



# COMUNE DI MARTELLAGO

Piazza Vittoria 1 - 30030 Martellago (VE)

Via Rovereto, 12 - 30174 VENEZIA  
e-mail: consorzio@acquerisorgive.it  
www.acquerisorgive.it



## ACQUE RISORGIVE CONSORZIO DI BONIFICA

01.02.00 - RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

P.A. Martellago



# PIANO DELLE ACQUE COMUNALE

## - Aggiornamento 2018 -

DATA		ELABORATO			
MARZO 2018		01.02.00 - RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA			
SCALA					
-					
CODICE ELABORATO					
AR063	PA	01	02 00 REII 00		
Comune di Martellago					
IL SINDACO <i>Monica Barbiero</i>		Consorzio di bonifica Acque Risorgive			
Settore Gestione del Territorio <i>Ing. Fabio Callegher</i>		<i>ing. Carlo Bendoricchio</i> DIRETTORE			
Settore Assetto del Territorio <i>Arch. Nadia Rossato</i>		<i>ing. Michele Caffini</i> DIRETTORE AREA TECNICA			
		GRUPPO DI LAVORO			
		<i>dott. urb. Davide Denurchis</i> Capo ufficio Pianificazione e Pareri			
		<i>ing. Martino Cerni</i> Collaboratore Direttivo			
		<i>ing. Luca Mason</i> Collaboratore Direttivo			
		<i>geom. Matteo Bianchi</i> Collaboratore			
		<i>geom. Marco Milan</i> Collaboratore			
		<i>ing. Francesca Domeneghetti</i> Service Tecnico			
REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE	REDIGE	VERIFICA	APPROVA
0	19-03-2018	Prima emissione	F. Domeneghetti	M. Cerni	D. Denurchis

## Sommario

1.	Premesse .....	1
2.	Descrizione dei sistemi idraulici principali nel territorio comunale .....	3
2.1.	La rete idrografica .....	3
2.2.	Il reticolo minore e la rete di fognatura .....	7
2.3.	Individuazione dei sottobacini idraulici .....	8
3.	Definizione degli eventi pluviometrici di progetto .....	9
3.1.	Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica .....	9
3.2.	Scelta degli eventi .....	10
3.3.	Ietogrammi di progetto .....	11
4.	Definizione dei modelli matematici .....	12
5.	Modello della rete urbana .....	13
5.1.	La costruzione del modello della rete fognaria .....	13
5.2.	Caratteristiche tecniche del software di simulazione idraulica .....	13
5.2.1.	Modelli idrologici disponibili .....	13
5.2.2.	Approccio numerico .....	14
5.3.	Dati di partenza e integrazione dei dati geometrici .....	15
5.4.	La schematizzazione adottata .....	16
5.5.	Sottobacini .....	17
5.5.1.	Usi e tipologie di suolo .....	19
5.5.2.	La separazione degli afflussi .....	20
5.5.3.	Lo ietogramma netto .....	25
5.5.4.	Stima degli idrogrammi di piena .....	26
5.6.	Tempo di corrivazione .....	29
5.7.	Analisi e verifica idraulica dello stato di fatto .....	30
5.8.	Analisi e verifica idraulica dello stato di progetto .....	33
6.	Modello idraulico dei corpi idrici superficiali .....	35
6.1.	Descrizione del modello di calcolo MIKE11 .....	35

6.2.	La costruzione del modello dei corsi d'acqua superficiali.....	37
6.3.	La schematizzazione adottata.....	39
6.4.	Taratura .....	41
6.5.	Parametri assunti .....	41
7.	Risultati delle simulazioni accoppiate rete urbana-rete di bonifica.....	42
8.	Conclusioni .....	44

## 1. PREMESSE

Nell'ambito della revisione del Piano delle Acque del Comune di Martellago è stato sviluppato il presente studio idrologico-idraulico del territorio indagato e dei corsi d'acqua che lo attraversano; lo studio ha comportato il rilievo plano altimetrico della rete consortile e delle principali affossature presenti sul territorio comunale valutandone le interferenze e le interconnessioni con le dorsali principali della fognatura pubblica bianca.

Nei successivi paragrafi sono illustrate le caratteristiche e i risultati della modellazione idrologico-idraulica e le indicazioni che da essi scaturiscono in termini di criticità, interventi e opere da pianificare per la messa in sicurezza del territorio.

Per le analisi relative ai corsi d'acqua principali come i fiumi Dese e Marzenego si rimanda agli studi e agli esiti della modellazione mono-bidimensionale implementati nell'ambito della redazione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) e del Piano Generale di Bonifica e Tutela del Territorio (PGBTT).

La presentazione dell'analisi svolta segue pari passo le diverse fasi conoscitive e la sequenza logica che ha portato alla genesi del modello evidenziandone di volta in volta i risultati salienti.

Sono riportate inoltre le indagini preliminari relative al suolo ed in particolare alle sue caratteristiche di permeabilità, le caratteristiche idrologiche del suolo e il regime pluviometrico al fine di individuare alcuni ietogrammi di riferimento i quali, sulla scorta delle precedenti considerazioni, sono stati depurati della frazione che si infiltra nel terreno ottenendo così degli ietogrammi "netti".

A partire dai risultati del modello della separazione degli afflussi (ietogrammi netti), si sono poi ricavate, tramite un opportuno modello di trasformazione afflussi-deflussi, le portate generate dai singoli sottobacini scolanti nei collettori in esame.

Infine, conclusa l'analisi della risposta idrologica dei sottobacini, è stato descritto lo studio più prettamente idraulico andando a simulare con modellazione matematica il propagarsi delle portate di piena e i loro effetti sui livelli idrometrici nelle sezioni dei collettori.

L'analisi è stata effettuata utilizzando specifici e avanzati software per la modellazione idrologica e idraulica. Tali software hanno permesso lo studio del comportamento idraulico in alveo, per le reti superficiali, e la propagazione in condotta per le reti di fognatura. La modellazione è finalizzata infatti alla descrizione del comportamento idraulico degli scoli consortili, dei fossati e dei tratti di rete fognaria principali che attraversano il Comune di Martellago evidenziandone le eventuali insufficienze e le possibili fonti di rischio per il territorio, generalmente rappresentate da restringimenti, attraversamenti, inadeguatezza della sezione idraulica e/o degli argini.

In questo modo è stato quindi possibile, tra l'altro, individuare le sezioni dei collettori ove maggiore è il rischio di tracimazione, i manufatti che creano maggior rigurgito, i tratti di condotte che risultano in pressione, ma soprattutto comprendere, seppur nei limiti insiti nelle ipotesi e approssimazioni dei modelli, il comportamento idraulico dei differenti sistemi e l'interazione tra gli stessi: conoscenza propedeutica indispensabile per intervenire efficacemente con adeguate e circostanziate soluzioni progettuali.

## 2. DESCRIZIONE DEI SISTEMI IDRAULICI PRINCIPALI NEL TERRITORIO COMUNALE

Il territorio del comune di Martellago è inserito nel complesso sistema di drenaggio sviluppato nei secoli dall'uomo. Il carattere di naturalità della rete idrografica è riscontrabile soltanto nell'andamento planimetrico di alcuni dei corsi d'acqua principali essendo il territorio profondamente influenzato dall'azione antropica che ha saputo governare a proprio vantaggio la presenza delle acque. Le modifiche apportate per gestire le acque sia a scopo irriguo (paratoie e sostegni), sia per ricavarne forza motrice (mulini), sia per allontanarle in modo sicuro durante le precipitazioni (opere di bonifica), hanno reso la rete idrografica profondamente articolata e complessa: sono presenti arginature, manufatti speciali e intersezioni, impianti idrovori, che rendono la terraferma veneziana un insieme di complessi sistemi idraulici tra loro spesso interconnessi.

### 2.1. La rete idrografica

La rete idrografica del comune di Martellago, così come emerso dalla cartografia esistente, dai numerosi sopralluoghi in campagna e dalle indicazioni di tutti gli enti competenti, è riportata nella tavola *02.02.00 Carta della rete idrografica principale* allegata.

Le dorsali principali di deflusso a scolo naturale e alternato sono rappresentate dal fiume Dese e dallo scolo Bazzera Alta che si sviluppano nella parte settentrionale del comune di Martellago, dal Rio Storto che attraversa il comune in posizione centrale da ovest a est, dal fiume Marzenego e dagli scoli Roviego e Dosa che si sviluppano nella parte meridionale, tutti con verso di deflusso da nord-ovest a sud-est con recapito finale nella Laguna di Venezia.

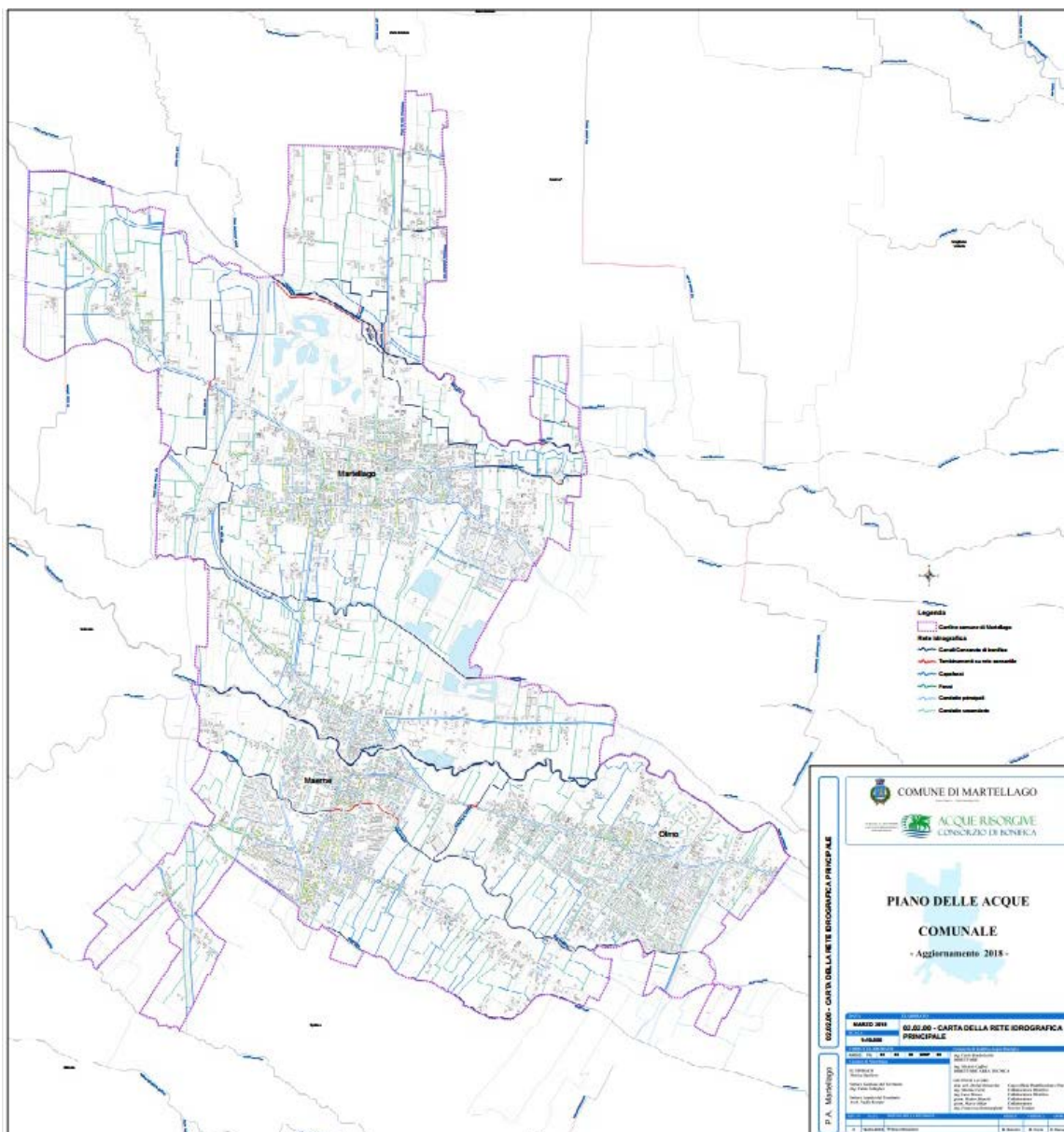


Figura 1. Carta della rete idrografica superficiale

### Il fiume Dese e i suoi principali affluenti

Il fiume Dese nasce tra Castelfranco Veneto e Resana e, dopo un percorso di circa 50 chilometri, attraverso le province di Treviso, Padova e Venezia, sfocia nella Laguna, in località Palude di Cona, nelle vicinanze dell'aeroporto Marco Polo.

Esso è uno dei pochi fiumi che sfocia ancora in Laguna; infatti, tra il 1500 e il 1700 il Senato Veneto, per far fronte ad alcuni problemi idraulici incombenti sulla Laguna, decise di deviare tutti i

corsi d'acqua, facendoli sfociare a nord o a sud di essa. Fu questo il destino dei fiumi Brenta, Musone, Sile e Piave. Solo i fiumi Dese, Marzenego e Marzenego-Osellino rimasero in Laguna.

Il Dese penetra solo per limitati tratti nel territorio di Martellago. All'interno del Comune il corso del fiume non interessa centri abitati né assi ferroviari o viari di importanza almeno provinciale. È collegato, in sinistra idrografica allo Scolo Piovega di Cappella, in destra idrografica nel territorio del Comune di Venezia allo Scolo Bazzera Alta.

Gli affluenti del Dese nel territorio comunale di Martellago sono elencati nella tabella seguente.

**Tabella 1. Elenco dei principali affluenti del fiume Dese**

AFFLUENTI DEL FIUME DESE (presenti nel comune di Martellago)	
Affluenti in sinistra idrografica del f. Dese	Collettore Tarù
	Collettore Ca' Nove
	Scolo Piovega di Cappella
Affluenti in destra idrografica del f. Dese	Scolo Bazzera Alta

### **Il fiume Marzenego e i suoi principali affluenti**

Il Marzenego è un fiume di risorgiva che nasce in territorio asolano e viene poi alimentato dalle acque della Brentella, del Musonello e da altre risorgive provenienti dalla zona di Fratta di Resana. Proveniente dal comune di Salzano e diretto in quello di Venezia, il Marzenego sottopassa i ponti stradali delle S.P. 36 e 38 posti rispettivamente ad est ed ovest dell'abitato di Maerne, anch'esso attraversato dal fiume. Giunto a nord di Olmo il corso del Marzenego costeggia il confine comunale e, lungo questo, sottopassa il ponte stradale della S.P. 38 e quello ferroviario della linea che mette in comunicazione la tratta Venezia Trieste con quella Venezia Trento, per poi proseguire verso la laguna dove sfocia all'altezza di Tessera.

Nel territorio comunale di Martellago, il fiume Marzenego non riceve affluenti.

Lo scolo Rio Storto attraversa centralmente, da ovest ad est, il comune di Martellago incrociando la S.P. 36 e correndo, per un tratto, lungo il confine con il comune di Venezia. In questa porzione di territorio riceve in sinistra idraulica il fosso Sant'Elena ed il fosso Combi. Lo scolo infine si immette nel canale scolmatore del Marzenego che attraverso lo scarico alternato dell'impianto idrovoro di Tessera confluisce nella laguna di Venezia.



