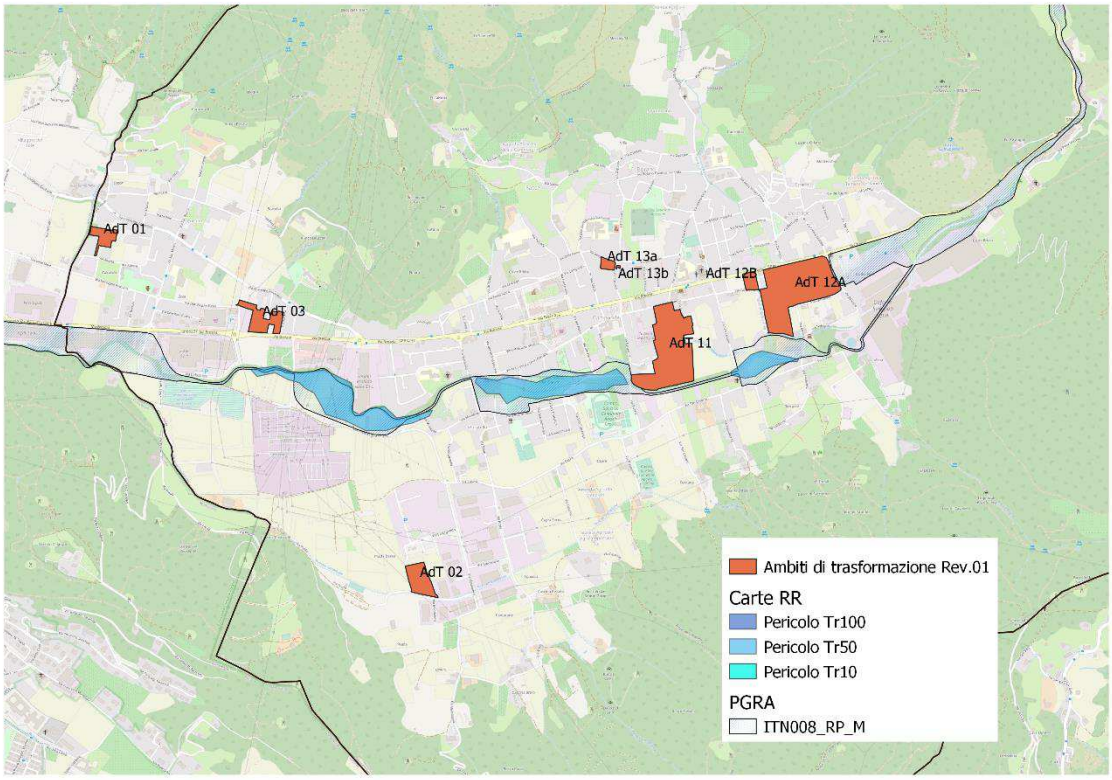


Figura 23 - Carta della pericolosità T_R = 50 anni (aree blu chiare) a confronto con le aree esondabili tratteggiate corrispondenti allo scenario M (frequenza media) del PGRA

