



COMUNE DI SANTA GIUSTINA IN COLLE

Piazza Martiri, 3 - 35010 Santa Giustina in Colle (PD)



COMUNE DI SAN GIORGIO DELLE PERTICHE

Via Canonica, 4 - 35010 San Giorgio delle Pertiche (PD)



ACQUE RISORGIVE
CONSORZIO DI BONIFICA

Via Rovereto, 12 - 30174 VENEZIA - cod. fisc. 94072730271 - tel. 0415459111
web: www.acquerisorgive.it - e.mail: consorzio@acquerisorgive.it

PIANO DELLE ACQUE INTERCOMUNALE

DATA		ELABORATO					
15 LUGLIO 2017		RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA					
SCALA							
-							
CODICE ELABORATO			GRUPPO DI LAVORO				
AR036	PA	01	02	00	REII	00	
CONSORZIO DI BONIFICA ACQUE RISORGIVE			COMUNE DI SANTA GIUSTINA IN COLLE				
ing. Carlo Bendoricchio - DIRETTORE GENERALE			geom. Silvana Franco - Responsabile Ufficio Edilizia Privata, Urbanistica e Ambiente				
ing. Michele Caffini - DIRETTORE AREA TECNICA			geom. Guido Pasquin - Responsabile Ufficio Lavori Pubblici e Manutenzioni				
ing. Luca Mason - UFFICIO PIANIFICAZIONE E SVILUPPO NUOVE OPERE			COMUNE DI SAN GIORGIO DELLE PERTICHE				
geom. Renzo Guion - UFFICIO GESTIONE			geom. Gastone Azzalin - Responsabile Ufficio Edilizia Privata, Urbanistica, Tutela dell'Ambiente e Patrimonio Immobiliare				
			geom. Giuliano Tartaggia - Responsabile Ufficio Manutenzioni e Lavori Pubblici, Viabilità e Protezione Civile				
REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE			REDIGE	VERIFICA	APPROVA
0	04-07-2017	Prima emissione			F. Domeneghetti	L. Mason	M. Caffini

Sommario

Premesse.....	3
1. Descrizione del modello.....	5
1.1. Condizioni al contorno e parametri assunti	5
2. La geometria.....	6
3. Suddivisione in bacini	7
4. Definizione degli eventi pluviometrici di progetto.....	9
4.1. Regionalizzazione delle piogge.....	9
4.2. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica zona nord-occidentale.....	9
4.3. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica zona sud-occidentale.....	11
4.4. Scelta degli eventi	12
5. Pluviogrammi di progetto	12
5.1. Pluviogrammi per la zona nord-occidentale	13
5.2. Pluviogrammi per la zona sud-occidentale	15
6. Modello idraulico del territorio intercomunale.....	18
6.1. Bacino Tergola.....	18
6.1. Bacino Muson dei Sassi	23
7. Taratura	27
7.1. Taratura a moto vario	27
8. Condizioni al contorno.....	32
9. Simulazione dello stato di fatto e individuazione delle criticità	33
10. Individuazione degli interventi.....	35
10. Verifica dello stato di progetto e criticità residue.....	41
11. Conclusioni.....	43
12. Appendice: descrizione del modello di calcolo epa swmm	44
12.1. Generalità	44
12.2. Descrizione matematica del modello di calcolo.....	45
Equazioni Generali	45
Soluzione generica per i tratti.....	46
Calcolo delle caratteristiche medie dei tratti	48
Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi	49
Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali.....	49

Formulazione del modello matematico50

PREMESSE

Nell'ambito della redazione del Piano delle Acque Intercomunale dei Comuni di Santa Giustina in Colle e San Giorgio delle Pertiche 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 piano 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 e mista.

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 Tergola e Muson dei Sassi 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 gli ietogrammi "netti".

A partire dai risultati 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 territorio 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, anch'esse verificate con modellazione numerica.

1. DESCRIZIONE DEL MODELLO

Per la simulazione numerica del territorio comunale si è utilizzato il modello EPA SWMM, che risolvendo le equazioni di De Saint Venant a moto vario, consente di verificare il comportamento delle condotte e dei canali scegliendo l'evento meteorico di progetto. Tale modello matematico è uno dei più validi e utilizzati nell'ambito della modellazione di reti fognarie di acque meteoriche e ha il vantaggio di essere basato su software di libera distribuzione.

La rete viene schematizzata in una maglia nodi-tronchi con la possibilità di inserire particolari manufatti quali sfioratori, pompe etc..

Le quote dei nodi e le caratteristiche dimensionali dei tronchi sono state definite attraverso i rilievi e i sopralluoghi effettuati.

I bacini imbriferi sono stati definiti attraverso i sopralluoghi e la mappatura delle affossature e delle condotte censite.

Per la trattazione teorica del modello SWMM utilizzato si rimanda all'appendice.

1.1. Condizioni al contorno e parametri assunti

I principali parametri di simulazione idraulica utilizzati sono i seguenti:

- Scabrezza canali: $0.05 \text{ s/m}^{(1/3)}$;
- Scabrezza tubazioni: $0.02 \text{ s/m}^{(1/3)}$;
- Coefficiente di perdita di carico sbocco tombinamenti/condotte: formula di Borda
- Coefficiente di perdita di carico imbocco tombinamenti/condotte: perdita sbocco/2
- Invasi superficiali aree pavimentate: 4 mm;
- Invasi superficiali aree permeabili: 10 mm.

Per ciò che attiene il modello di filtrazione: metodo SCS del Curve Number con attribuzione di un coefficiente CN alle aree agricole in base alla tipologia di suolo presente e all'applicazione di formule correttive che tengano conto della pendenza media presente.

2. LA GEOMETRIA

La rete di smaltimento rilevata nel territorio comunale è stata schematizzata con una maglia nodi-tronchi così da simulare idraulicamente il transito dell'acqua proveniente dai sottobacini definiti. Tale schematizzazione ha incluso la quasi totalità delle condotte principali rilevate nei centri urbani e tutta la rete consortile comprendendo i manufatti presenti (ponti, tombinamenti ed eventuali altri restringimenti); solo alcuni ponti, perché realizzati "a luce netta" e non interferenti in nessun caso con la corrente, non sono stati inseriti nella modellazione perché influenti.

Nella tavola 03.01.00 è possibile apprezzare l'elevato numero degli elementi simulati e la loro diffusione sul territorio così da estendere dettagliatamente l'analisi. Il modello numerico sviluppato per completezza, analizza anche sottobacini posti al di fuori del territorio comunale perché anch'essi contribuiscono alla formazione dei deflussi lungo la rete indagata.