### Lo scolo Roviego e i suoi principali affluenti

Lo scolo Roviego, proveniente dal comune di Salzano e diretto in quello di Venezia, si sviluppa nell'area meridionale del territorio di Martellago lungo la direttrice ovest est. Incrociata la S.P. 36 supera Maerne e riceve in sinistra idraulica, poco più ad est, il Collettore Querini. Giunto in prossimità del confine comunale lambisce a sud l'abitato di Olmo ed incrocia la linea ferroviaria che mette in comunicazione la tratta Venezia Trieste con quella Venezia Trento. Anche il Roviego è un affluente dello Scolmatore del Marzenego.

**Tabella 2. Elenco dei principali affluenti dello scolo Roviego**

AFFLUENTI DELLO SCOLO ROVIEGO (in comune di Martellago)	
Affluenti in sinistra idrografica del Roviego	Fossi di scolo del Passante di Mestre
	Collettore Querini
Affluenti in destra idrografica del Roviego	Scolo Dosa

## 2.2. Il reticolo minore e la rete di fognatura

Le attività relative alla revisione del presente Piano hanno comportato numerosi sopralluoghi in situ e rilievi topografici del reticolo minore e della rete tubata a servizio del comune. Tali indagini hanno portato ad una maggior definizione delle affossature comunali e private e delle caratteristiche strutturali della fognatura pubblica che partecipano al drenaggio del territorio in esame.

Il reticolo indagato è stato rappresentato nelle tavole *02.04 Carta di dettaglio delle reti idrauliche*, suddivise per le zone di Martellago, Maerne, Olmo e via Zigaraga, con l'indicazione delle affossature principali, capofossi, di quelle secondarie, fossi, nonché della rete minore tubata.



Figura 2. Estratto dalla carta di dettaglio delle reti idrauliche - Maerne (capofossi in azzurro e fossi in ciano, tratteggiata la rete minore tubata)

### 2.3. Individuazione dei sottobacini idraulici

Sulla base dei citati sopralluoghi e dei rilievi delle affossature minori e delle reti tubate effettuati nell’ambito del presente studio è stata affinata la suddivisione dei bacini idrografici di tutto il comune. I nuovi sottobacini afferenti al reticolo principale sono rappresentati nella tavola 02.05.00 della quale si riporta di seguito un’anteprima.

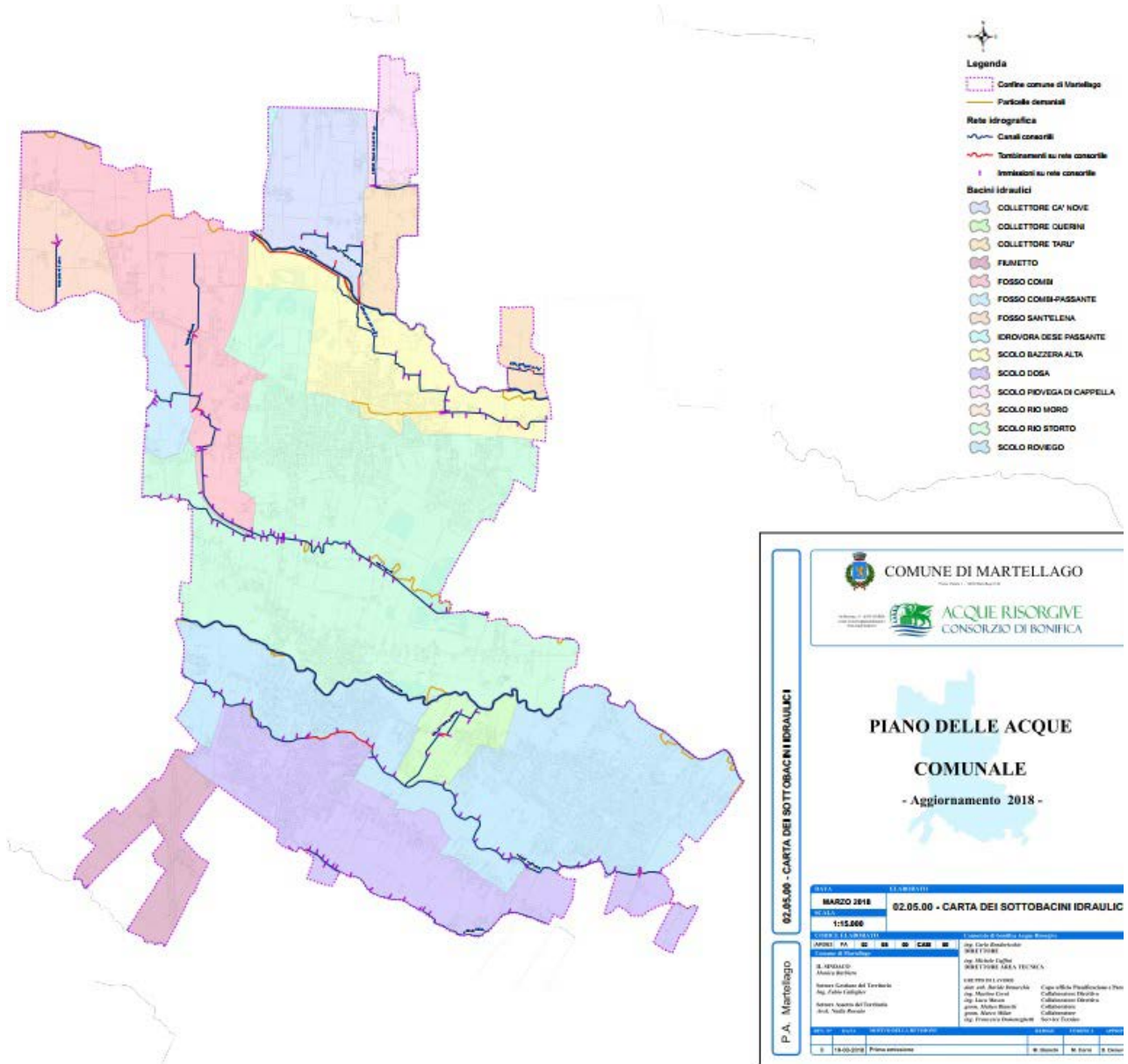


Figura 3. Carta dei sottobacini idraulici

### 3. DEFINIZIONE DEGLI EVENTI PLUVIOMETRICI DI PROGETTO

Per l'individuazione delle curve di possibilità pluviometrica più appropriate per l'area in esame si è fatto riferimento allo studio affidato a Nordest Ingegneria S.r.l. dall'ing. Mariano Carraro, Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007. Tale analisi, allegata al presente Piano, aveva lo scopo di individuare delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per l'area nelle province di Venezia, Padova e Treviso colpita dalle recenti avversità atmosferiche.

#### 3.1. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

Si riportano di seguito le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per la zona nord-orientale, alla quale appartiene il territorio del Comune di Martellago.

Parametri della curva segnalatrice: 
$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

Tabella 3. Valori dei parametri da assegnare alla curva di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno.

TR (anni)	a	b	c
2	17.6	8.7	0.819
5	23.1	9.8	0.816
10	26.5	10.4	0.810
20	29.4	10.9	0.802
30	30.9	11.3	0.797
50	32.7	11.6	0.790
100	34.9	12.2	0.781
200	36.9	12.7	0.771

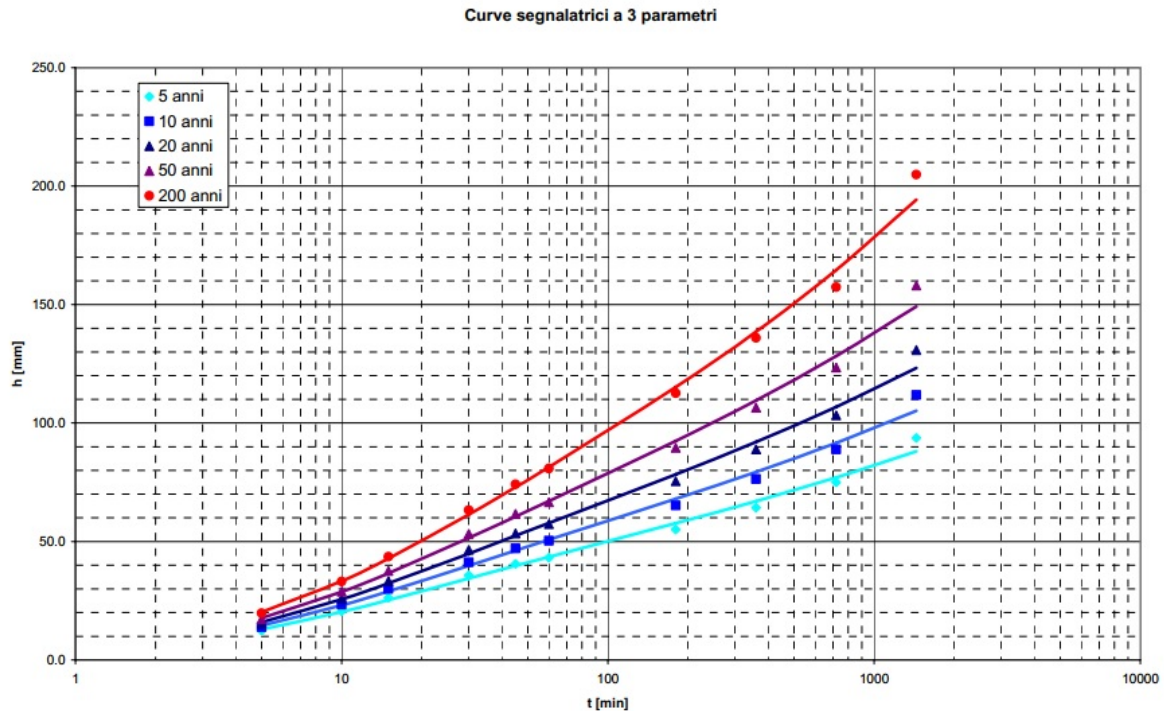


Figura 4. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per la zona nord-orientale

### 3.2. Scelta degli eventi

Le simulazioni numeriche sono state effettuate utilizzando eventi di pioggia relativi ai seguenti tempi di ritorno<sup>1</sup> (TR):

- 5 anni: evento che statisticamente ha una probabilità di verificarsi con più frequenza
- 20 anni: evento più gravoso del precedente in termini di pericolosità ma con frequenza minore.

Per ogni modello sviluppato sono stati analizzati in questo modo gli effetti delle precipitazioni andando ad approfondire e rappresentare i risultati di tali eventi critici.

Di seguito invece si riportano le considerazioni alla base della scelta della durata degli eventi da simulare.

In linea di principio le precipitazioni intense ma brevi vanno a sollecitare maggiormente le zone urbane, caratterizzate da tempi di corrivazione brevi (30 minuti – 1 ora); diversamente, le precipitazioni prolungate (12-24 ore) di intensità anche non particolarmente elevata generano maggiore carico della rete di bonifica in quanto, superata la fase iniziale di imbibizione dei terreni, una parte rilevante della precipitazione si riversa in rete.

Al fine di considerare entrambi i casi si è scelto di simulare eventi con diverse durata di pioggia confrontabili con i tempi di corrivazione dei bacini indagati (1 ora per le aree urbane e 4-6 ore per la bonifica).

<sup>1</sup> per tempo di ritorno si intende il tempo medio che intercorre tra due eventi calamitosi di pari intensità

### 3.3. Ietogrammi di progetto

A partire dai parametri delle curve di possibilità pluviometrica per TR 5 e 20 anni, sono stati definiti gli ietogrammi di progetto. In letteratura sono reperibili numerose metodologie per la costruzione di tali ietogrammi; in questo studio si è utilizzato il cosiddetto **ietogramma rettangolare**, generalmente il più usato nei calcoli di dimensionamento e verifica di reti di smaltimento delle acque meteoriche e di bonifica: esso mantiene costante l'intensità di precipitazione  $j$  per tutta la durata  $t$  dell'evento secondo la formula  $j=h/t$ .

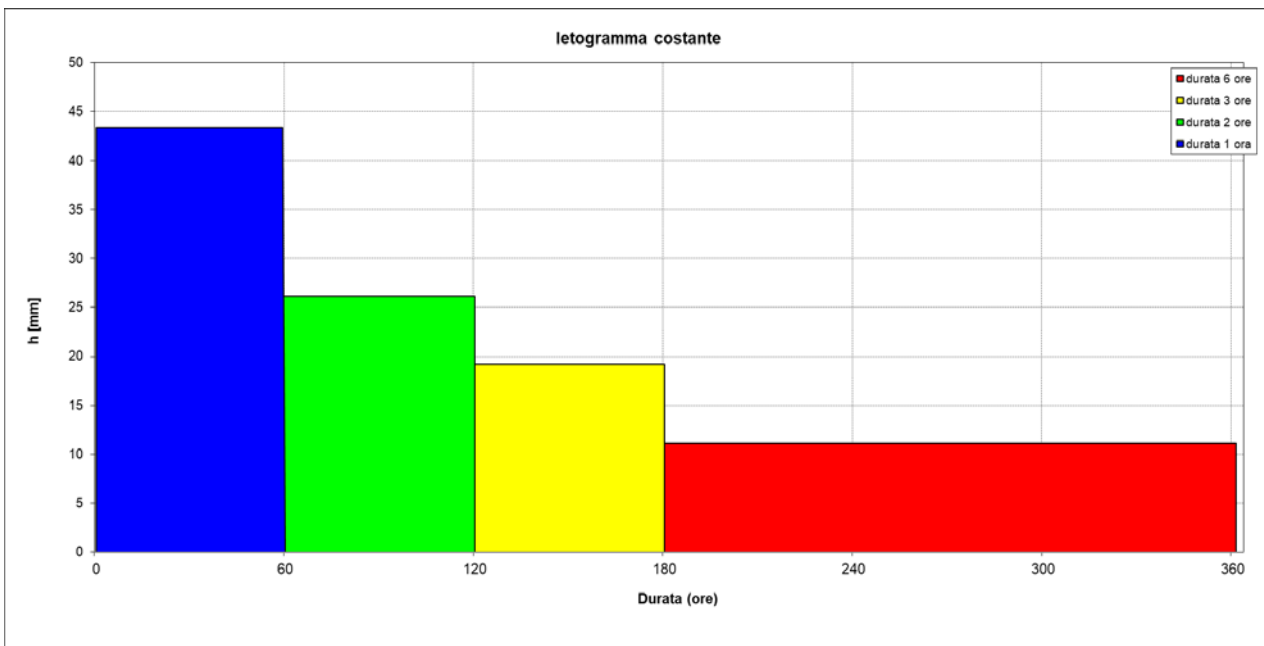


Figura 5. Ietogrammi sintetici rettangolari per TR=5 anni e diverse durate

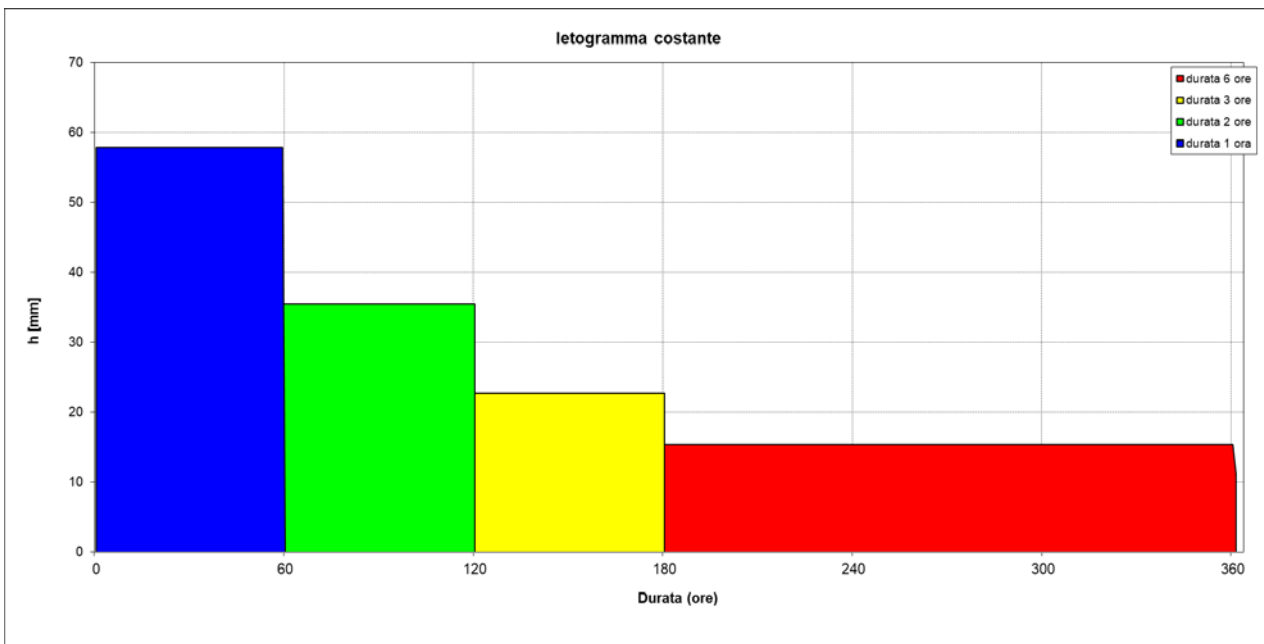


Figura 6. Ietogrammi sintetici rettangolari per TR=20 anni e diverse durate

## 4. DEFINIZIONE DEI MODELLI MATEMATICI

Per la simulazione numerica della risposta idrologica dei bacini e della propagazione delle piene in rete si sono utilizzati i seguenti modelli:

- modello idraulico mono-dimensionale della **rete di fognatura**, in grado di simulare sia la **trasformazione afflussi/deflussi** sia il **funzionamento idraulico a moto vario** del sistema di drenaggio urbano. Il modello è stato sviluppato a cura del Consorzio di Bonifica Acque con l'utilizzo del software *MIKE URBAN* del *Danish Hydraulic Institute (DHI)* (**paragrafo 5**);
- modello idrologico per la stima della **risposta idrologica dei sottobacini tributari dei collettori di acque superficiali**. Il modello è stato sviluppato a cura del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive con l'utilizzo del software *MIKE URBAN* del *Danish Hydraulic Institute (DHI)*;
- modello idraulico mono-dimensionale per la **propagazione delle piene nei corsi d'acqua superficiali**, sviluppato a cura del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive con il software *MIKE11* del *Danish Hydraulic Institute (DHI)* (**paragrafo 6**);
- modello idraulico mono-dimensionale per la **simulazione accoppiata del sistema di drenaggio urbano con il reticolo idrografico naturale ricettore degli scarichi della rete fognaria**, sviluppato a cura del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive con il software *MIKE FLOOD* del *Danish Hydraulic Institute (DHI)* (**paragrafo 8**).

Di seguito si riporta una trattazione sintetica dei diversi modelli e della metodologia utilizzata per l'accoppiamento degli stessi.

## 5. MODELLO DELLA RETE URBANA

### 5.1. La costruzione del modello della rete fognaria

Per lo studio della rete è stato implementato un modello idraulico mono-dimensionale in grado di simulare sia la trasformazione afflussi/deflussi sia il funzionamento idraulico in moto vario del sistema di drenaggio urbano. Ci si è avvalsi del software *MIKE URBAN*, sviluppato dal *Danish Hydraulic Institute (DHI)* e utilizzato in ambito tecnico per la progettazione e verifica di reti fognarie urbane e reti di bonifica.

Per l'implementazione del modello sono stati utilizzati i seguenti dati di base:

- database contenente i dati geometrici relativi alla rete principale;
- elaborati grafici riportanti il tracciato della rete;
- monografie dei pozzetti principali rilevati;
- sottobacini afferenti alla rete;
- carta dell'uso del suolo per la definizione dei coefficienti di deflusso dei sottobacini.

### 5.2. Caratteristiche tecniche del software di simulazione idraulica

*MIKE URBAN* è un applicativo di simulazione idraulica sviluppato dal *Danish Hydraulic Institute (DHI)*. Il software nasce per consentire la modellazione numerica integrata di sistemi di drenaggio urbano e di reticoli di bonifica. La sua flessibilità di applicazione consente di rappresentare in modo completo e accurato tutte le situazioni reali anche quando siano presenti complesse interferenze con reticoli fognari e/o di bonifica.

All'interno di un'unica interfaccia utente si possono quindi rappresentare sezioni fluviali aperte con approccio monodimensionale e reti di drenaggio chiuse.

#### 5.2.1. Modelli idrologici disponibili

In *MIKE URBAN* sono disponibili una serie di modelli di trasformazione afflusso-deflussi. È quindi possibile sollecitare il modello geometrico con diverse condizioni al contorno tra cui anche degli opportuni ietogrammi di pioggia incidenti nei diversi sottobacini.

L'utente può scegliere tra questi modelli idrologici:

- Metodo Razionale
- Modello dell'infiltrazione costante
- Modello SCS (CN)
- Modello SCS generalizzato



### 5.2.2. Approccio numerico

Il moto idraulico all'interno degli elementi monodimensionali che lavorano a superficie libera (sia le tratte fluviali aperte che le tubazioni) viene calcolato mediante l'integrazione delle equazioni di base di De Saint Venant (conservazione della massa e del momento).

Le equazioni sono le seguenti:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAI_f = gAI_0 \quad (2)$$

dove:

- A            area bagnata del condotto;
- Q            portata;
- y            livello idrico;
- x            distanza lungo l'asse del condotto;
- t            tempo;
- g            accelerazione di gravità;
- $\alpha$         coefficiente di distribuzione della velocità;
- $I_0$         pendenza del fondo;
- $I_f$         cadente piezometrica.

In particolare, la (1) è l'equazione di continuità in moto vario in assenza di afflussi e deflussi laterali, la (2) è l'equazione del momento della quantità di moto; quest'ultima può essere scritta in più forme, in funzione della scelta delle variabili dipendenti. La cadente piezometrica viene computata con varie possibili metodologie (a scelta dell'utente): in *MIKE URBAN* sono infatti disponibili le equazioni di Colebrook-White, Manning e Hazen-Williams.

Le equazioni vengono trasformate in un insieme di equazioni implicite alle differenze finite su una griglia computazionale costituita dall'alternanza di punti  $q$  e  $h$ , ovvero sia portata e livello rispettivamente.

Lo schema numerico adottato è lo schema implicito dei 6 punti di Abbott and Ionescu (1967), riportato nella figura seguente. L'idea di base è usare valori adiacenti nel tempo e nello spazio per scrivere le derivate di  $q$  ed  $h$  e quindi convertire le due equazioni di Saint-Venant in un insieme di equazioni implicite alle differenze finite accoppiate.

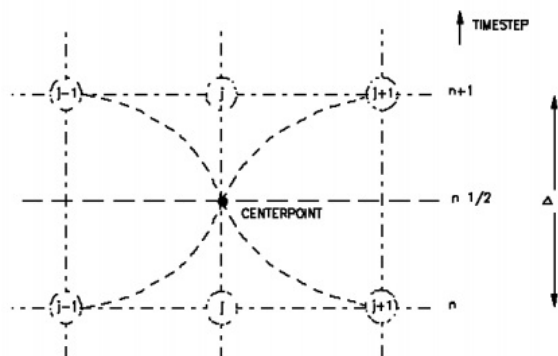


Figura 7 – Schema a 6 punti di Abbott

Le equazioni di cui sopra sono valide fino a quando il condotto non entra in pressione; per permettere al software di simulare anche situazioni di condotte in pressione (senza problemi nella transizione da uno stato all'altro) il motore di calcolo adotta la tecnica dello slot per il quale si ipotizza la presenza di una piccola fessura alla sommità della condotta e fino al piano campagna. Così facendo il motore di calcolo non incontra nessuna discontinuità nella transizione da moto a gravità a quello in pressione (per tubi in cui invece permane costantemente il moto in pressione è possibile utilizzare un sistema di equazioni più appropriato che elimina l'artificio dello slot).

L'applicabilità di questo metodo di soluzione è stato testato in centinaia di studi e applicazioni anche con riscontri di misure idrometriche ottenuti su dei bacini sperimentali.

Si noti che la metodologia di calcolo a moto vario è in grado di tener conto anche dei volumi in gioco e quindi di tener conto delle attenuazioni dell'onda di piena quando questa riempie dei volumi disponibili in alveo o in vere e proprie vasche di espansione opportunamente rappresentate nel modello.

### 5.3. Dati di partenza e integrazione dei dati geometrici

Come dato di base per l'implementazione del modello sono stati utilizzati i dati acquisiti durante la campagna di rilievi effettuata appositamente nell'ambito della redazione del Piano.

Nella fase di sviluppo del modello è stato necessario aggiungere a tali dati di base ulteriori informazioni ricavate in parte dagli elaborati di altri progetti a disposizione dell'amministrazione.

## 5.4. La schematizzazione adottata

La rete modellata copre l'intero comune di Martellago. Nel modello sono state inserite la rete principale e parte della rete secondaria. Ogni tratto di tubazione è stato caratterizzato con l'inserimento delle quote di scorrimento dei nodi di monte e di valle, lunghezza e diametro della condotta, così come ad ogni fossato sono state attribuite le sezioni di riferimento e le quote note o rilevate. Nelle figure seguenti vengono riportati degli estratti della tavola *04.01.00 Carta della rete modellata* in cui è rappresentato in nero il reticolo della rete modellata, costituita da **1'681 link** e **1'668 nodi**.

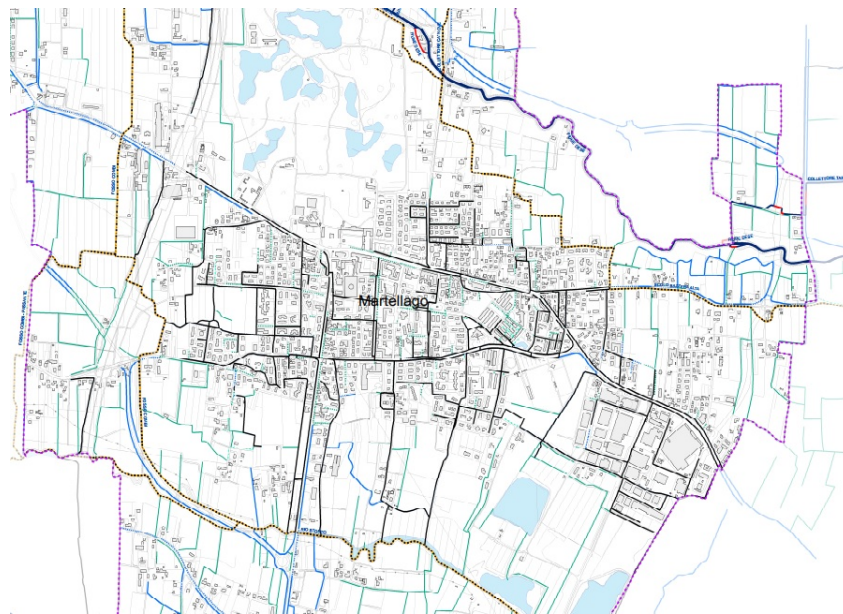


Figura 8. Estratti della della rete modellata a Martellago

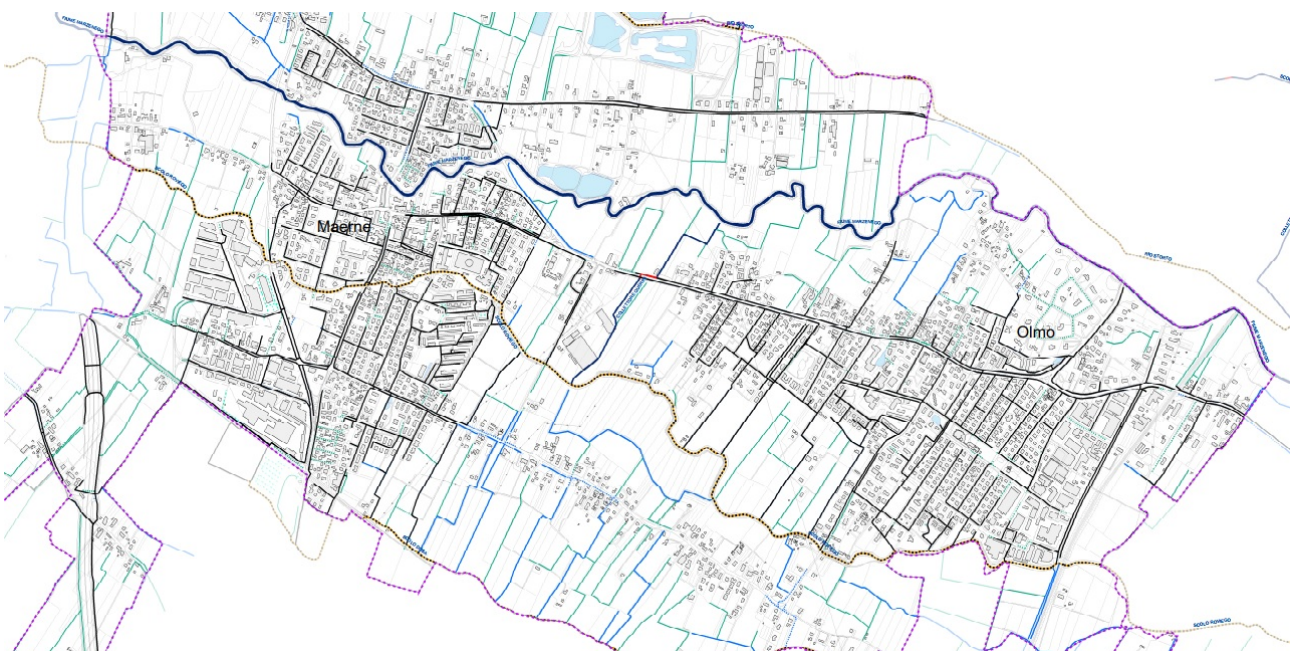


Figura 9. Schema della rete modellata a Maerne e Olmo

## 5.5. Sottobacini

Nel modello si sono utilizzati i principali bacini di bonifica (aree afferenti a ciascun collettore principale) e gli stessi sono stati ripartiti sulla base delle planimetrie di rete fognaria, riperimetrati ove necessario con considerazioni di carattere matematico e idraulico.