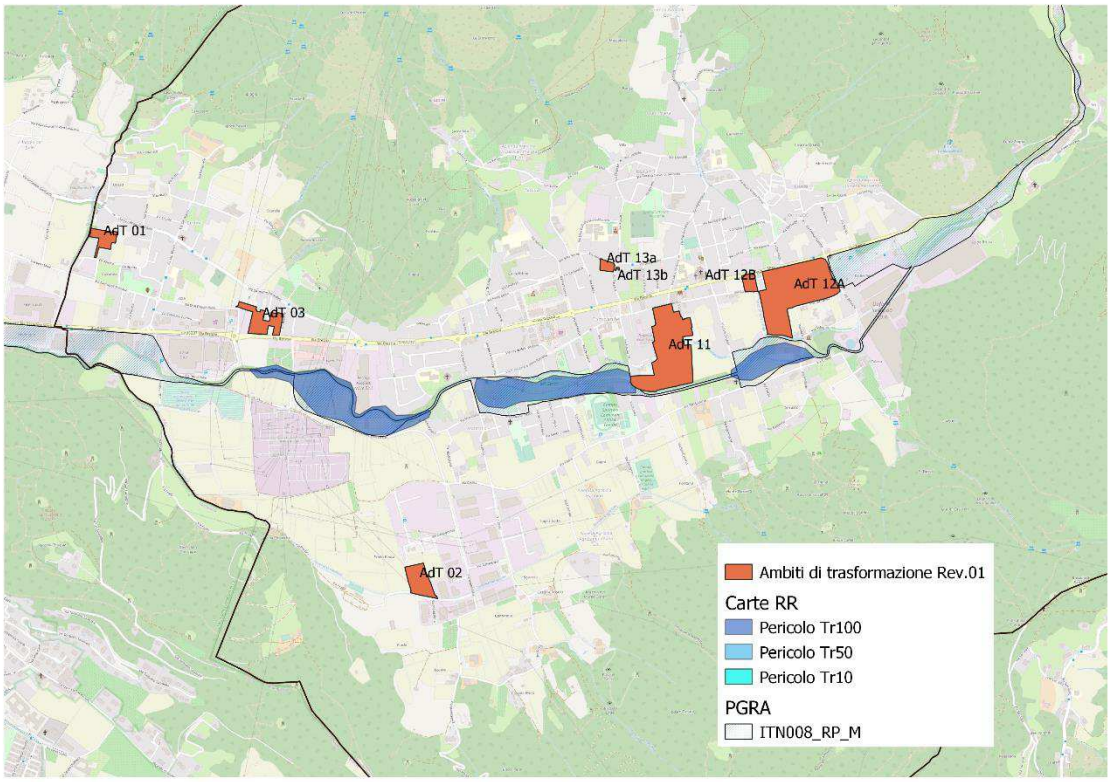


Figura 24 - Carta della pericolosità T_R = 100 anni (aree blu scure) a confronto con le aree esondabili tratteggiate corrispondenti allo scenario M (frequenza media) del PGRA

6 APPENDICE: DETTAGLI DEI CALCOLI

Di seguito sono riportati i grafici degli idrogrammi di piena omessi nei capitoli precedenti per non appesantire troppo la trattazione.

6.1 TEMPO DI RITORNO 10 ANNI

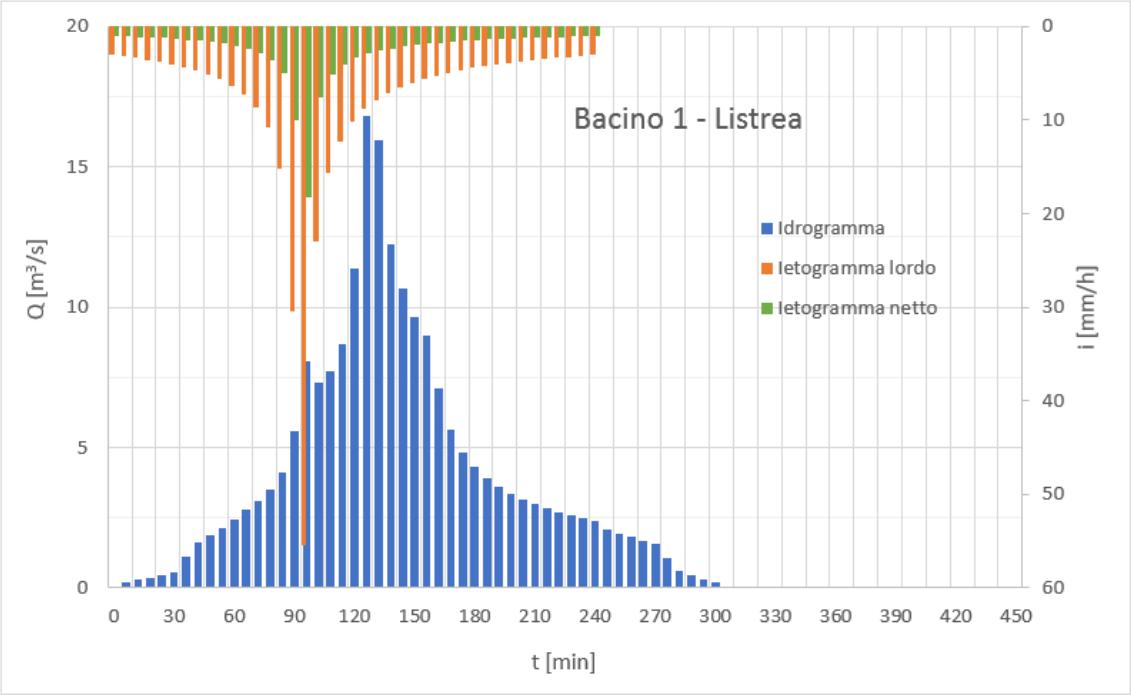


*Figura 25 - Sotto-bacino 1 (torrente Listrea) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **16,8** m^3/s) per T_R = 10 anni*