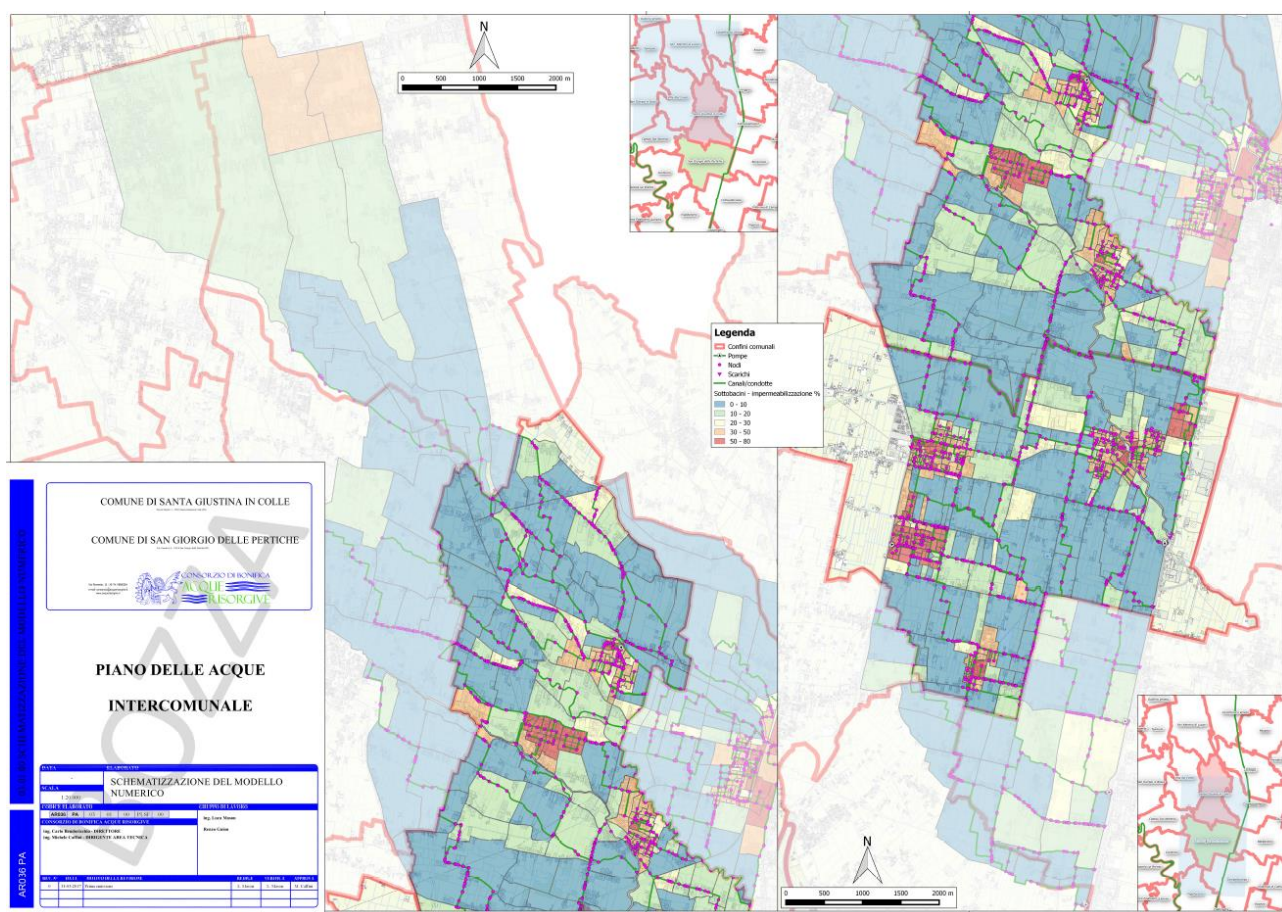


Figura 1. Estratto tavola 03.01.00

3. SUDDIVISIONE IN BACINI

Il territorio dei due comuni 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. Modifiche apportate per gestire le acque sia a scopo irriguo, che per ricavarne forza motrice (mulini) che per allontanarle in modo sicuro durante le precipitazioni hanno reso la rete idrografica profondamente articolata e complessa: sono presenti arginature, manufatti speciali, diversivi intersezioni e impianti di sollevamento.

La suddivisione in bacini del territorio indagato è rappresentata in tavola 02.07.00 della quale si inserisce un'anteprima in Figura 2.

I 12 sottobacini individuati possono essere raggruppati nei in *macrobacini* afferenti ai seguenti collettori principali:

1. torrente Muson dei Sassi
2. fiume Tergola
3. fiume Muson Vecchio
4. scolo Cadoneghe
5. scolo Piovego di Villabozza

La parte di territorio a nord nel comune di Santa Giustina in Colle drenata dalla canaletta Sandra, affluente del Rio Storto nel bacino del Muson Vecchio, è analizzata nell'ambito del redigendo Piano delle Acque del Comune di Loreggia a cui si rimanda per maggiori dettagli.

Allo stesso modo si rimanda al Piano delle Acque del Comune di Campo San Martino per l'analisi del territorio a ovest del Scolo Piovego di Villabozza e al Piano delle Acque del Comune di Cadoneghe per l'area afferente allo scolo omonimo. Infine, relativamente al sottobacino del Tergolino (n.9), è stato redatto a cura di ETRA S.p.A. un progetto di messa in sicurezza della canaletta Prevedello in collaborazione con il Comune di San Giorgio delle Pertiche e il Consorzio. Il suddetto progetto individua già le criticità esistenti nell'area e propone interventi per il loro superamento.

Figura 2

Figura 2. Suddivisione bacini idrografici

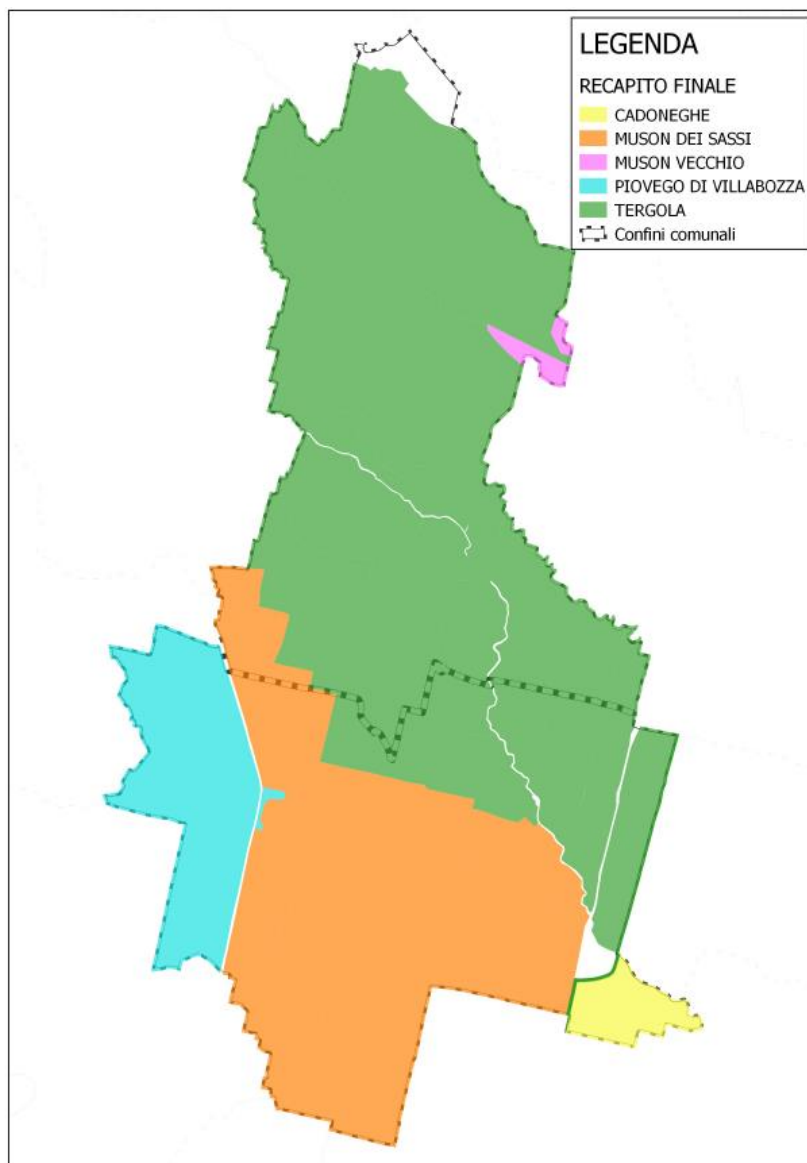


Figura 3. Individuazione di macrobacini afferenti ai collettori principali

Nei paragrafi successivi, pertanto, saranno maggiormente dettagliati le criticità riscontrate nei bacini afferenti al torrente Muson dei Sassi (bacino arancione) e al fiume Tergola (bacino verde) e verranno descritti gli interventi per la risoluzione delle stesse.