In fase di modellazione idrologica i bacini sono stati ulteriormente suddivisi in sottobacini afferenti ai singoli nodi della rete, come riportato nella figura seguente:

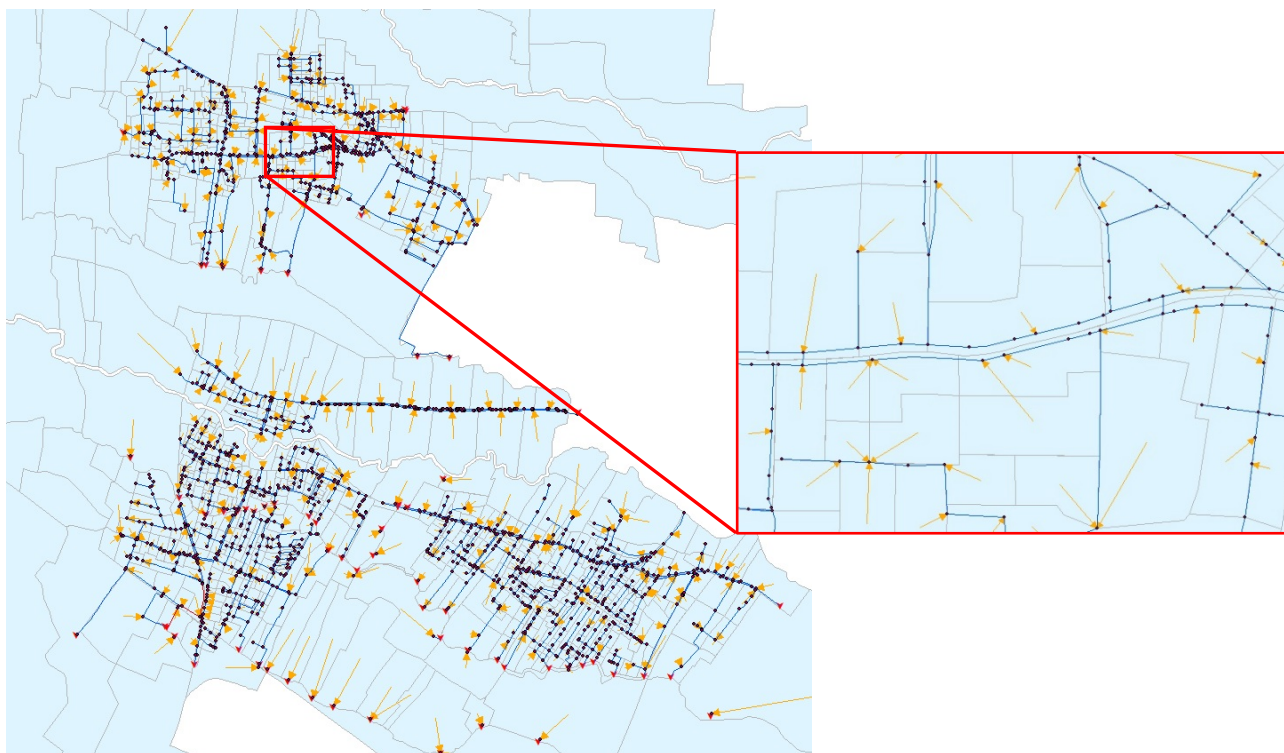


Figura 10. Suddivisione in sottobacini della rete

Per l'attribuzione dei coefficienti di deflusso dell'area scolante si è utilizzata la carta relativa alla copertura del suolo come descritto al paragrafo successivo nella quale è indicata la tipologia di area per ogni zona individuata.

Di seguito è descritta la metodologia per l'individuazione della risposta idrologica dei sottobacini. L'analisi è stata condotta implementando gli eventi sintetici di progetto e la geometria e le caratteristiche dei bacini in un modello idrologico tramite l'utilizzo del software *MIKE URBAN*.



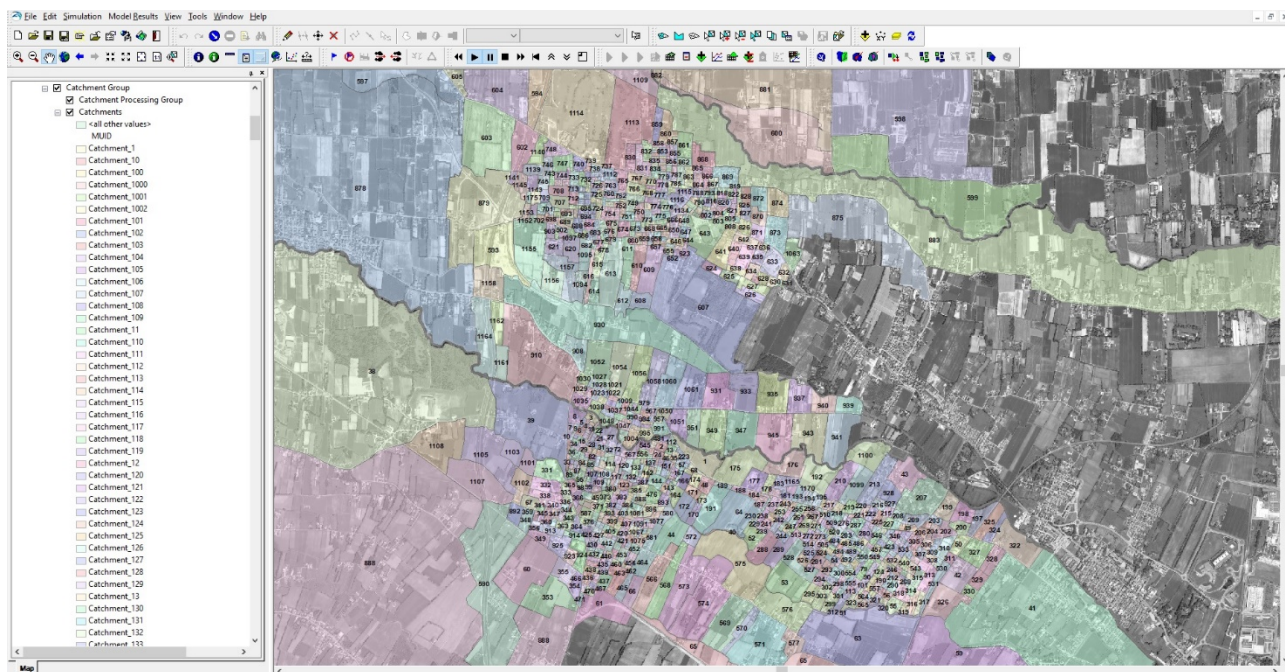


Figura 11. Immagine estratta dal modello idrologico implementato in *MIKE URBAN*

### 5.5.1. Usi e tipologie di suolo

Il territorio comunale di Martellago è stato analizzato dal punto di vista dell'uso del suolo. Lo studio è stato effettuato considerando le diverse tipologie di uso del suolo previste nella Carta della Copertura del Suolo del Veneto in scala 1:10.000 (Regione Veneto ed. 2015 su base ortofoto del 2012). Si veda la tavola *02.07.00 Carta dell'uso del suolo*.

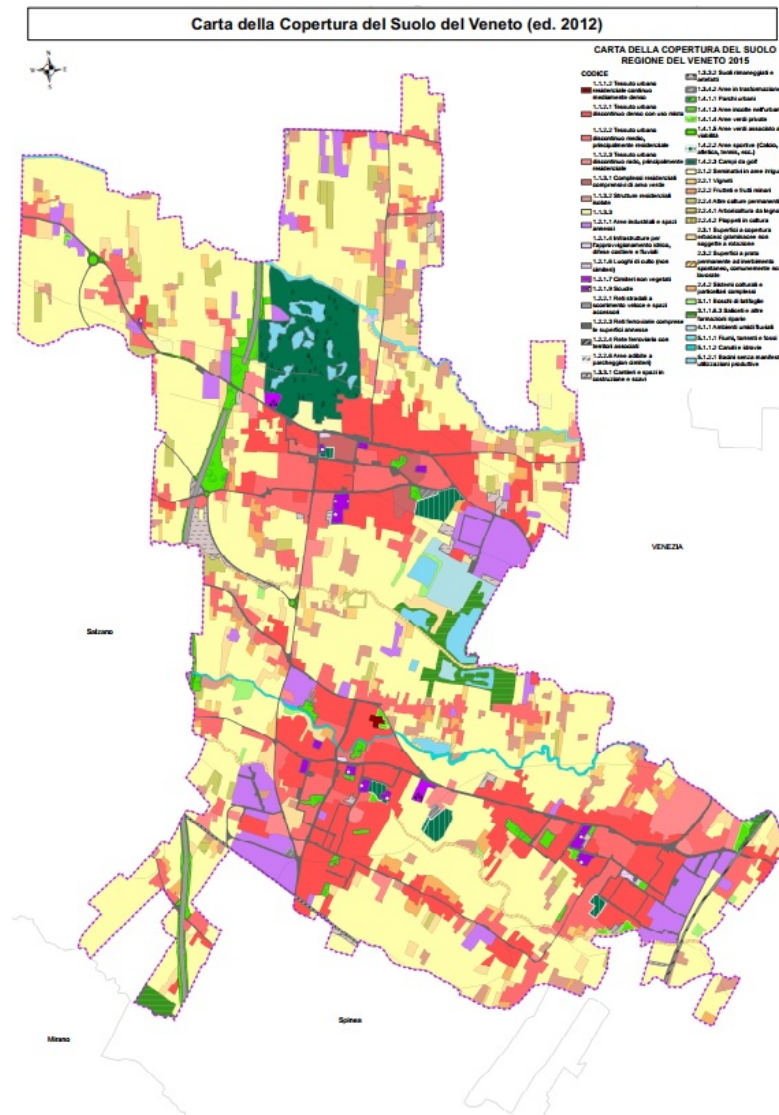


Figura 12. Carta della copertura del suolo

### 5.5.2. La separazione degli afflussi

I meccanismi di scorrimento ed infiltrazione dell'acqua nel terreno, la cui conoscenza risulta indispensabile per la comprensione della risposta idrologica di un bacino agli 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 e di estrema utilità per la descrizione dei meccanismi di scorrimento ed infiltrazione dell'acqua nel terreno.

È noto infatti che non tutto il volume piovuto su di un bacino si trasforma in deflusso superficiale: una parte è persa per evapotraspirazione, una parte è intercettata dalle piante, dagli avvallamenti del terreno e dalle pozze, una parte infine si infiltra nel suolo. Riguardo alla frazione infiltrata, che tra i termini di "perdita" è certamente il più importante durante un evento di pioggia, la letteratura idrologica propone due meccanismi con i quali questo processo può essere interpretato.

Un primo meccanismo, proposto da Horton ('40), ha come cardine la capacità di infiltrazione (ad esempio espressa in mm/ora) o meglio il suo eccedimento. In altri termini, partecipa al deflusso superficiale solo la quota di pioggia che non riesce ad infiltrarsi nel terreno perché l'intensità di precipitazione è maggiore delle capacità di infiltrazione. Horton propose per la capacità di infiltrazione un andamento esponenziale nel tempo per tener conto della riduzione della capacità di "assorbimento" della pioggia con il progredire dell'evento; sono però possibili anche altre espressioni, come ad esempio quella proposta nel metodo dell'indice F che considera la capacità di infiltrazione costante.

Un secondo meccanismo per la descrizione e modellazione dei processi di separazione della pioggia tra frazione che si infiltra nel terreno e frazione che invece defluisce superficialmente è quello proposto da Dunne ('60). Cardine del modello questa volta è il concetto di eccedimento delle capacità d'invaso del terreno; in sostanza si afferma che la pioggia si infiltra finché lo strato superficiale di terreno (in genere dell'ordine del metro) non si satura.

Nella realtà questi due meccanismi coesistono, prevalendo ora l'uno ora l'altro a seconda del tipo di terreno (ad esempio in un terreno ghiaioso prevale il meccanismo di Dunne, viceversa in un terreno argilloso), del tipo di lavorazione, dell'eventuale bioturbazione (radici, talpe) dell'intensità di pioggia.

Nel presente studio, si è utilizzato per la separazione degli afflussi il metodo proposto dal Soil Conservation Center statunitense noto in letteratura come metodo del Curve Number o SCS-CN.

Il modello SCS-CN è un modello di genesi empirica che considera entrambi i meccanismi di infiltrazione descritti in precedenza. 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.

Come anticipato, i due meccanismi di separazione degli afflussi, hortoniano e dunniano, sono considerati nelle ipotesi del metodo, infatti 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:

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

dove:

$Q$  è il deflusso in mm

$P$  è la precipitazione in mm

$S$  è il volume immagazzinabile nel terreno in mm

$CN$  è il Curve Number caratteristico del terreno considerato.

Il parametro  $CN$  definisce quindi la quantità d'acqua immagazzinabile nel terreno responsabile della relazione tra afflussi e deflussi in bacino idrografico; tale parametro contiene sinteticamente le informazioni relative alla capacità di infiltrazione del terreno (che dipende dalle caratteristiche fisico-pedologiche del suolo, dal tipo di copertura, dal suo stato e dalla tipologia di lavorazione della sua superficie) e le informazioni relative allo stato di imbibizione del terreno (classi di umidità iniziale del terreno – Antecedent Moisture Condition, AMC).

Secondo lo schema del metodo infatti i suoli sono suddivisi in tre gruppi per quanto riguarda l'insieme delle condizioni del suolo (uso, trattamento della superficie e condizioni di drenaggio) e in quattro classi (A,B,C,D) per quanto riguarda la capacità di infiltrazione del terreno. Alla classe A appartengono i suoli con elevata capacità di infiltrazione anche in condizione di notevole imbibizione (p.e. strati di sabbie e ghiaie di notevole spessore). La classe B è caratterizzata da una tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, con drenaggio da moderatamente buono a buono. I terreni poco permeabili appartengono invece alle classi C e D. Alla classe C appartengono suoli con tessitura da moderatamente fine a fine e con basso tasso di infiltrazione; i terreni della classe D hanno tasso di infiltrazione molto basso e comprendono principalmente suoli argillosi ad alto potenziale di rigonfiamento oppure strati poco spessi di terreno poggianti su orizzonti impermeabili.

Le condizioni di umidità del terreno sono definite convenzionalmente in base alla precipitazione totale caduta nei cinque giorni precedenti l'evento pioggia (AMC Antecedent Moisture Condition) e in base alla stagione (vegetativa o di riposo colturale). Il modello CN-SCS identifica tre categorie per il parametro AMC: la categoria AMC-I individua suoli sufficientemente asciutti (limiti  $h < 35.6$  mm crescita,  $h < 12.7$  mm riposo), la categoria AMC-II rappresenta la condizione media di umidità iniziale (limiti, rispettivamente per le fasi di crescita e riposo  $35.6 < h < 53.3$  mm e  $12.7 < h < 28.0$  mm), infine la classe AMC-III comprende i terreni caratterizzati da condizioni di saturazione assai elevate per i quali il potenziale di scorrimento risulta massimo (limiti  $h > 53.3$  mm crescita,  $h > 28.0$  mm riposo).



In letteratura sono presenti numerose banche dati contenenti i valori del CN tabulati in funzione delle diverse tipologie di copertura del suolo e della classe di permeabilità; in genere i valori del CN sono riferiti alla condizione di umidità media (AMC-II) essendo per altro automatico il passaggio alle condizioni AMC-I e AMC-III per mezzo delle seguenti relazioni:

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Nei calcoli che seguono si è utilizzato il valore del CN relativo alla condizione media AMC-II mentre i valori in funzione delle diverse tipologie di coperture, estratte dalla legenda CORINE, sono quelli riportati nella seguente tabella.