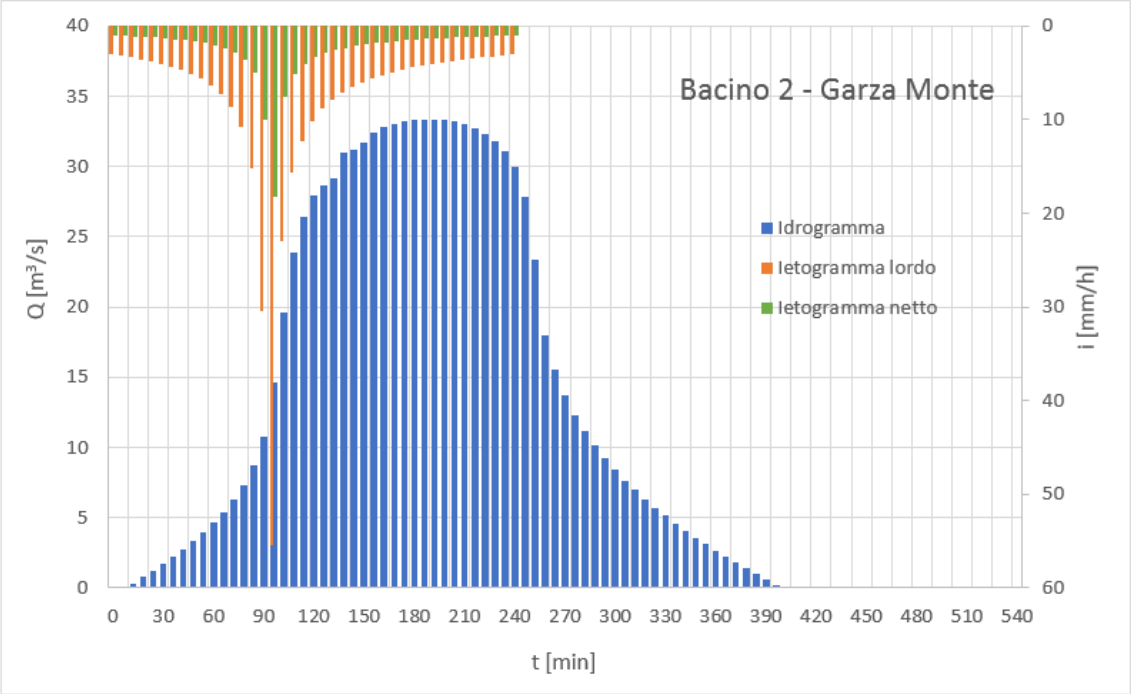


*Figura 26 - Sotto-bacino 2 (torrente Garza a monte) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **33,4** m^3/s) per T_R = 10 anni*

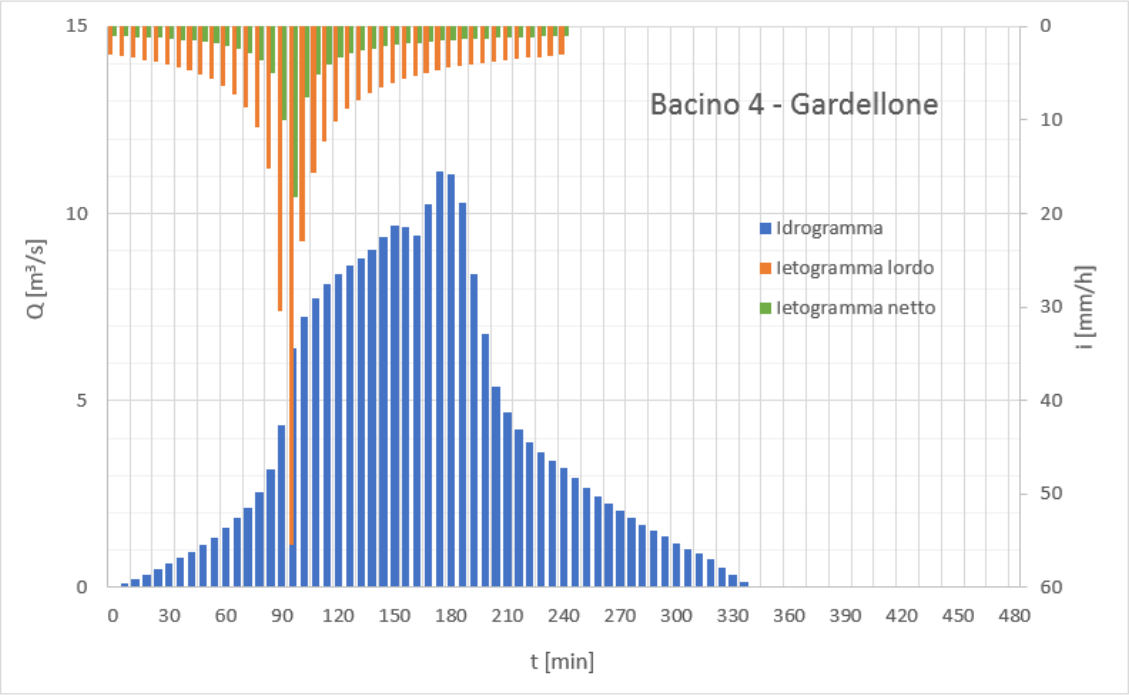


*Figura 27 - Sotto-bacino 4 (torrente Gardellone) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **11,1** m^3/s) per T_R = 10 anni*