4. DEFINIZIONE DEGLI EVENTI PLUVIOMETRICI DI PROGETTO

4.1. Regionalizzazione delle piogge

Per l'individuazione delle curve di possibilità pluviometrica più appropriate per l'area in esame si è fatto riferimento al recente 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 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. Il territorio è stato suddiviso in zone omogenee, riportate nell'immagine seguente.

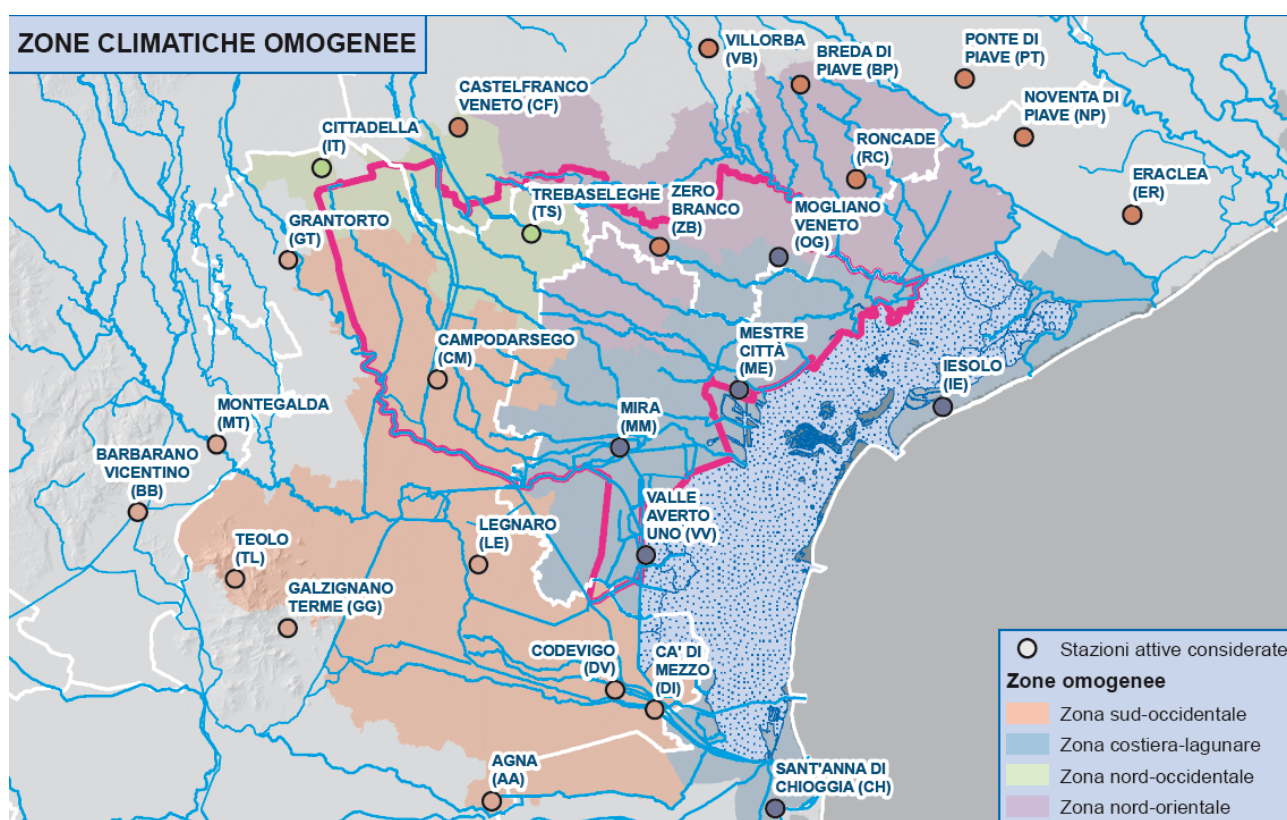


Figura 4. Zone climatiche omogenee – Regionalizzazione delle piogge

Il territorio in esame rientra nelle zone nord-occidentale (bacino nord del Comune di Santa Giusina in Colle) e sud-occidentale. Si riportano di seguito le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per le due zone.

4.2. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica zona nord-occidentale

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

Tabella 1. Valori dei parametri da assegnare alla curva di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno.

T	a	b	c
2	21.6	11.7	0.836
5	28.9	13.1	0.834
10	33.2	13.9	0.829
20	37.0	14.7	0.822
30	39.1	15.1	0.817
50	41.6	15.7	0.811
100	44.7	16.5	0.803
200	47.6	17.3	0.794

Curve segnalatrici a 3 parametri

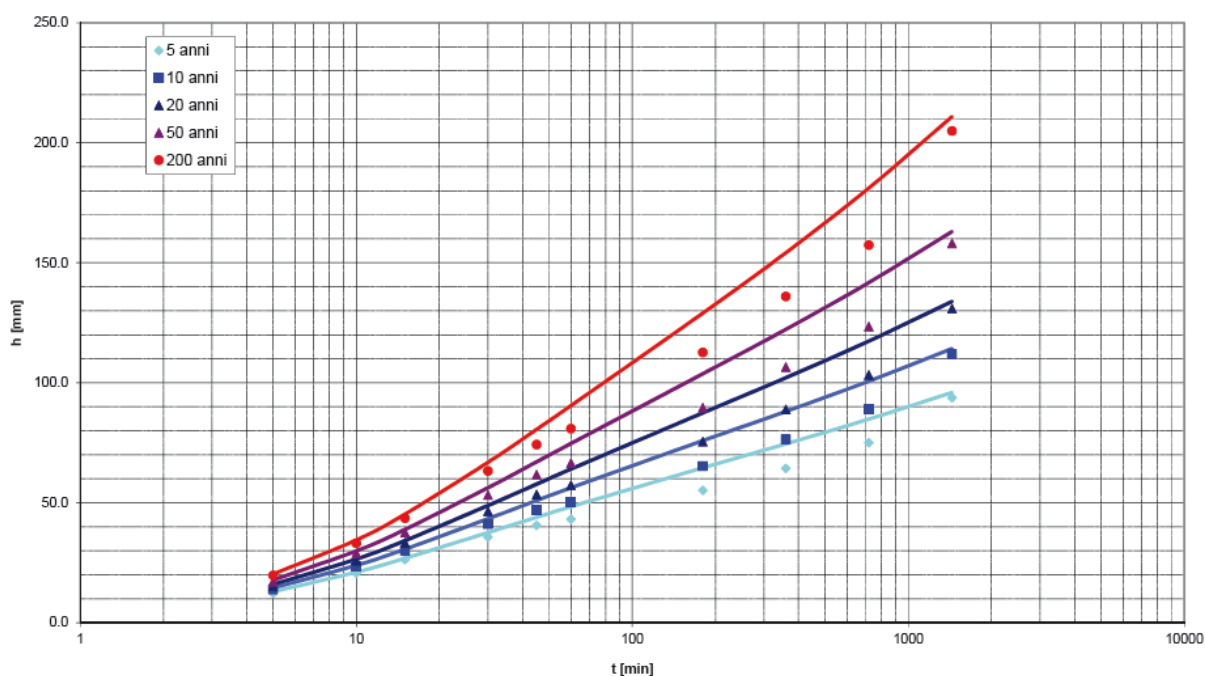


Figura 5. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per la zona nord-occidentale.