**Tabella 4. Valori di Curve Number in funzione della destinazione d'uso, delle caratteristiche pedologiche e della condizione di umidità del terreno (AMC-II).**

DESTINAZIONE D'USO - LEGENDA CORINE			CURVE NUMBER - AMC II				
LIVELLO 1	LIVELLO 2	LIVELLO 3	A	B	C	D	
Territori modellati artificialmente	Zone urbanizzate	Tessuto urbano continuo	81	88	91	93	
		Tessuto urbano discontinuo	61	75	83	87	
		Tessuto urbano particolare (prevalentemente diffuso)	61	75	83	87	
	Zone industriali, commerciali e reti di comunicazione	Aree industriali o commerciali	85	90	92	94	
		Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	98	98	98	98	
		Aree portuali	85	90	92	94	
		Aeroporti	85	90	92	94	
	Zone estrattive, discariche e cantieri	Aree estrattive	98	98	98	98	
		Discariche	98	98	98	98	
		Cantieri	98	98	98	98	
		Aree in attesa di una destinazione d'uso	61	75	83	87	
	Zone verdi artificiali non agricole	Aree verdi urbane	39	61	74	80	
		Aree sportive e ricreative	49	69	79	84	
	Territori agricoli	Seminativi	Seminativi in aree non irrigue	63	75	83	87
Seminativi in aree irrigue			63	75	83	87	
Risaie			63	75	83	87	
Colture permanenti		Uliveti	70	80	85	90	
		Vigneti	70	80	85	90	
		Frutteti e frutti minori	70	80	85	90	
		Colture annuali associate e colture permanenti	63	75	83	87	
Prati stabili		(Prati stabili) Superfici a copertura erbacea: graminacee non soggette a rotazione	30	58	71	78	
		(Prati stabili) Superfici a prato permanente ad inerbimento spontaneo, comunemente non lavorata	30	58	71	78	
Zone agricole eterogenee		Colture annuali associate a colture permanenti	63	75	83	87	
		Sistemi colturali e particellari complessi	63	63	83	87	
Territori boscati e ambienti semi-naturali		Zone boscate	Boschi di latifoglie	36	60	73	79
			Boschi di conifere	36	60	73	79
			Boschi misti	36	60	73	79
	Zone caratterizzate da vegetazione arbustiva e/o erbacea	Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	49	69	79	84	
		Brughiere e cespuglieti	42	64	76	81	
		Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	45	66	77	83	
	Zone aperte con vegetazione rada o assente	Spiagge, dune, sabbie	77	86	91	94	
		Rocce nude	98	98	98	98	
		Aree a vegetazione rada	49	69	79	84	
		Aree percorsi da incendi	61	75	83	87	
		Ghiacciai e nevi perenni	98	98	98	98	
Zone umide	Zone umide interne	Ambienti umidi fluviali	98	98	98	98	
		Ambienti umidi lacuali	98	98	98	98	
	Zone umide marittime	Paludi salmastre	98	98	98	98	
		Zone intertidali marine	98	98	98	98	
Corpi idrici	Acque continentali	Corsi d'acqua, canali e idrovie	98	98	98	98	
		Bacini acquei	98	98	98	98	
	Acque marittime	Lagune	98	98	98	98	
		Mari	98	98	98	98	

Sulla scorta delle precedenti considerazioni e della tabella 4, per ciascuna unità cartografica ottenuta dall'intersezione della Carta dei Suoli e della Carta della Copertura del Suolo del Veneto si è assegnato l'appropriato valore del Curve Number.

Infine essendo il valore del parametro CN dipendente dalla pendenza media del suolo, si è corretto il valore prima ottenuto utilizzando la seguente relazione:

$$CN_{\alpha} = (1/3)(CN_{III} - CN_{II}) [1 - 2 \exp(-0.386 \alpha)] + CN_{II}$$

Dove  $\alpha$  è la pendenza percentuale espressa in numero decimale.

Come si osserva dalla Figura 14, il valore del CN aumenta con la pendenza. Il termine correttivo risulta trascurabile per valori di CN riferiti a pendenze del terreno dell'ordine del 5% (valore standard della pendenza dei terreni per i quali il metodo è stato tarato negli Stati Uniti); tali valori di pendenza però non possono essere attribuiti ai territori di bonifica del Veneto i quali sono generalmente caratterizzati da pendenze dell'ordine dello 0.1 %.

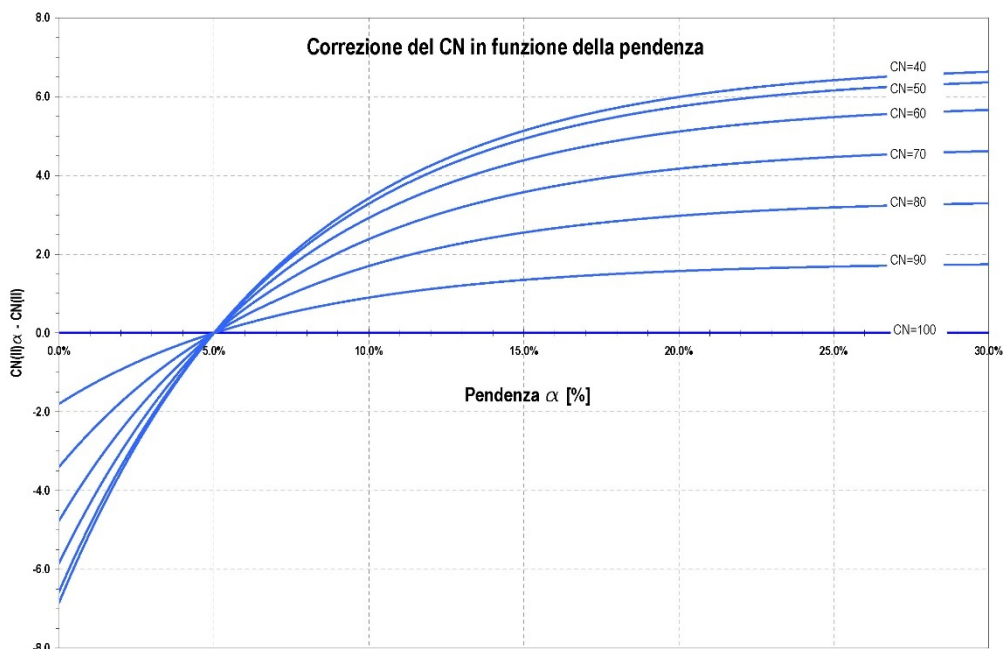


Figura 13. Variazione del parametro CN calcolato in condizioni medie di saturazione del terreno in funzione della pendenza del suolo.

### 5.5.3. Lo ietogramma netto

Lo ietogramma netto costituisce la pioggia realmente efficace in termini di deflusso superficiale: rappresenta cioè il volume idrico complessivo che, con tempi imposti dalle caratteristiche proprie dei terreni e dei fenomeni di trasporto all'interno dei collettori, alla fine transiterà per la sezione di chiusura del bacino considerato.

Come anticipato per la trasformazione dello ietogramma di progetto (o anche misurato) nello ietogramma netto, operazione che in gergo tecnico è chiamata separazione degli afflussi (e a volte anche separazione dei deflussi) si è utilizzato il metodo del Curve Number proposto dal Soil Conservation Center (SCS-CN).

Nell'immagine che segue si riporta a titolo di esempio lo ietogramma netto, relativo ad una pioggia con tempo di ritorno di 5 anni e durata 1 ora, ottenuto ipotizzando un valore del CN pari a circa 72.

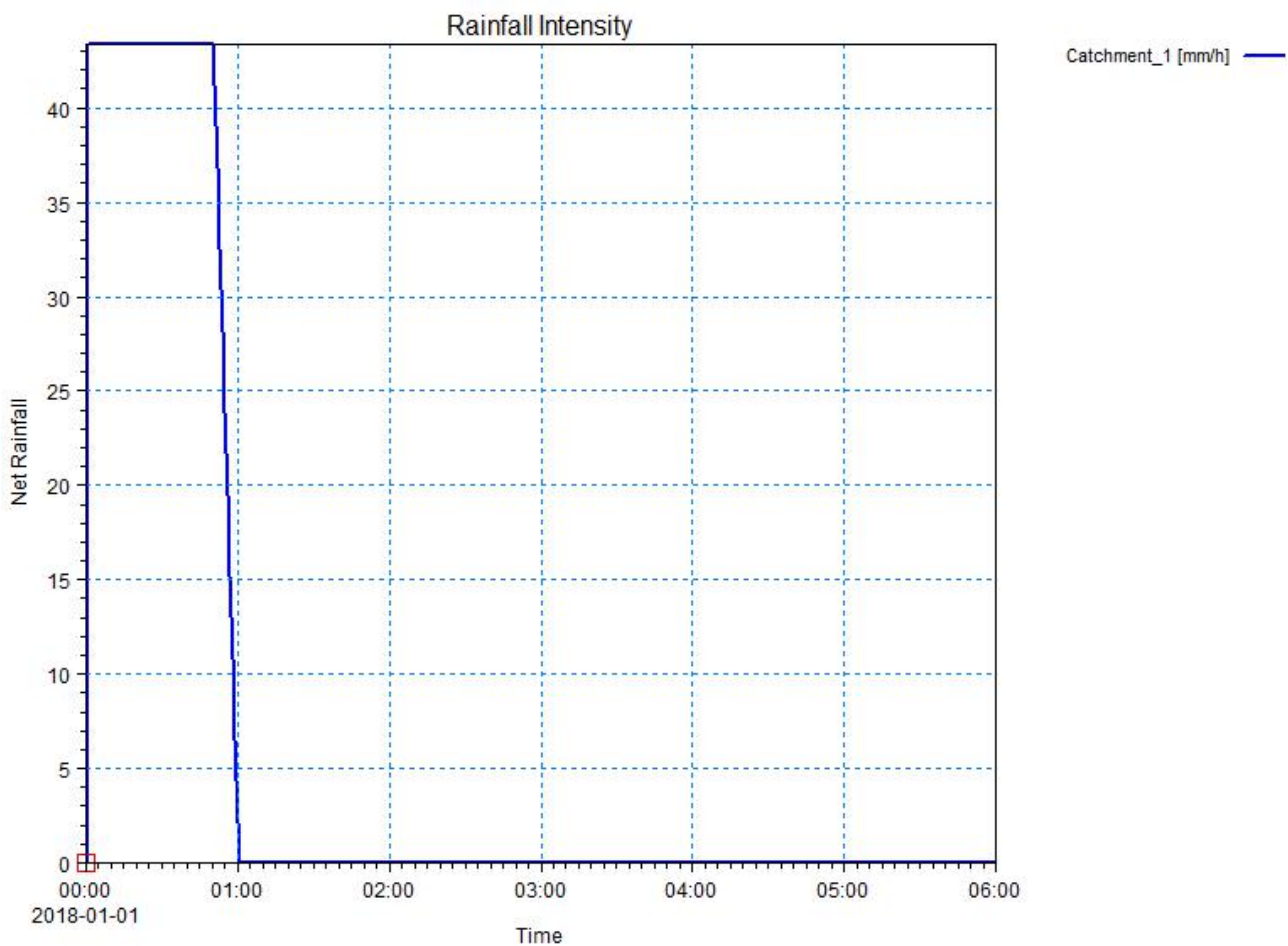


Figura 14. Ietogramma netto con TR=5 anni e durata 1 ora per un bacino con CN=72

#### 5.5.4. Stima degli idrogrammi di piena

La stima delle portate di piena generate dai sottobacini tributari dei collettori è stato svolto tramite il software *MIKE URBAN*.

Preliminarmente sono state condotte delle elaborazioni in ambiente GIS al fine di perimetrare i diversi sottobacini afferenti ai collettori. Una volta individuati i sottobacini (oltre 950) con l'ausilio combinato di sopralluoghi in situ, rilievi e analisi delle ortofoto e della carta dell'uso del suolo, per ognuno se ne sono estratte le principali caratteristiche di interesse idrologico come: la superficie, il perimetro, il fattore di forma del bacino, il Curve Number medio (media pesata sulla superficie), il tempo di corrivazione.

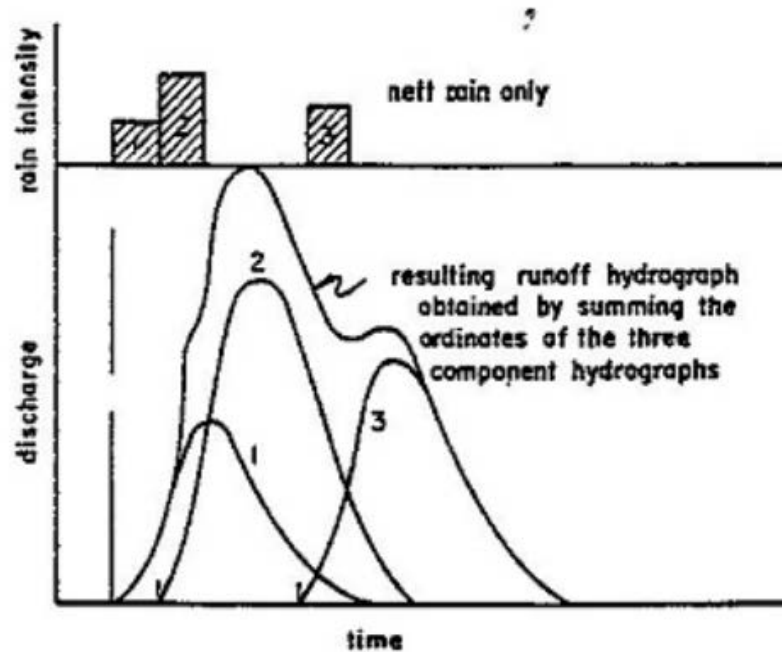
Per ciascun tratto di collettore si sono successivamente individuate le modalità con le quali i singoli idrogrammi generati sono immessi in rete: ossia se l'immissione è puntuale in una determinata sezione (in ambiente urbano e di bonifica) oppure se distribuita uniformemente lungo un tratto compreso tra due stabilite sezioni (in ambiente di bonifica).

Le portate di piena generate dai singoli sottobacini in risposta agli idrogrammi netti, calcolati come sopra, sono state ricavati con il metodo dell'idrogramma istantaneo unitario. Il metodo è un semplice modello lineare che può essere utilizzato per ricavare l'idrogramma derivante da qualsiasi precipitazione netta, depurata della parte di infiltrazione.

L'idrogramma unitario è l'idrogramma generato in risposta ad un'immissione impulsiva di volume unitario e rappresenta la risposta in termini di portata risultante da una pioggia netta di durata  $t$ .

I presupposti alla base del modello sono:

1. La precipitazione netta ha un'intensità costante durante l'evento di pioggia e ha una distribuzione uniforme su tutto il bacino;
2. Il principio di sovrapposizione degli effetti si applica agli idrogrammi risultanti dai singoli eventi di precipitazione netta unitari con intensità costante;



Un idrogramma unitario può essere caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria  $t$ , risultante nell'idrogramma e nel tempo di ritardo  $t_r$ , definito come la differenza di tempo tra il centro dell'evento di pioggia unitario e il picco di deflusso.

Da queste due caratteristiche, il tempo di picco  $T_p$ , cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al verificarsi del picco di deflusso può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t$$

Il modello chiede di specificare il tempo di ritardo da utilizzare per il calcolo. Tale tempo di ritardo è unico per ciascun sottobacino e tiene conto del tracciato compiuto dalla particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino stesso. Il programma quindi ridimensiona l'idrogramma applicato di conseguenza, assicurando che l'area sottesa dalla curva sia uguale all'unità.

Il tempo di ritardo è stato calcolato sulla base delle caratteristiche del bacino utilizzando la formula standard SCS:

$$t_r = (L \cdot 3.28 \cdot 10^3)^{0.8} \cdot (1000/CN - 9)^{0.7} / (1900 \cdot Y^{0.5})$$

dove:

$t_r$  : tempo di ritardo in ore

$L$  = lunghezza idraulica del bacino in km,

$CN$  = il valore del Curve Number secondo il metodo SCS -CN,

$Y$  = la pendenza media del bacino in percentuale.

Nelle figure seguenti sono rappresentati gli idrogrammi di progetto generati da alcuni sottobacini afferenti ai collettori indagati, con l'indicazione in rosso degli idrogrammi legati alla bonifica ed in blu quelli legati all'ambiente urbano.