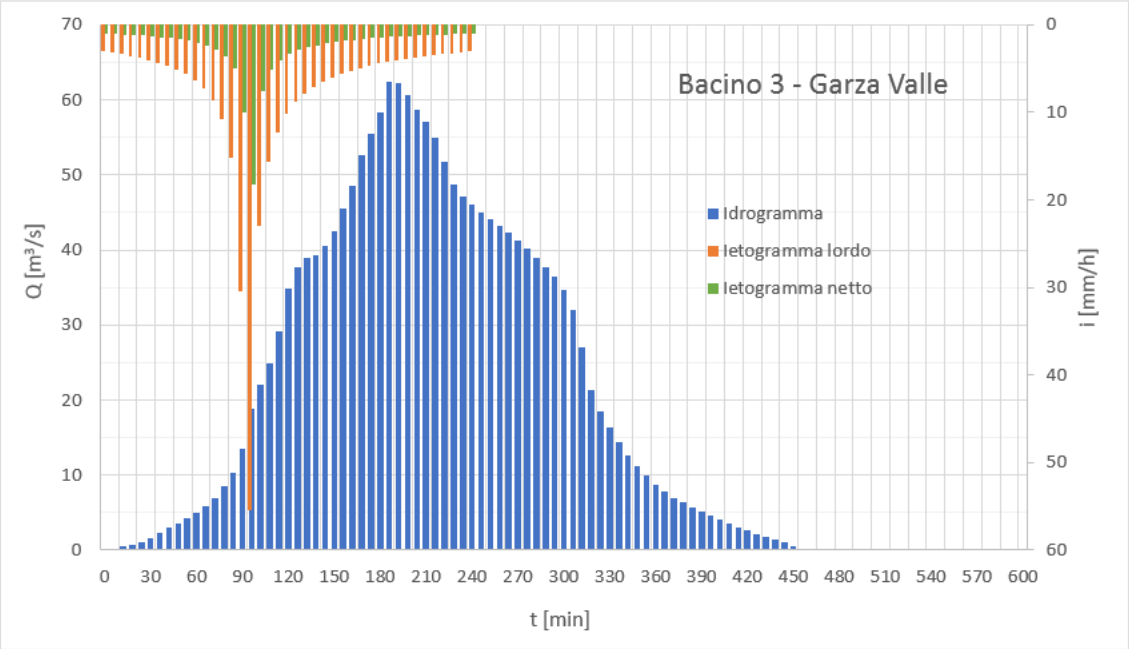


*Figura 28 - Sotto-bacino 3 (torrente Garza a valle) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **62,5** m^3/s) per T_R = 10 anni*

6.2 TEMPO DI RITORNO 50 ANNI

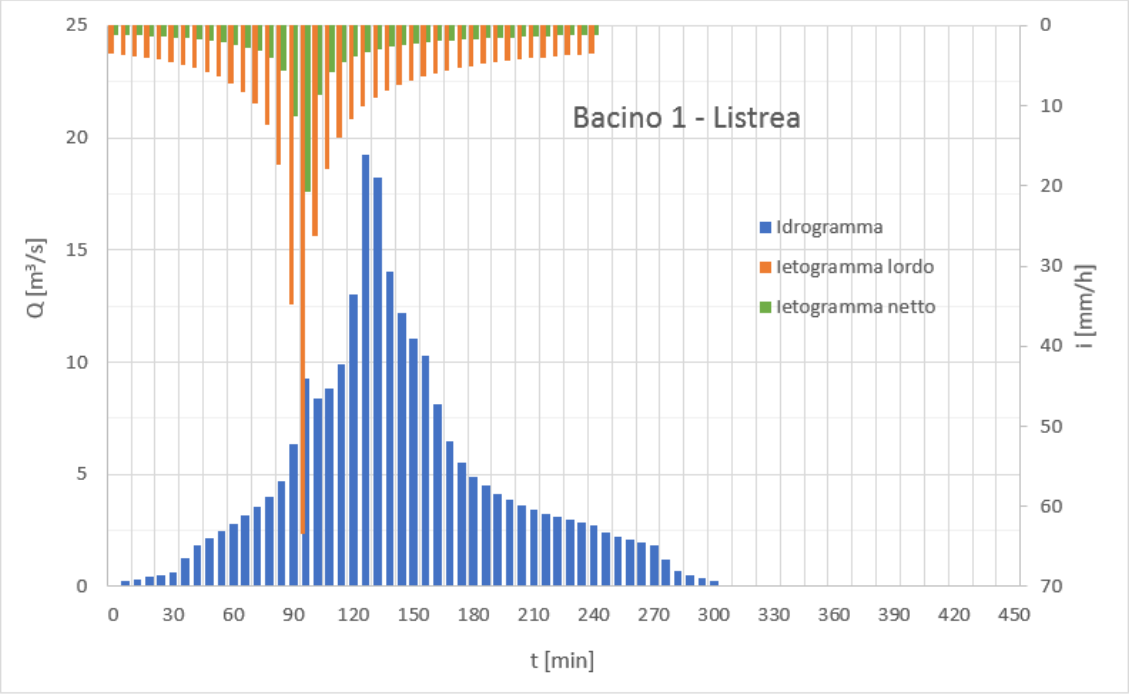


*Figura 29 - Sotto-bacino 1 (torrente Listrea) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **19,2** m^3/s) per T_R = 50 anni*