4.3. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica zona sud-occidentale

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

Tabella 2. Valori dei parametri da assegnare alla curva di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno.

<i>T</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
2	20.6	10.8	0.842
5	27.4	12.1	0.839
10	31.6	12.9	0.834
20	35.2	13.6	0.827
30	37.1	14.0	0.823
50	39.5	14.5	0.817
100	42.4	15.2	0.808
200	45.0	15.9	0.799

Curve segnalatrici a 3 parametri

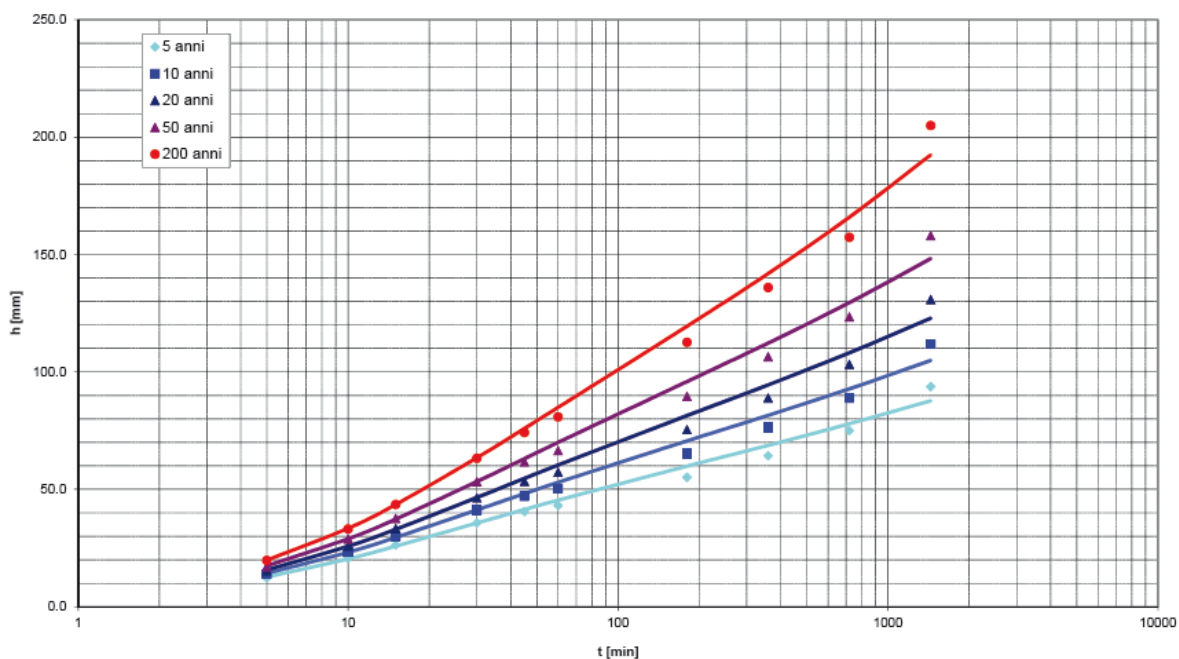


Figura 6. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per la zona sud-occidentale.

4.4. Scelta degli eventi

Le simulazioni numeriche vengono effettuate utilizzando pluviogrammi costanti relativi alle durate di pioggia comprese tra 1 e 24 ore con tempo di ritorno compresi tra i 5 e i 20 anni.

Per ogni modello sviluppato vengono analizzati, attraverso numerose simulazioni, gli effetti delle varie precipitazioni andando ad approfondire e rappresentare i risultati degli eventi critici.

In linea di principio le precipitazioni intense ma brevi vanno a sollecitare maggiormente le zone urbane, caratterizzate da tempi di corrivazione brevi; diversamente, le precipitazioni prolungate 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.

Per ogni modello verranno rappresentati i risultati relativi a varie durate di precipitazione differenti in modo tale da descrivere in maniera completa il comportamento idrologico-idraulico. Una volta determinati gli interventi di progetto le relative simulazioni non sono state fatte solo sulle durate critiche precedentemente individuate ma su tutta la gamma di piogge (1-24 ore) in quanto l'inserimento di aree di laminazione e nuovi collegamenti può modificare la risposta della rete.

Per semplicità e uniformità i risultati delle simulazioni relative allo stato di progetto saranno riferiti agli stessi eventi meteo utilizzati per lo stato di fatto.

5. PLUVIOGRAMMI DI PROGETTO

Nella modellazione della rete di smaltimento delle acque meteoriche a servizio dei due comuni è presente una varietà delle scale spaziali coinvolte: dalla condotta che drena una singola via sino a corsi d'acqua di una certa importanza che drenano territori con superficie di molti chilometri quadrati. Per questo motivo è stato scelto di analizzare la risposta simulata dal modello su un'ampia gamma di durate di precipitazioni: a partire dall'evento di durata oraria sino alle 12 ore.

Il dimensionamento di massima per gli interventi di progetto è stato eseguito facendo riferimento ad eventi caratterizzati da tempi di ritorno pari a 20 anni, essendo questo l'attuale riferimento per la bonifica.

Relativamente agli eventi più brevi e intensi, pari a 1 ora, più critici per le aree urbane, è stato scelto il tempo di ritorno per la simulazione e identificazione degli interventi di progetto pari a 5 anni per ottenere interventi di progetto che siano sostenibili e realizzabili; questo a causa dell'estensione del centro urbano e dei tempi di corrivazione brevi. A tal riguardo è bene evidenziare che, volendo raggiungere livelli di sicurezza idraulica maggiore, diverrebbe probabilmente necessario rifare non soltanto la rete principale ma tutta la rete di raccolta delle acque meteoriche esistente con costi difficilmente sostenibili.

Il dimensionamento degli interventi di progetto rimane in ogni caso un'indicazione di massima la quale dovrà essere accuratamente ridefinita valutando la scelta del tempo di ritorno, anche tramite un'analisi costi/benefici, nelle fasi di progettazione successive.