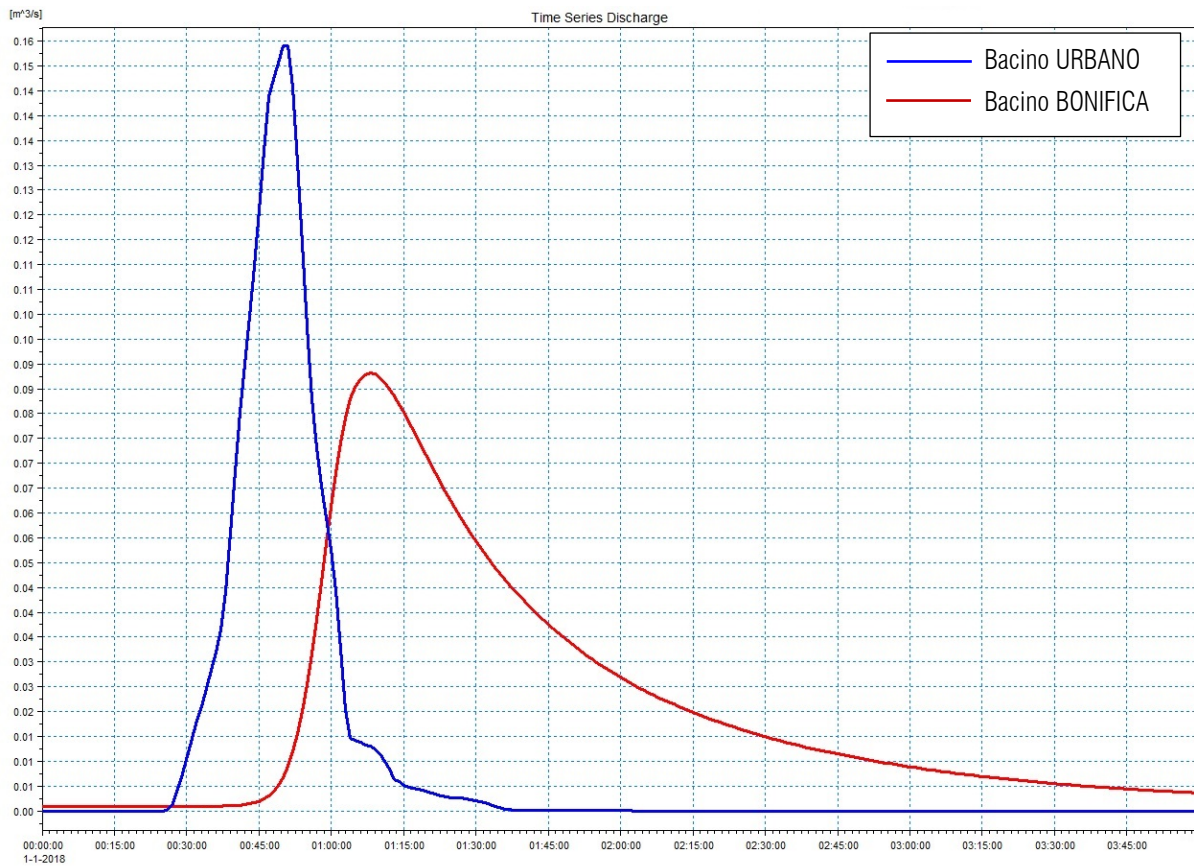


Figura 15. Idrogrammi generati da alcuni sottobacini di Martellago in risposta ad una pioggia con tempo di ritorno di 5 anni.

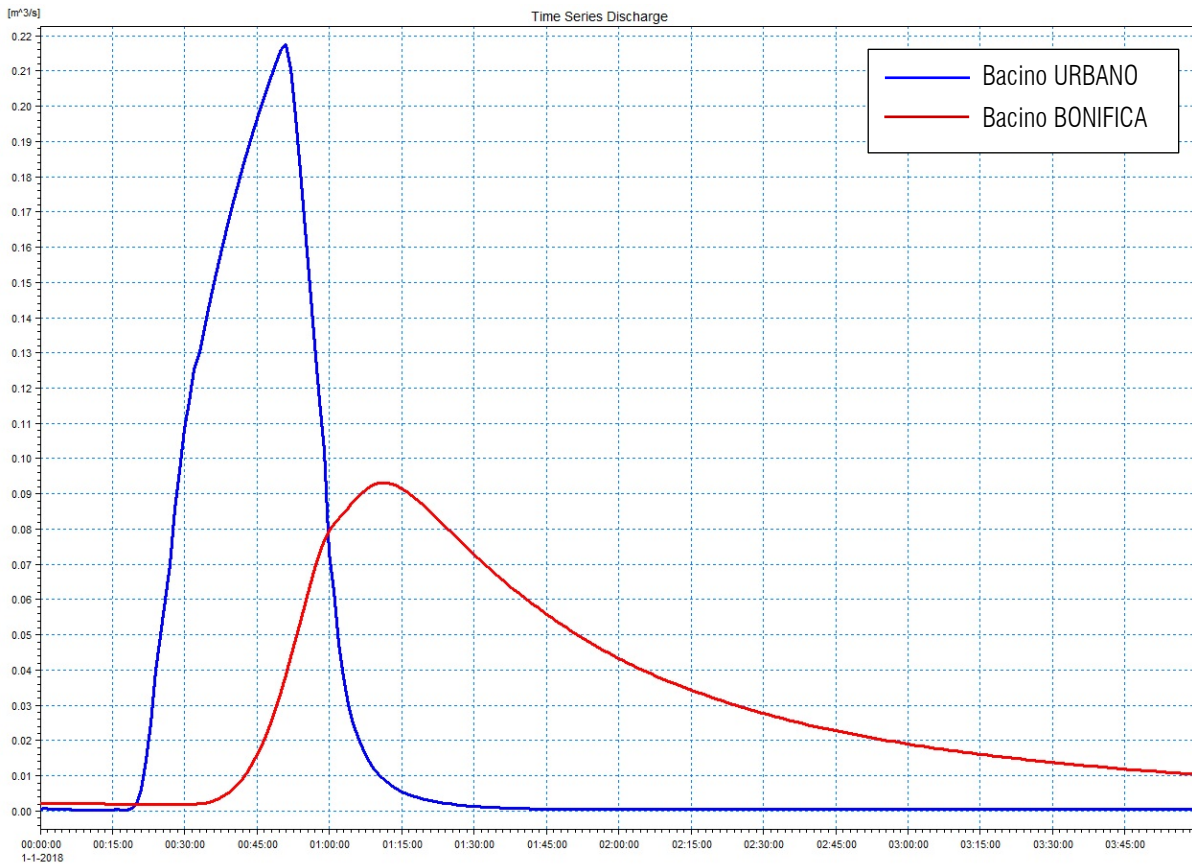


Figura 16 Idrogrammi generati da alcuni sottobacini di Olmo in risposta ad una pioggia con tempo di ritorno di 5 anni.

## 5.6. Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione viene assunto come durata critica dell'evento in modo da massimizzare le portate generate nel sistema.

Una minore durata dell'evento porta ad una intensità dell'evento maggiore. Considerando un tempo di corrivazione basso (dell'ordine dei minuti) le simulazioni evidenzieranno criticità sui singoli tratti della rete, mettendo in risalto le insufficienze locali. Considerando invece tempi di corrivazione più elevati (dell'ordine delle ore), e quindi sollecitando il sistema con eventi di pioggia di durate maggiori, le simulazioni evidenzieranno le criticità di funzionamento del sistema nel suo complesso.



## 5.7. Analisi e verifica idraulica dello stato di fatto

Si è ritenuto opportuno implementare alcune simulazioni atte a verificare lo schema della rete urbana nel suo complesso allo stato attuale ed individuare i punti maggiormente critici legati alla struttura del reticolo per i quali risultano necessari degli approfondimenti e delle ipotesi di intervento.

A seguire si riporta la verifica effettuata considerando la rete sollecitata con un evento di precipitazione con tempo di ritorno pari a 5 anni e durata di 1 ora, considerata come durata critica per i sottobacini in modo da evidenziare eventuali anomalie geometriche localizzate.

Nella figura seguente sono rappresentati i risultati ottenuti da tale simulazione in termini di livello eccedente il suolo, con l'indicazione di diversi range per cui il livello supera il piano campagna.



Figura 17. Schema della rete modellata con indicazione delle criticità ai nodi per un evento con TR 5 anni e durata 1 ora

Inoltre, stante l'evento del 15 settembre 2016 che ha evidenziato fenomeni di allagamento in varie zone del Comune, si è eseguita una simulazione su caso reale, che ha manifestato buona corrispondenza con quanto accaduto, mostrando le dorsali in sofferenza ed in esondazione talvolta per problemi altimetrici di alcune aree localmente depresse o per il sottodimensionamento dei collettori. Le immagini seguenti evidenziano un'area soggetta ad allagamento per via delle ingenti portate generate in occasione di tale evento e il sottodimensionamento della rete di drenaggio. Il profilo longitudinale evidenzia la rete completamente piena e il livello dell'acqua che supera il piano stradale (NB. il livello raggiunto una volta superato il piano campagna è da intendersi come indicativo dato che il modello monodimensionale non è in grado di simulare il corretto comportamento dei flussi una volta raggiunta la quota dei chiusini).





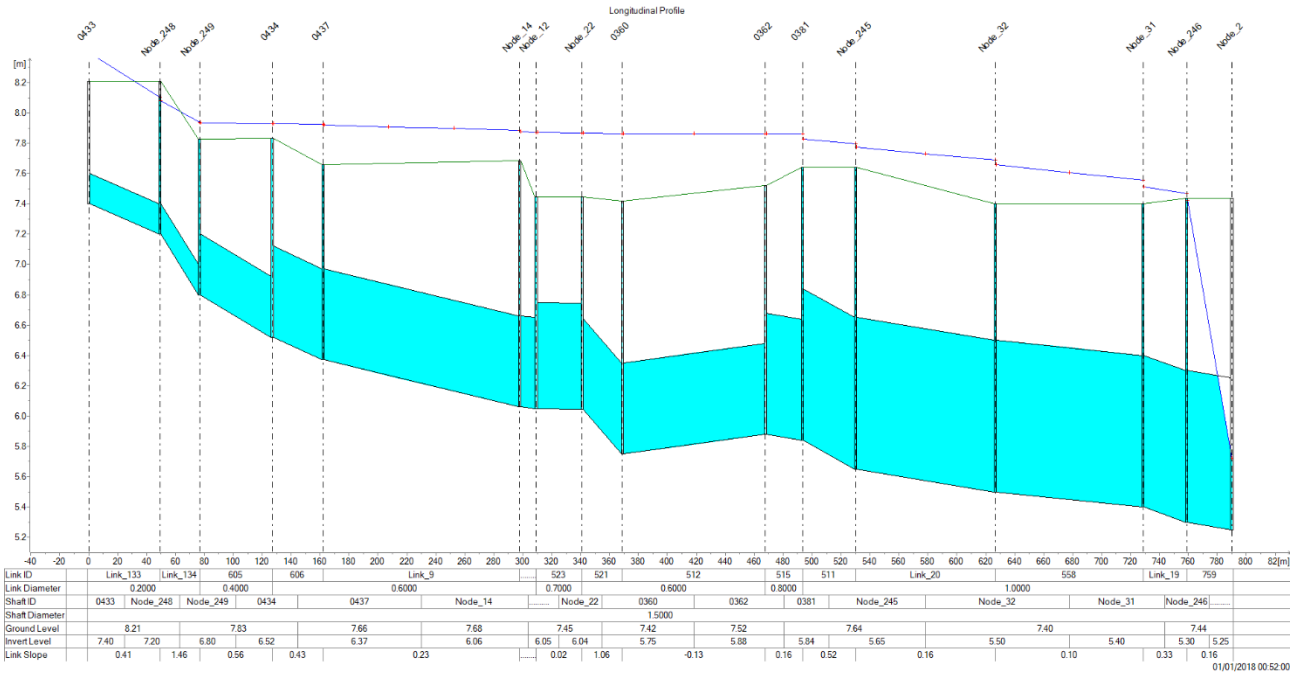


Figura 18. Posizione planimetrica (in azzurro nell'immagine precedente) e profilo longitudinale di un tratto di rete in sofferenza idraulica a Maerne

L'immagine seguente evidenzia la rispondenza tra le aree individuate come critiche dal modello e quanto accaduto realmente il 15 settembre 2016 (le aree in rosso rappresentano le zone allagate censite a cura dell'amministrazione comunale a seguito dell'evento critico considerato).

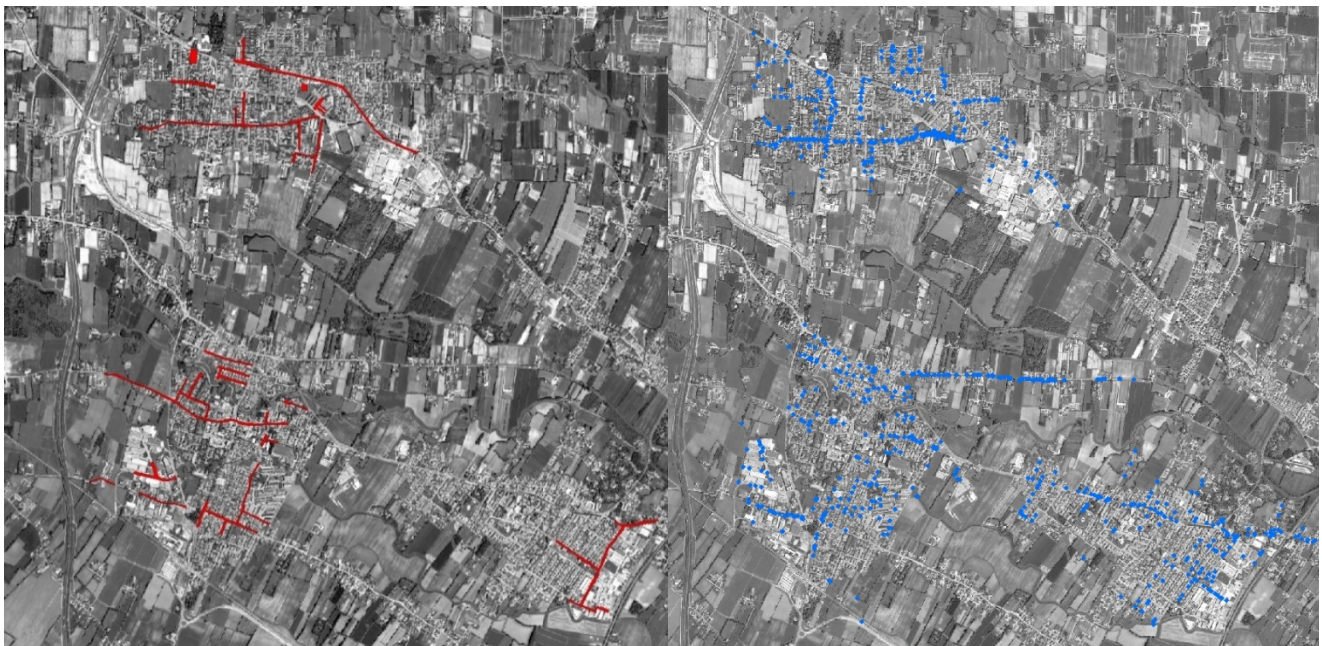


Figura 19. Confronto tra gli allagamenti reali del 15 settembre 2016 e quelli modellati

## 5.8. Analisi e verifica idraulica dello stato di progetto

Le criticità emerse con le simulazioni effettuate sulle condizioni attuali della rete costituiscono la base di partenza per la pianificazione di possibili interventi sulla struttura dei condotti al fine di garantire la sicurezza idraulica del territorio almeno in concomitanza di eventi piovosi con tempi di ritorno di 5 anni.