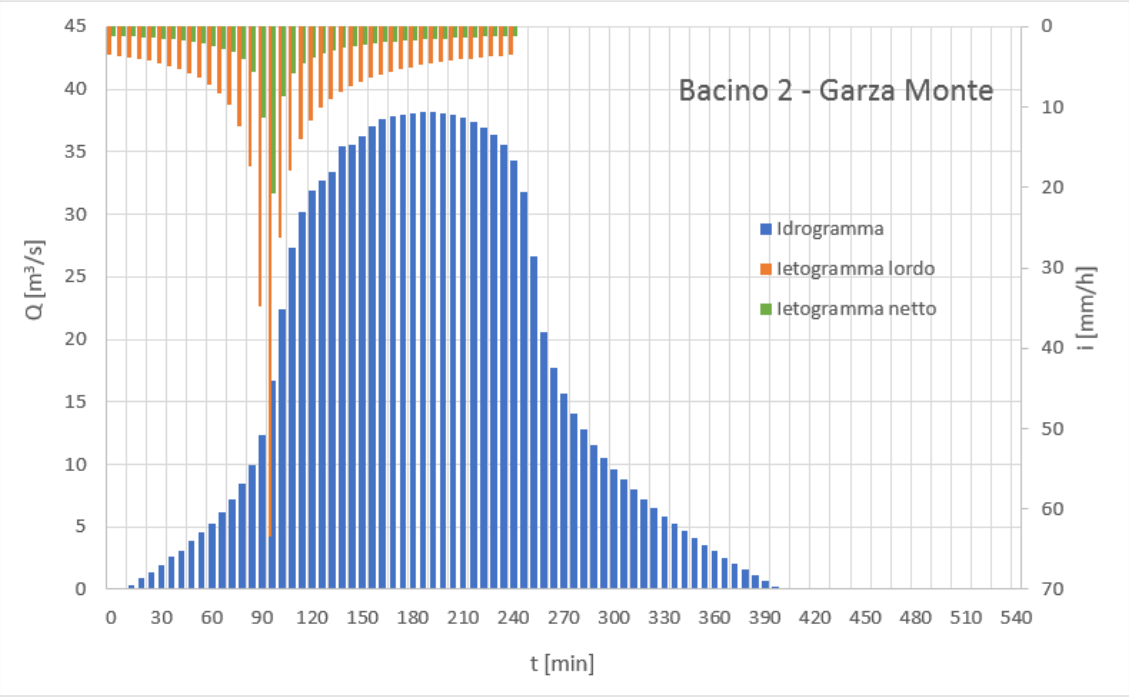


*Figura 30 - Sotto-bacino 2 (torrente Garza a monte) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **38,1** m^3/s) per T_R = 50 anni*