5.1. Pluviogrammi per la zona nord-occidentale

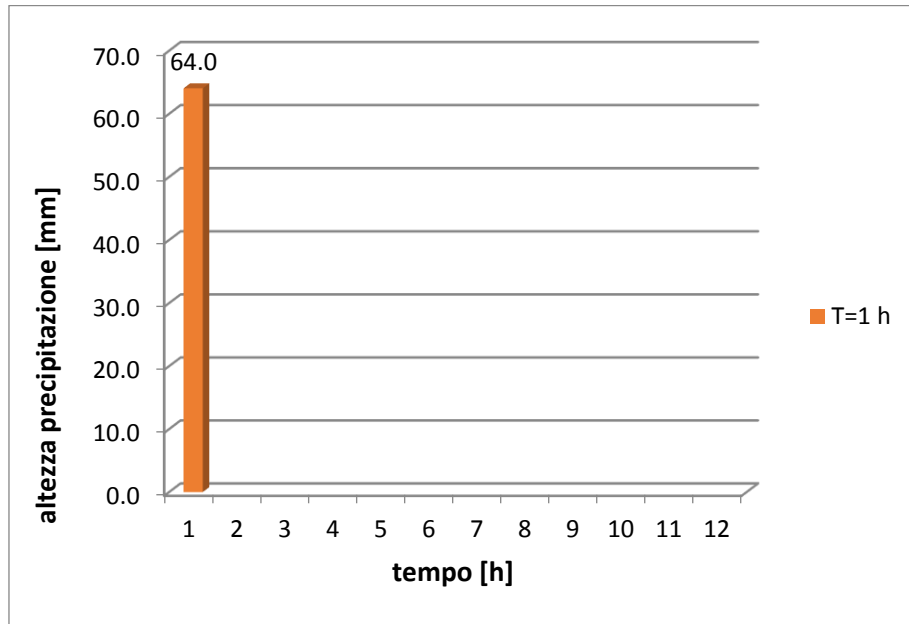


Figura 7. Pluviogramma T=1 h Tr= 20 anni

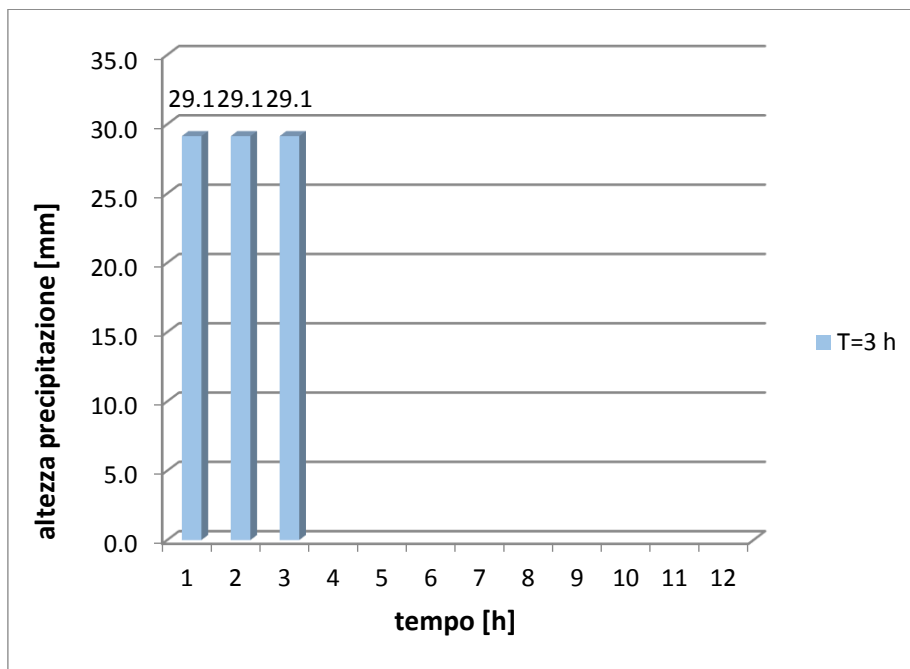


Figura 8. Pluviogramma T=3 h Tr= 20 anni

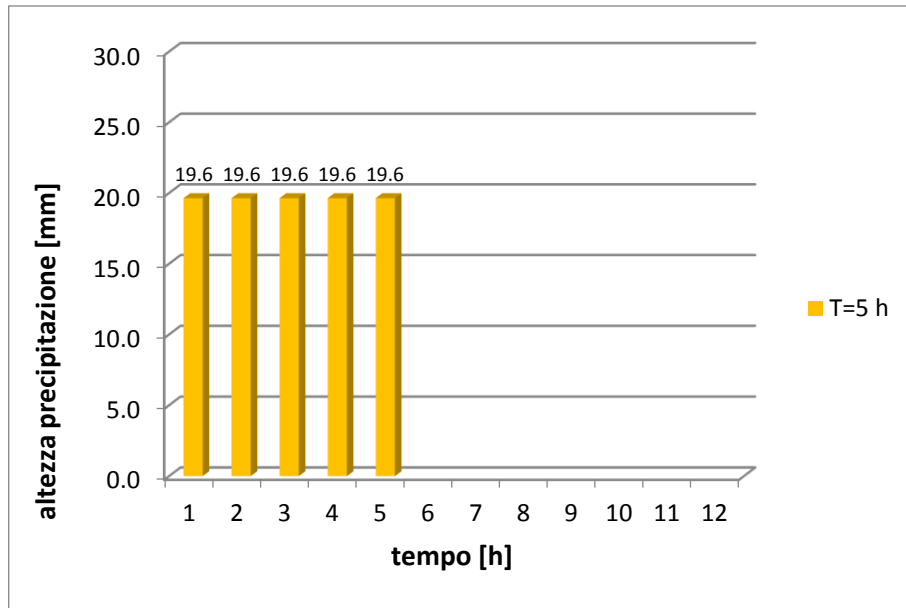


Figura 9. Pluviogramma T=5 h Tr= 20 anni

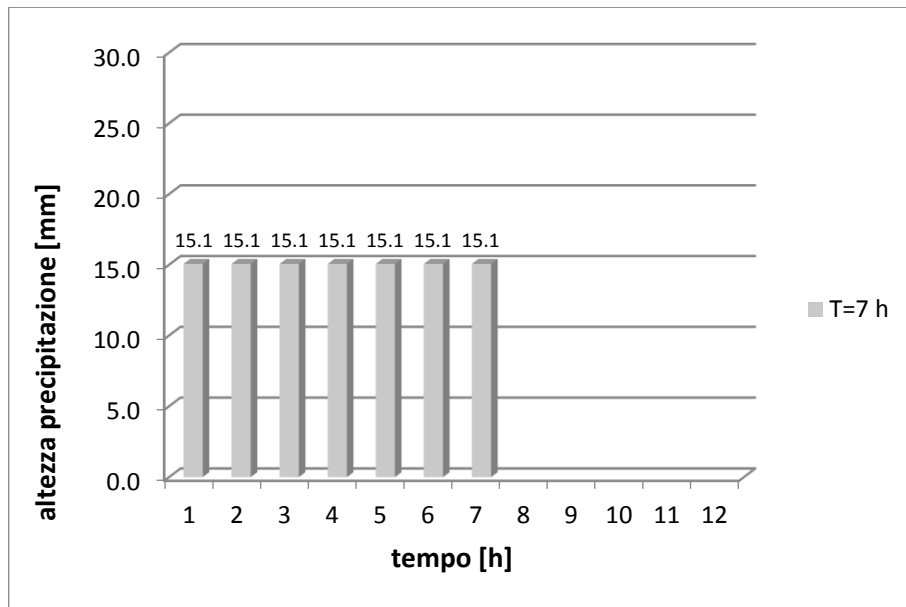


Figura 10. Pluviogramma T=7 h Tr= 20 anni

5.2. Pluviogrammi per la zona sud-occidentale

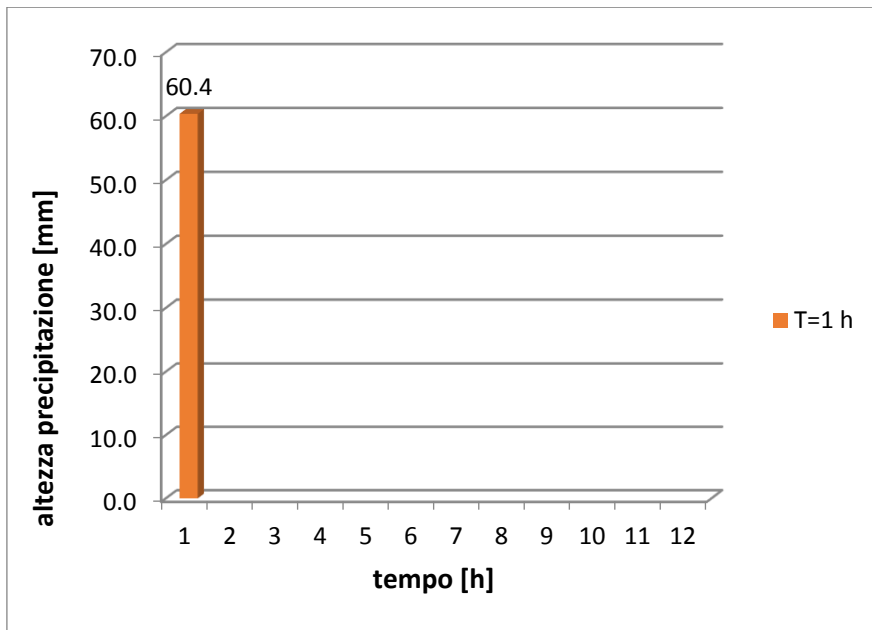


Figura 11. Pluviogramma T=1 h Tr= 20 anni

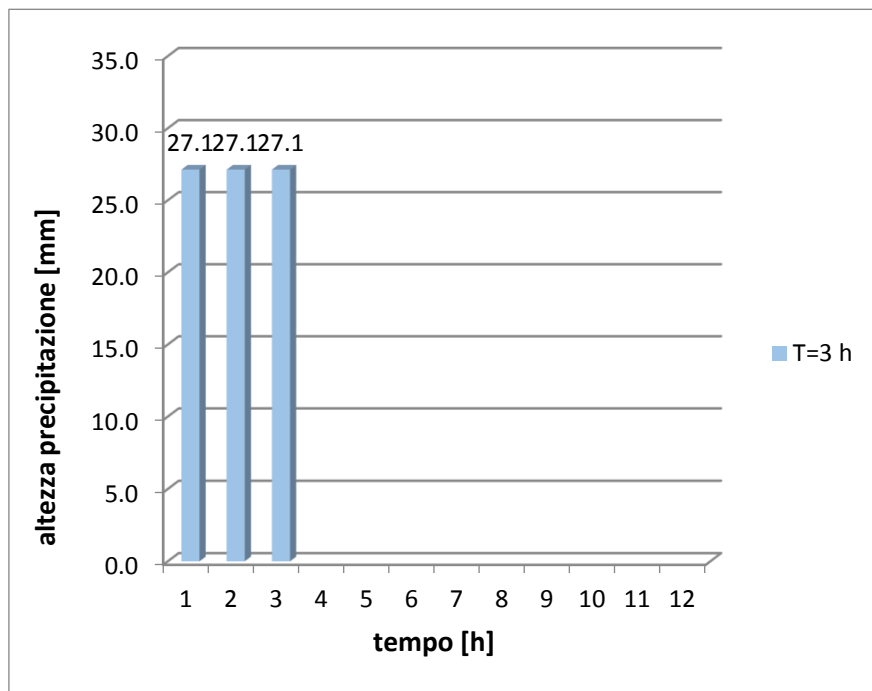


Figura 12. Pluviogramma T=3 h Tr= 20 anni

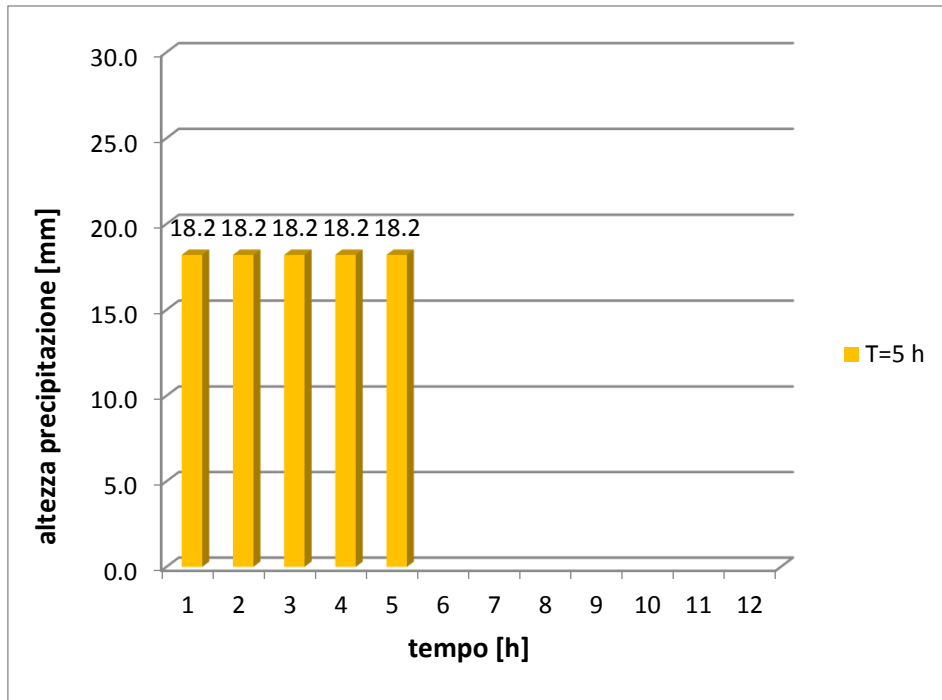