A tale scopo, partendo dalla rete modellata dello stato di fatto, sono stati implementati diversi interventi per la mitigazione del rischio idraulico. Tutti gli interventi sono stati attentamente valutati al fine di non creare un aggravio della situazione in cui si trova la maggior parte dei territori di bonifica.

Tutti gli interventi pianificati sono visibili in rosso nella tavola *05.01.00 Carta degli interventi*, di cui se ne riporta un estratto nell'immagine seguente.

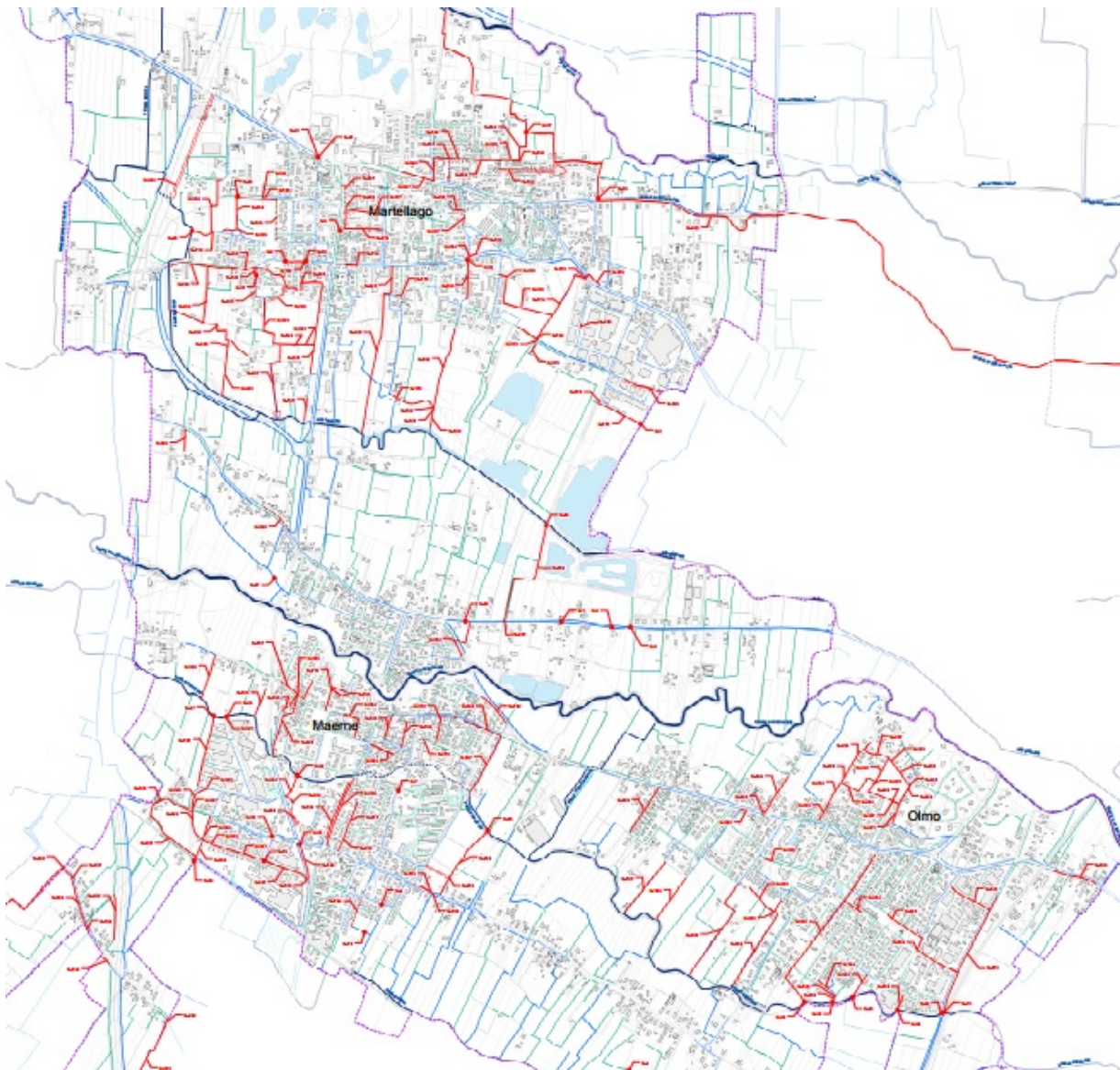


Figura 20. Estratto della Carta degli interventi

Sono state inoltre prodotte le schede criticità con l'individuazione delle aree critiche allo stato di fatto e tutti gli interventi necessari per la riduzione del rischio idraulico. Si rimanda a tali schede per la descrizione puntuale degli interventi e dei relativi benefici.

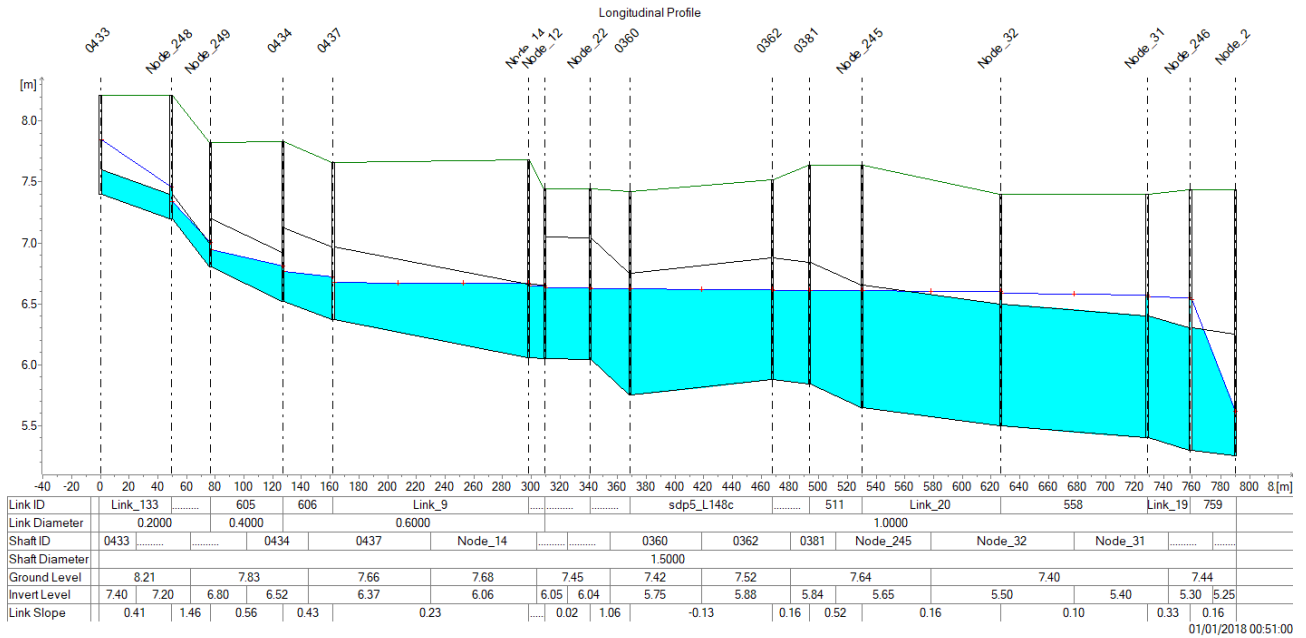


Figura 21. Profilo longitudinale dello stesso tratto di rete rappresentato in precedenza (Figura 18) in seguito agli interventi di progetto

## 6. MODELLO IDRAULICO DEI CORPI IDRICI SUPERFICIALI

Tutti i risultati del modello idrologico e gli output del modello idraulico della rete di fognatura e della rete minore sono stati forniti come dati in ingresso al modello propagatorio mono-dimensionale della rete superficiale implementato in *MIKE11*, con il quale sono state sviluppate le simulazioni a moto vario che hanno permesso di evidenziare e confermare le maggiori criticità idrauliche indotte dalla rete superficiale. Di seguito viene descritta la metodologia utilizzata per l'implementazione del modello idraulico.

### 6.1. Descrizione del modello di calcolo MIKE11

Il modello idrodinamico *MIKE11 (HD)* utilizza uno schema implicito alle differenze finite per il calcolo dei flussi a moto vario nei corsi d'acqua superficiali. Il modulo può descrivere correnti subcritiche e supercritiche attraverso un sistema numerico che si adatta in funzione delle condizioni di flusso locali (nel tempo e nello spazio).

Il modello consente il calcolo idraulico monodimensionale di canali naturali ed artificiali, sia in condizioni di moto permanente che di moto vario, tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo (ponti, tombini, briglie, sfioratori, paratoie, ecc.) eventualmente presenti nel sistema. Possono essere modellati sia canali singoli che reti chiuse o aperte di canali naturali o artificiali. Possono altresì essere integrati dal modello profili di corrente lenta, veloce e di tipo "misto". Sono inoltre inclusi moduli computazionali avanzati per la descrizione del flusso su opere idrauliche regolabili.

Il modello idrodinamico simula il flusso descrivibile attraverso i diversi approcci dell'"onda cinematica", dell'"onda diffusiva" e dell'"onda dinamica", considerando i seguenti fenomeni: portate laterali, flusso libero o rigurgitato, differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi, resistenze localizzate e perdite di carico concentrate, aree d'espansione, nodi idraulici (biforcazioni e convergenze).

A seconda del tipo di problema da descrivere, l'utente può scegliere l'approccio più appropriato. In questo caso si è scelto di utilizzare l'approccio dell'"onda dinamica", che utilizza l'equazione completa del moto, comprese le forze di accelerazione, consentendo la simulazione di transitori veloci, flussi di marea, profili di rigurgitato, ecc. Il modello risolve le equazioni della quantità di moto e di continuità (De Saint Venant) sulla base delle seguenti ipotesi:

- fluido incomprimibile ed omogeneo, con variazione trascurabile di densità;
- pendenza del fondo ridotta;
- onde lunghe in acque basse (questo assicura che il flusso ovunque può essere considerato come con direzione parallela al fondo, cioè vengono trascurate le accelerazioni verticali e si assume una variazione idrostatica della pressione sulla verticale);
- il flusso subcritico (corrente lenta).

Le equazioni risolte dal modello sono quelle di De Saint Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_f = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f\right) = 0$$

dove:  $A$  è l'area liquida [m<sup>2</sup>]

$S$  è il volume liquido [m<sup>3</sup>]

$t$  è il tempo [s]

$Q$  è la portata [m<sup>3</sup>/s]

$x$  è la distanza progressiva lungo il canale [m]

$q_f$  è la portata lateralmente affluente per unità di lunghezza [m<sup>2</sup>/s]

$V$  è la velocità [m/s]

$g$  è l'accelerazione di gravità [m<sup>2</sup>/s]

$z$  è l'elevazione del fondo del canale rispetto ad un prefissato riferimento [m]

$S_f$  è la pendenza della linea dell'energia [-].

L'effetto di eventuali strutture (ponti, ecc...) sul profilo di moto è descritto introducendo in corrispondenza ad esse una perdita di carico localizzata  $S_n$  dipendente dalle caratteristiche geometriche del manufatto e dalle grandezze del moto (tirante e velocità) in corrispondenza ad esso.

La soluzione delle equazioni di continuità e della quantità di moto è utilizzata su una griglia computazionale che alterna punti  $Q$  (di portata) e punti  $h$  (di livello), illustrata nella figura seguente.

La griglia computazionale è generata automaticamente sulla base della geometria implementata. I punti  $Q$  punti sono posizionati a metà dei tratti tra due punti  $h$  e sulle strutture. I punti si trovano sulle sezioni. Il flusso, per convenzione, è definito positivo lungo la direzione  $x$  positiva.

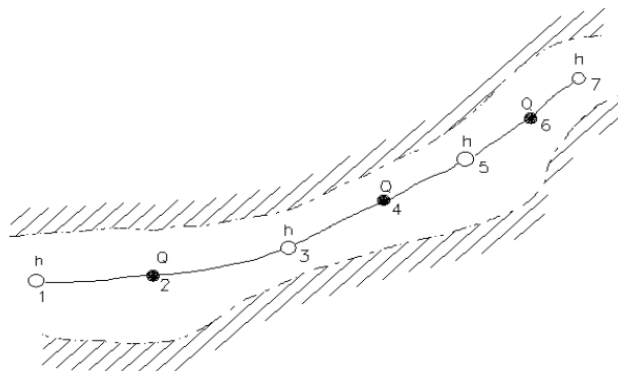


Figura 22. Tratto di canale modellato con ubicazione della griglia computazionale



## 6.2. La costruzione del modello dei corsi d'acqua superficiali

La geometria dei modelli è stata ricostruita sulla base di dati già a disposizione del Consorzio di bonifica Acque Risorgive e con l'integrazione di nuovi rilievi topografici.

In alcuni casi si è fatto inoltre riferimento al microrilievo LiDAR (Light Detection And Ranging): moderna tecnologia laser scanner montata a bordo di piattaforme aeree o elicotteri. Il microrilievo LiDAR utilizzato è quello fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, corretto e integrato in alcuni casi con i rilievi classici. Tali rilievi si sono resi necessari sia per l'esatta descrizione e per l'inserimento plano-altimetrico dei molteplici manufatti presenti lungo i corsi d'acqua modellati, sia per la correzione delle quote di fondo degli stessi: il microrilievo LiDAR non riesce infatti, per sua natura, a rilevare le quote al di sotto della superficie liquida.

È stato implementato un sistema fisico composto da:

- reticolo idrografico georeferenziato (network), estratto dal database dei canali disponibile nel sistema informativo territoriale del Consorzio e integrato con rilievi eseguiti sulla rete minore;
- sezioni trasversali dei corsi d'acqua (cross section) e manufatti (structures), rilevati con topografica classica o estratte dal microrilievo, o in alcuni casi reperite da altri progetti redatti per conto del Consorzio. Sono così stati riprodotti e schematizzati salti di fondo, ponti, tombinamenti, sfioratori laterali, molini e loro by-pass, impianti idrovori, paratoie, etc. I manufatti che non interferiscono con la corrente (ad esempio i ponti "a luce netta") non sono stati inseriti nella schematizzazione della rete perché ininfluenti ai fini del calcolo.