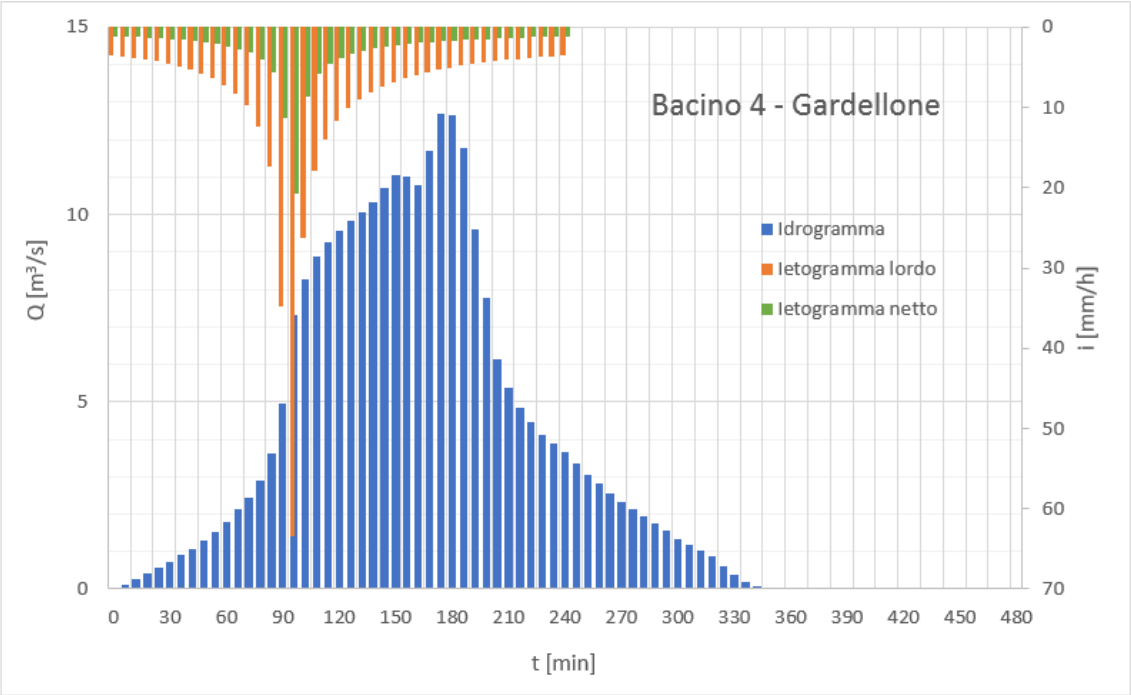


*Figura 31 - Sotto-bacino 4 (torrente Gardellone) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **12,7** m^3/s) per T_R = 50 anni*

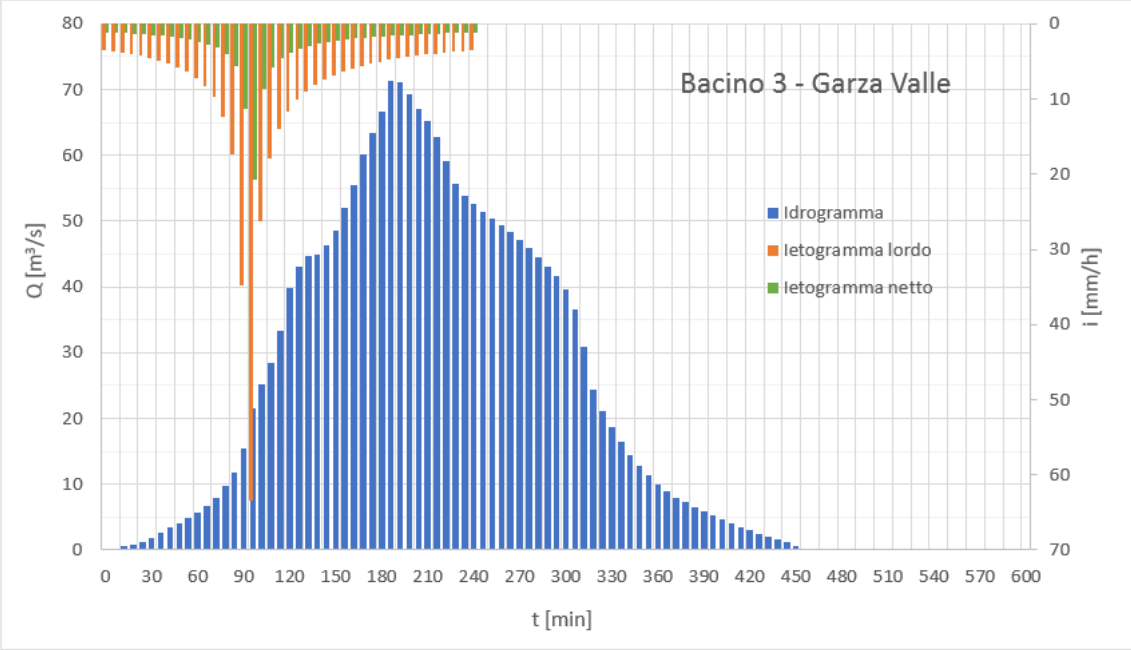


*Figura 32 - Sotto-bacino 3 (torrente Garza a valle) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **71,4** m^3/s) per T_R = 50 anni*