Figura 13. Pluviogramma T=5 h Tr= 20 anni

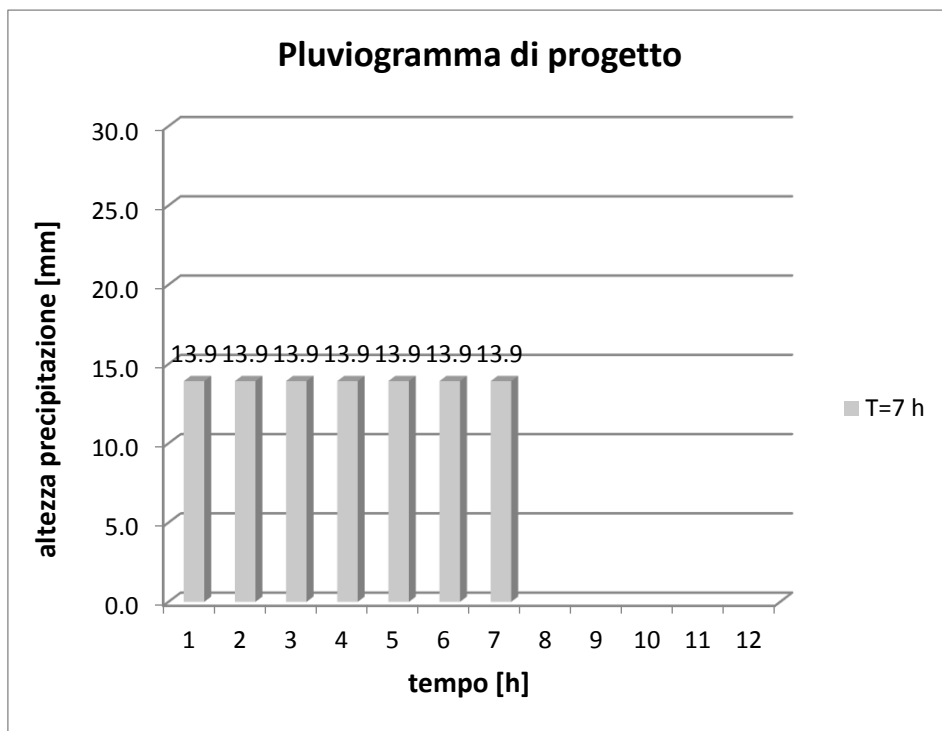


Figura 14. Pluviogramma T=7 h Tr= 20 anni

Si ritiene necessario evidenziare che le durate critiche evidenziate dal modello numerico sviluppato dipendono dal modello scelto per simulare la risposta idrologica del terreno. Nel caso specifico il modello è quello del Curve Number (SCS) che si ritiene riesca a rappresentare con buoni risultati la progressiva imbibizione del terreno durante precipitazioni di lunga durata mentre trascura la possibilità che l'intensità di precipitazione ecceda la capacità di infiltrazione nel terreno.