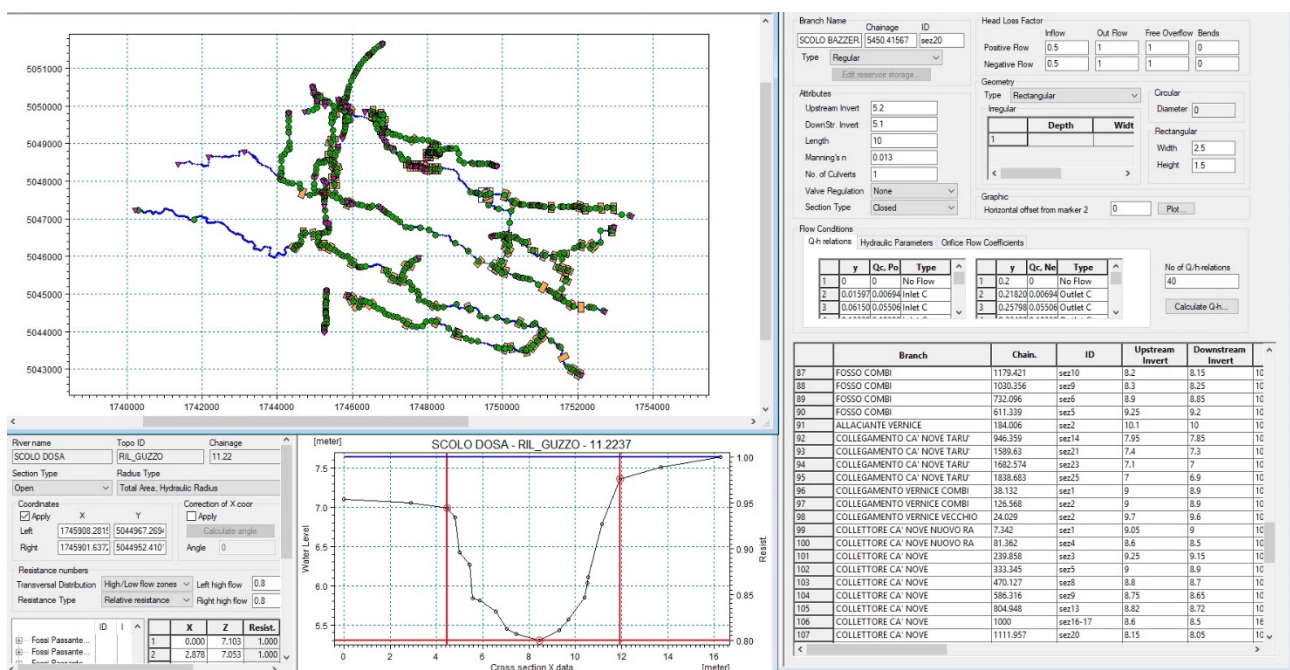


Figura 23. Interfaccia MIKE 11 per la definizione dei parametri relativi a tratti, sezioni e manufatti del modello della rete superficiale



Un parametro fondamentale definito su ciascuna sezione è la posizione del ciglio destro, del ciglio sinistro e del fondo, punti che definiscono l'estensione della sezione che sarà poi utilizzata per le operazioni di calcolo. In alcuni casi è stato anche possibile assegnare ulteriori due punti (M4 e M5 nella figura seguente) che individuano le golene laterali, qualora fosse necessario indicare differenti scabrezze nella stessa sezione per effetto della vegetazione sulle sponde.

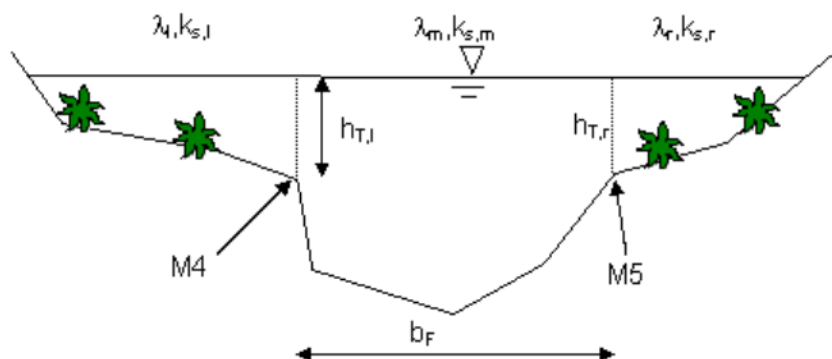


Figura 24. Sezione composta tipologica con individuazione delle golene per l'applicazione di differenti coefficienti di scabrezza.

Una volta implementata la geometria sono state inserite tutte le condizioni al contorno per le differenti simulazioni.

Le condizioni di monte corrispondono agli idrogrammi di portata calcolati per i diversi sottobacini al paragrafo precedente con tempo di ritorno di 5 e 20 anni. Tali input sono stati inseriti come:

- immissioni puntuali (scarico localizzato di una rete di smaltimento delle acque meteoriche, immissione di un fossato non modellato, contributo idrologico dei bacini di monte fuori dal territorio comunale);
- immissioni distribuite (bacini composti prevalentemente da aree agricole drenate da scoline o fossati recapitanti direttamente nei collettori principali per tratti estesi).

Nei punti di interconnessione con la rete fognaria sono stati inseriti anche gli output degli scarichi simulati con il software *MIKE URBAN*.

Come condizioni di valle sono stati assegnati i livelli dei corpi idrici ricettori ritenuti cautelativi sulla base di modellazioni effettuate nell'ambito di altri progetti e verifiche e/o registrazioni di livello presso le stazioni di monitoraggio della rete di bonifica.

Infine, per l'implementazione dei dati e la taratura dei modelli sono stati utilizzati i seguenti dati di base:

- dati dei pluviometri presenti sul territorio (stazioni ARPAV, centraline del Consorzio di bonifica)
- dati dei misuratori di livello installati lungo la rete;
- dati di gestione dei manufatti regolabili lungo la rete superficiale;

### 6.3. La schematizzazione adottata

La schematizzazione della rete superficiale nel territorio comunale, integrata con le dorsali principali di fognatura indagate, è riportata nella tavola *04.01.00 Carta della rete modellata*.

La tavola riporta in arancione e nero tratteggiato i tratti di corsi d'acqua superficiali modellati, che vengono elencati nella tabella seguente.

Il modello è costituito da oltre 750 sezioni e più di 140 strutture tra ponti e tombinamenti.

Le condizioni al contorno utilizzate nelle simulazioni sono state scelte ipotizzando le condizioni più verosimili possibili andando a valutare comunque l'eventuale influenza di queste sui risultati della modellazione:

- Livello dello scolo Roviego in corrispondenza dell'immissione nell'Allacciante di levante pari a 2.5 m;
- Livello dello scolo Rio Storto in corrispondenza dell'immissione nello Scolmatore di Monte pari a 3 m;
- Livello dello scolo Bazzera Alta in corrispondenza dell'immissione nella Bazzera Bassa pari a 4 m;
- Immissioni puntuali o distribuite nella rete superficiale dei sottobacini della bonifica.

Tabella 5. Elenco dei corsi d'acqua modellati

Corso d'acqua	Lunghezza (m)	Connessione di monte		Connessione di valle	
		Collettore	Progressiva	Collettore	Progressiva
2	18.79				
3	28.66	COLLEGAMENTO CA' NOVE TARU'		4	2.00
4	261.72	5	56.18	6	15.51
5	5.46	6	5.46	COLLEGAMENTO CA' NOVE TARU'	357.57
6	16.55		16.55	4	0.00
7	54.03	SCOLO BAZZERA ALTA		5	0.00
9	239.34	7	73.54		
ALLACIANTE VERNICE	254.49		54.03	SCOLO BAZZERA ALTA	337.45
COLLEGAMENTO CA' NOVE TARU'	240.88	VERNICE		VERNICE	634.06
COLLEGAMENTO DESOLINO VEC- CHIO-IDROVORA PASSANTE	1849.52	COLLETTORE CA' NOVE	1365.94	COLLEGAMENTO DESO- LINO VECCHIO- IDROVORA PASSANTE	195.29
COLLEGAMENTO IDROVORA PAS- SANTE-EST PASSANTE	233.34		1083.82	COLLETTORE TARU'	403.71
COLLEGAMENTO VERNICE COMBI	72.32	Fossi Passante - P28		Fossi Passante - P28	1546.96
COLLEGAMENTO VERNICE VECCHIO TRACCIATO	384.09	FOSSO COMBI	1662.62		
COLLETTORE CA' NOVE	130.08	VERNICE	0.00	VERNICE	1290.39
COLLETTORE CA' NOVE NUOVO RAMO	1157.73		891.91		
COLLETTORE QUERINI	317.58	COLLETTORE CA' NOVE		SCOLO BAZZERA ALTA	1448.99
COLLETTORE TARU'	999.49		422.53	COLLETTORE CA' NOVE	924.73
Fossi Passante - P27	2549.44			SCOLO ROVIEGO	9833.73
Fossi Passante - P28	516.48				
Fossi Passante - P29 MONTE	1681.80	Fossi Passante - P27		Fossi Passante - P28	73.41
Fossi Passante - P29 VALLE	187.68	VERNICE	496.63		
Fossi Passante - P31	474.95		1562.67	SCOLO BAZZERA ALTA	1.00
Fossi Passante - P33	438.07			SCOLO BAZZERA ALTA	0.00
Fossi Passante - P35	1441.14	SCOLO RIO STORTO		SCOLO RIO STORTO - MARZENEGO	5063.64
Fossi Passante - P57	1183.42		4979.44	SCOLO ROVIEGO	6907.94
FOSSO COMBI	442.02				
FOSSO COMBI - PASSANTE	2781.57			FOSSO COMBI	1277.11
FOSSO SANT'ELENA	1292.70	FOSSO COMBI		SCOLO RIO STORTO - MARZENEGO	5860.37
PRESA DESE-VERNICE	1964.78		1190.60	SCOLO RIO STORTO - MARZENEGO	4783.18
SCOLO RIO MORO	408.27			SCOLO RIO STORTO - MARZENEGO	3491.65
SCOLO BAZZERA ALTA	4192.80			VERNICE	624.10
SCOLO DOSA	9703.51	Fossi Passante - P29 VALLE			
SCOLO RIO STORTO	6354.77		474.95		
SCOLO ROVIEGO	13802.37			SCOLO ROVIEGO	14966.46
VERNICE	16573.60				

## 6.4. Taratura

I modelli numerici realizzati sono caratterizzati anche da una serie di parametri la cui scelta, in prima battuta, è stata effettuata sulla base di valori ricavati in bibliografia e riferiti a condizioni simili (risposta idrologica del suolo, scabrezza canali e condotte, impermeabilizzazione del suolo in base all'uso). Ulteriori indicazioni sono state recepite nell'ambito della taratura effettuata per i modelli del PGBTT e del PGRA di cui alle premesse.

Alcune verifiche locali sono state effettuate confrontando i livelli calcolati dal modello con quelli misurati in corrispondenza di alcune stazioni misura del sistema di telecontrollo consortile, per noti ietogrammi "storici" (evento del 15 settembre 2016).

Infine, i risultati del modello sono stati comparati qualitativamente alle segnalazioni di allagamenti, alle criticità storiche o alle fotografie effettuate durante gli eventi di piena più recenti.

## 6.5. Parametri assunti

In linea generale i principali parametri di simulazione idraulica utilizzati sono i seguenti:

- Scabrezza canali:  $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$ ;
- Scabrezza golene vegetate:  $0.075 \text{ s/m}^{1/3}$ ;
- Scabrezza manufatti:  $0.013 \text{ s/m}^{1/3}$ ;
- Scabrezza tratti tombinati e/o sezioni con spallette in cemento:  $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$ ;
- Coefficiente di perdita di carico sbocco tombinamenti/condotte: formula di Borda;
- Coefficiente di perdita di carico imbocco tombinamenti/condotte: perdita sbocco/2.

In alcuni casi sono stati effettuati approfondimenti che hanno comportato la modifica puntuale di alcuni dei suddetti parametri.

## 7. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI ACCOPPIATE RETE URBANA-RETE DI BONIFICA

Una volta implementati i due singoli modelli della rete tubata e della rete consortile, gli stessi sono stati accoppiati attraverso l'applicativo *MIKE FLOOD* che consente l'interazione tra modelli di fognatura urbana e acque superficiali.

L'accoppiamento è reso possibile attraverso elementi di scambio che in prossimità degli scarichi della rete urbana nei collettori di bonifica consentono rispettivamente l'assegnazione dei livelli idrometrici come condizione di valle per la rete urbana e l'immissione in rete superficiale della portata "urbana".

Il sistema nel complesso rappresenta l'effettivo scambio di influenza tra le reti in funzione della tipologia di evento simulato. In caso di eventi particolarmente intensi e di breve durata, localizzati sul territorio comunale, la rete urbana entra in crisi ma i collettori di bonifica non risentono sostanzialmente dell'evento se non in prossimità degli scarichi urbani, non andando ad influenzare con moti rigurgitati gli scarichi stessi.

Viceversa, eventi più lunghi della durata di 4-6 ore mandano in sofferenza la rete di bonifica generando livelli idrometrici elevati che possono condizionare gli scarichi urbani. Tuttavia, l'evento lungo, di per sé, tende ad avere intensità inferiori rispetto a quelle che possono mandare in crisi le fognature urbane.

In questa fase di approfondimento della rete urbana, nell'ambito dell'individuazione delle criticità e delle carenze strutturali della rete stessa si è scelto di simulare differenti eventi di pioggia considerando tempi di ritorno variabili per tener conto di diversi gradi di pericolosità e frequenza di accadimento. Tuttavia sono state verificate unicamente le durate di piogge confrontabili con i tempi di corrivazione della rete urbana al fine di individuare i soli interventi strutturali da attuare sulla rete nell'ambito del Piano delle Acque, demandando ad approfondimenti successivi le criticità legate alla rete di bonifica i cui interventi risolutivi esulano dal presente contesto.

Nella *tavola 04.02.00* sono riportati i risultati delle simulazioni condotte con i modelli di stato di fatto e di progetto al fine di un rapido confronto visivo delle criticità risolte con gli interventi indicati nel piano e le condizioni di rischio residuo che permangono in alcune zone del territorio per le quali dovranno essere pianificati ulteriori interventi di messa in sicurezza o operazione e procedure di protezione civile.

Dal confronto tra stato di fatto e di progetto, in riferimento all'evento con tempo di ritorno 5 anni e durata di pioggia 1 ora, emerge chiaramente che gli effetti degli interventi ipotizzati e modellati si traducono in un complessivo abbassamento dei livelli in corrispondenza dei nodi, e quindi dell'intera rete.

Permangono tuttavia alcune situazioni di criticità, in particolare a Maerne lungo via Ca' Bembo, che dovranno essere valutate in modo più approfondito con riferimento ai livelli idrometrici che si generano sul Rio Storto.

Con lo stesso tempo di ritorno ma una durata di 2 ore, gli interventi di progetto si rivelano ancora una volta migliorativi, seppur rimanendo in sofferenza idraulica via delle Motte e parte di via Trento a Martellago, oltre a via Ca' Bembo. Tali criticità dovranno essere approfondite in sede di progettazione definitiva delle opere attraverso una precisa analisi costi/benefici.

Per eventi eccezionali con tempi di ritorno elevati, sebbene gli interventi individuati riducano in modo considerevole il grado di sofferenza idraulica dei collettori, permangono criticità su buona parte del territorio comunale dal momento che la rete urbana in origine è stata dimensionata per eventi di intensità decisamente minore e che difficilmente sarà in grado di sopportare con soli interventi localizzati i fenomeni piovosi di cui oggi siamo testimoni.

## 8. CONCLUSIONI

Il livello di approfondimento della modellazione numerica utilizzato in questo Piano delle Acque, destinato ad una analisi a scala comunale delle varie problematiche idrauliche presenti nel territorio, evidenzia la necessità di realizzare diversi interventi al fine di garantire la sicurezza idraulica del territorio oggetto di studio per gli eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 5 anni in alcuni casi e 20 anni in altri casi, relativamente a durate di pioggia differenti in funzione dei sistemi indagati.

Scopo principale del presente studio è infatti quello di far fronte agli eventi atmosferici di breve durata e forte intensità, come quello accaduto nel territorio di Martellago nel settembre 2016, in grado di mettere in crisi il sistema urbano, con la rete di bonifica ancora scarica.

Non si esclude pertanto la possibilità di verificarsi di fenomeni di “rischio residuo”, anche ad interventi realizzati, dovuti al perdurare di elevati livelli idrometrici nella rete di bonifica, nei punti in cui quest’ultima è fortemente connessa alla rete urbana oggetto di studio.

Inoltre, gli interventi proposti non prescindono da una più approfondita indagine in fase di progettazione e dimensionamento delle opere attraverso un’analisi costi/benefici e la conoscenza più approfondita dei sottoservizi esistenti, che possa far emergere soluzioni alternative maggiormente efficaci o un dimensionamento differente degli interventi stessi.