6.3 TEMPO DI RITORNO 100 ANNI

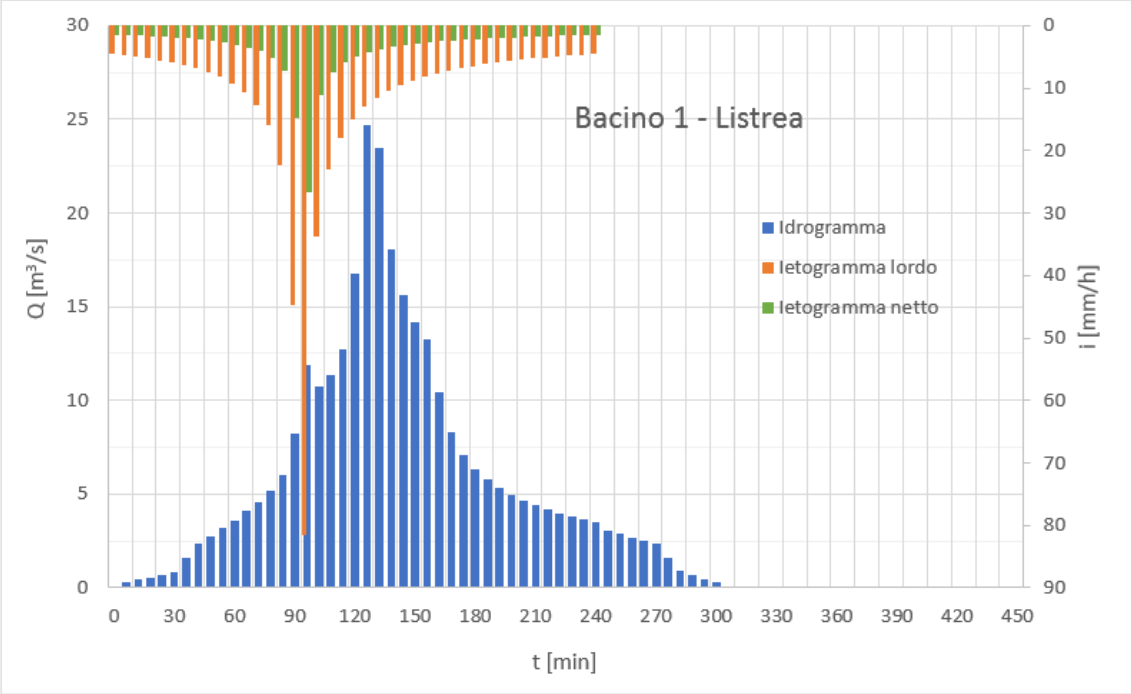


*Figura 33 - Sotto-bacino 1 (torrente Listrea) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **24,7** m^3/s) per T_R = 100 anni*

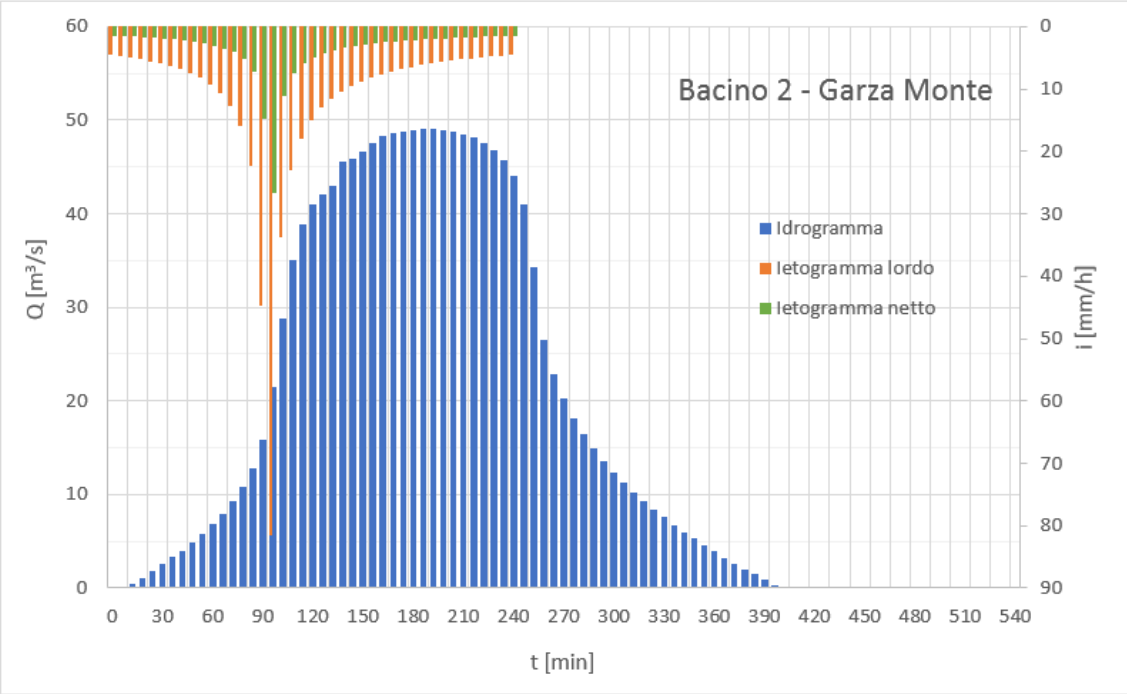


*Figura 34 - Sotto-bacino 2 (torrente Garza a monte) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **49,1** m^3/s) per T_R = 100 anni*