6. MODELLO IDRAULICO DEL TERRITORIO INTERCOMUNALE

Lo studio idraulico del territorio ha comportato l'analisi e lo sviluppo un modello esteso al di fuori dei confini comunali per una congrua distanza: si è tenuto conto dei bacini posti a monte mentre a valle si sono poste delle condizioni al contorno verosimili.

6.1. Bacino Tergola

Il territorio in esame è attraversato in direzione NO-SE dal fiume Tergola e dai principali collettori appartenenti al suo bacino di monte quali il Vandura, suo affluente principale, lo scolo Orcone, il Rio Bianco, la Fossa dei Mauri, la canaletta Berton, il rio Prietto e il Volpon. Da nord, in prossimità del confine est del comune di Santa Giustina in Colle, scorre inoltre lo scolo Tergolino che riceve le acque del Muson Vecchio al nodo di Camposampiero e le recapita in Tergola a monte del sifone sul Muson dei Sassi. In località Anconetta a San Giorgio delle Pertiche è presente un manufatto idraulico di fondamentale importanza per la gestione dei deflussi del sistema Tergola-Muson Vecchio. Il manufatto denominato "Torre dei Burri" consente, qualora il torrente Muson dei Sassi abbia livelli idrometrici compatibili, la diversione di parte del deflusso del bacino di bonifica attraverso il canale Viana.



Figura 15. Manufatto di sostegno di Torre dei Burri

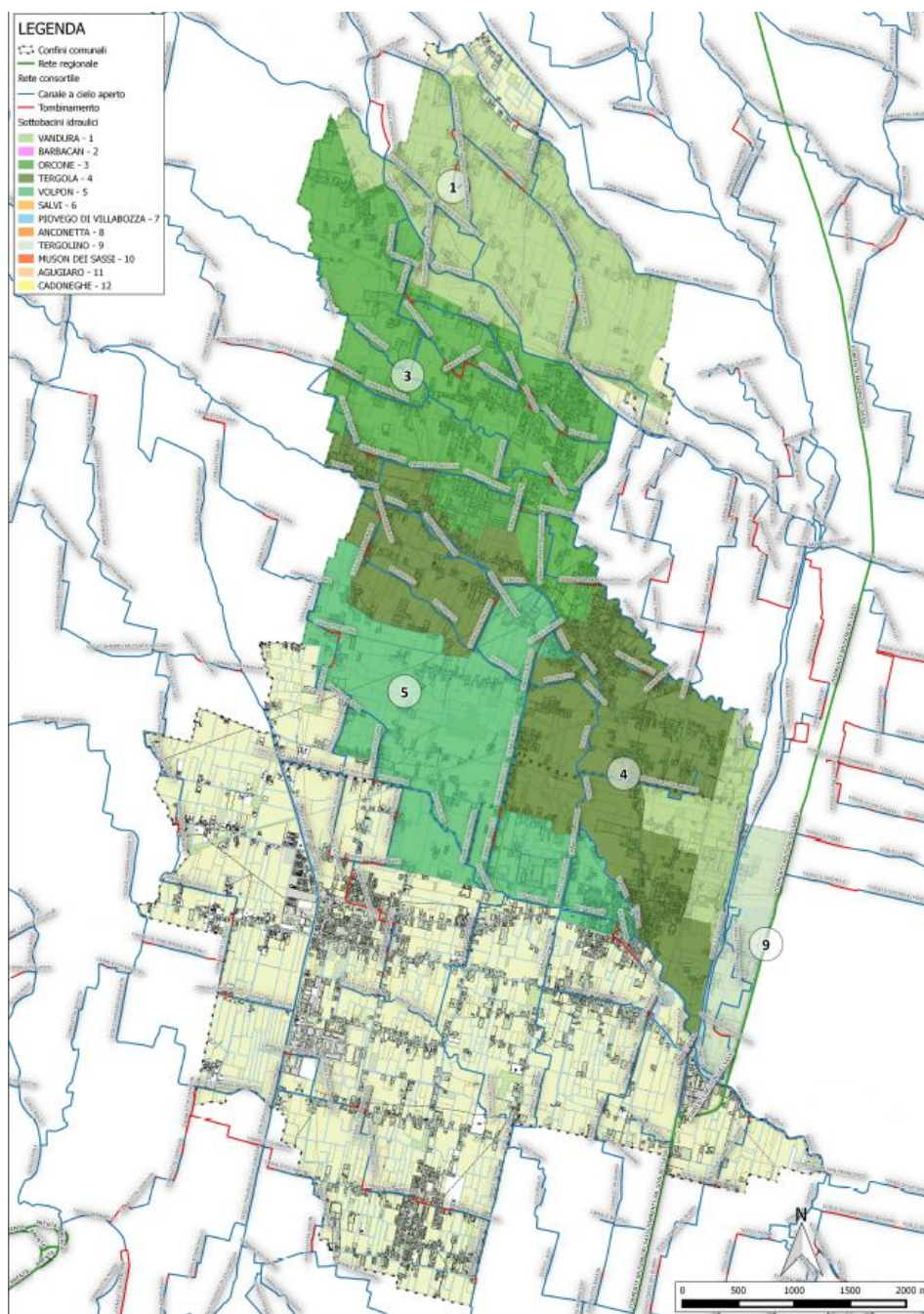


Figura 16. Porzione di territorio afferente al Tergola

I rilievi e le indagini sulla rete consortile sopra descritta si sono estese a partire da circa 2 km a monte del confine comunale al fine di considerare la presenza di manufatti e opere che condizionano il moto e il trasferimento delle portate verso valle. Nei pressi del mulino Pigato, ad Abbazia Pisani nel Comune di Villa del Conte è presente un salto di circa 1 m di altezza che consente la derivazione di parte delle portate dallo scolo Vandura (chiamato Roggia Remondina a monte del manufatto) verso lo scolo Ghebbo Mussato.



Figura 17. Vandura a valle del mulino Pigato



Figura 18. Derivazione dal Vandura verso il Ghebo Mussato

Anche lungo il fiume Tergola, sempre a Villa del Conte, è stato realizzato uno scolmatore che trasferisce le portate in caso di piena verso il Piovego di Villabozza che recapita direttamente in fiume Brenta a Curtarolo.