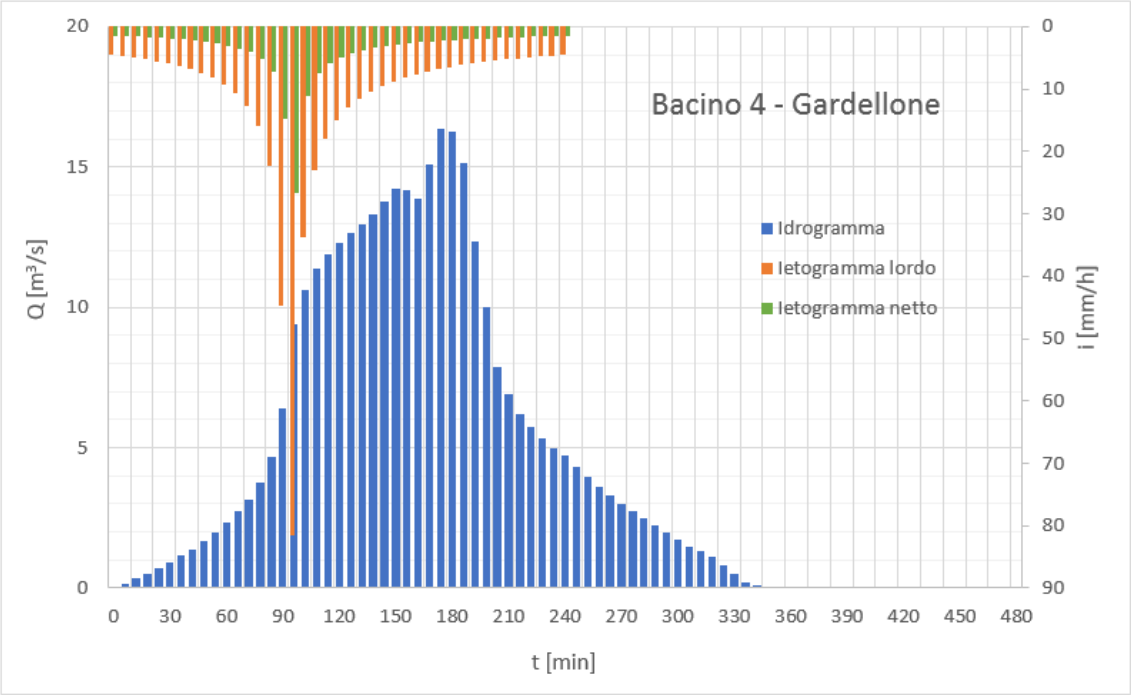


*Figura 35 - Sotto-bacino 4 (torrente Gardellone) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **16,3** m^3/s) per T_R = 100 anni*

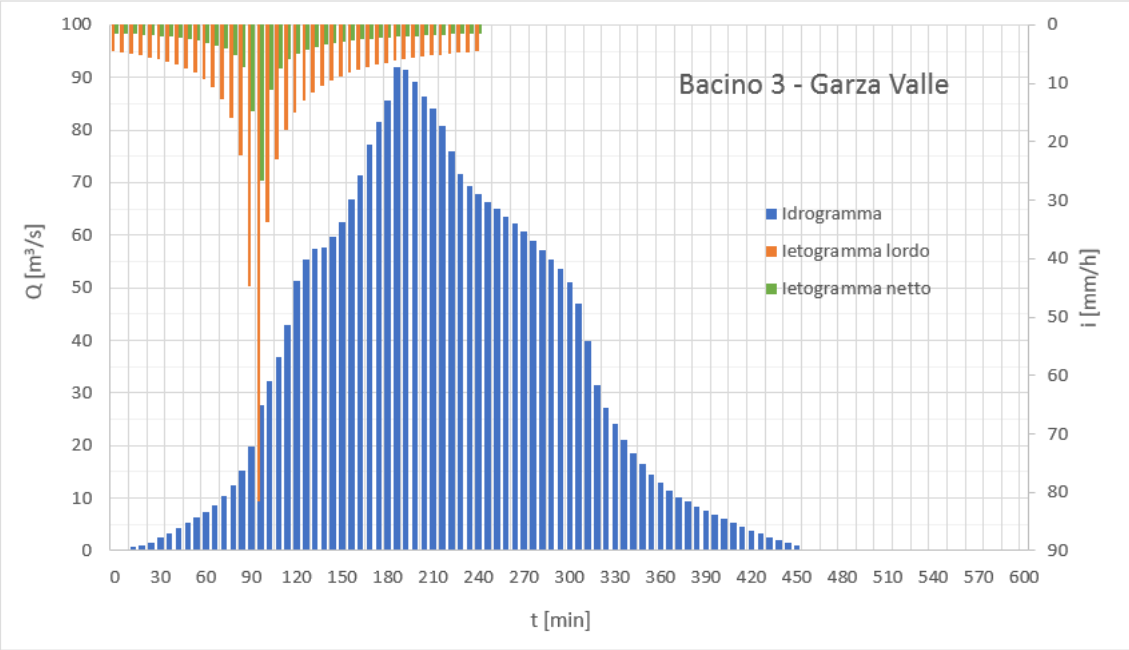


*Figura 36 - Sotto-bacino 3 (torrente Garza a valle) - Ietogramma (lordo in arancione e netto in verde) e idrogramma (con portata al colmo di **91,9** m^3/s) per T_R = 100 anni*