Figura 19. Manufatto scolmatore del Tergola in Piovego di Villabozza

A valle del territorio intercomunale i dati disponibili ai fini della modellazione idraulica comprendono anche le analisi condotte nell'ambito della redazione del Piano delle Acque del Comune di Camposampiero. Di particolare rilevanza è il nodo idraulico tra il Vandura e lo scolo Fosson in cui è presente un misuratore di livello, utilizzato ai fini della taratura del modello idrologico-idraulico.



Figura 20. Vandura presso la diramazione dello scolo Fosson

Di recente realizzazione è l'intervento di ripristino della sezione del demanio presente a confine tra i due Comuni in prossimità di via Ceccarello. Il nuovo collettore permette lo scarico diretto di parte dei deflussi del canale Binotto in Tergola senza gravare ulteriormente sul Rio Volpon. L'intervento ha comportato anche il rifacimento degli attraversamenti esistenti. Lo scarico in Tergola è presidiato da clapet.

6.1. Bacino Muson dei Sassi

Il bacino in esame appartiene prevalentemente al Comune di San Giorgio delle Pertiche ed è racchiuso ad Est dal Torrente Muson dei Sassi, che scorre parallelamente alla S.R. 307 “del Santo”, a Nord dal Rio Prietto e dal Rio Volpon, ad Ovest dal Piovego di Villabozza e a Sud da via Terraglione in Comune di Vigodarzere.

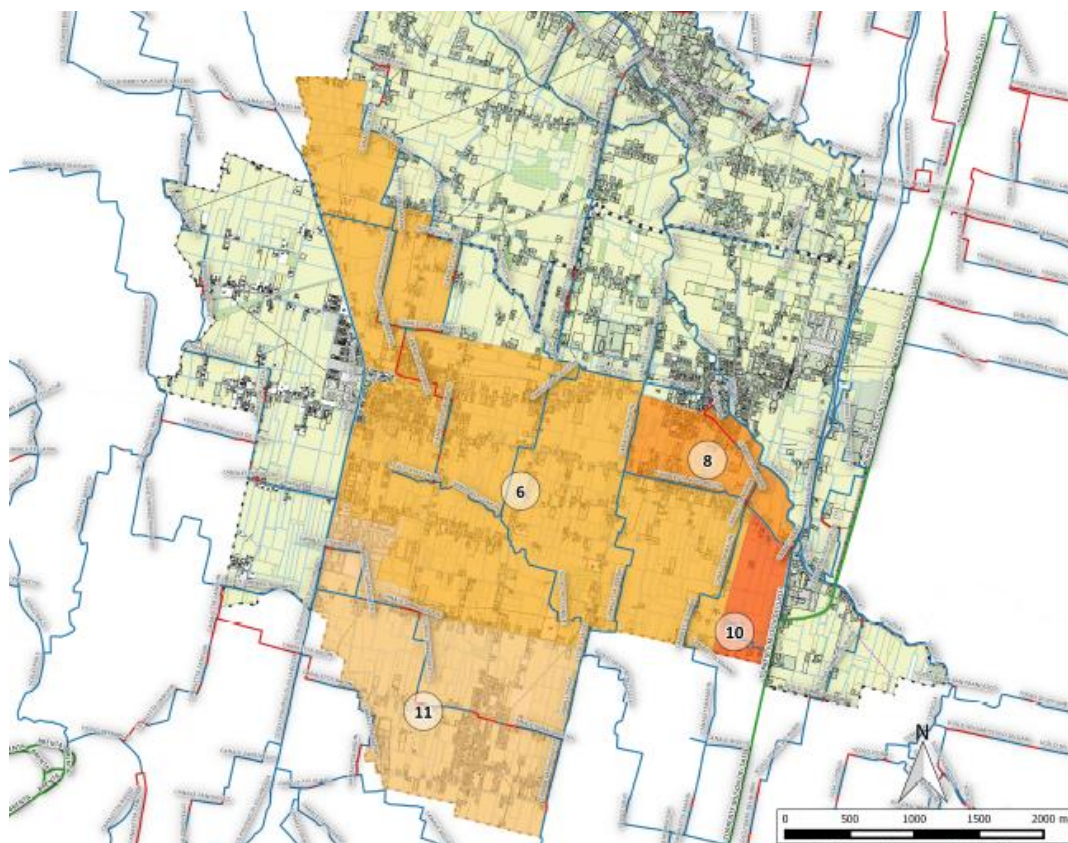


Figura 21. Porzione di territorio afferente al Muson dei Sassi

Il territorio fa parte di un più esteso bacino scolante in destra orografica del torrente Muson dei Sassi che comprende anche il territorio comunale di Campodarsego e Vigodarzere.

Il bacino conta numerosi corsi d'acqua (scoli e canalette) con deflusso da Nord-Ovest verso

Sud-Est e si possono distinguere, da Nord verso Sud, i seguenti collettori principali: canale Anconetta, canaletta Salvi, canale Saragiotto-scolo Moretta, scolo Marcello, scolo Feltre, canaletta

Agugiaro, etc.

Proprio il particolare regime idraulico del torrente Muson dei Sassi era una delle cause dello stato di sofferenza idraulica che affliggeva il territorio. In caso di piena infatti, i livelli che si instaurano nel ricettore impediscono il deflusso naturale a gravità delle acque convogliate dagli scoli e si è resa, quindi, necessaria realizzazione dei seguenti impianti di sollevamento:

Piano delle Acque Intercomunale – Comune di Santa Giustina in Colle e San Giorgio delle Pertiche

- Anconetta, che solleva le portate del collettore Anconetta nel canale Viana, affluente del Muson dei Sassi
- Salvi
- Moretta
- Agugiaro

che sollevano le portate dei collettori omonimi nel torrente Muson dei Sassi in caso di piena dello stesso.



Figura 22. Impianto idrovoro Anconetta



Figura 23. Impianto idrovoro Salvi



Figura 24. Impianto idrovoro Moretta



Figura 25. Impianto idrovoro Agugiaro

L'impianto Terraglione, in comune di Vigodarzere, non è stato implementato nel modello numerico in quanto serve un bacino esterno all'area indagata.

7. TARATURA

I modelli numerici realizzati sono caratterizzati da una serie di parametri la cui scelta, in prima battuta, è stata effettuata basandosi su valori ricavati in bibliografia e riferiti a condizioni simili (risposta idrologica del suolo, scabrezza canali e condotte, impermeabilizzazione del suolo in base all'uso). I risultati del modello sono stati comparati qualitativamente con le segnalazioni di allagamenti o fotografie effettuate durante gli eventi di piena più recenti e confrontati con i livelli e le portate misurate nelle sezioni note disponibili da sistema di telecontrollo in tempo reale installato presso alcune sezioni utili tipo idrovore e/o manufatti in gestione all'Ente.

Nel seguente paragrafo sono illustrate tutte le operazioni condotte per l'affinamento del modello matematico.

7.1. Taratura a moto vario

Il modello idrologico-idraulico è stato tarato con simulazioni a moto vario sulla base delle registrazioni disponibili relative agli eventi di piene verificatisi nel novembre 2014 e tra febbraio e marzo 2016.

Per tali eventi infatti sono noti le altezze di pioggia, i livelli idrometrici raggiunti nei diversi punti di misura lungo la rete consortile interessata e il funzionamento degli impianti di pompaggio.

Sono inoltre disponibili i livelli idrometrici misurati sullo scolo Vandura in prossimità del nodo di Camposampiero.



Figura 26. Misuratore di livello sul Vandura a Camposampiero

Evento di febbraio - marzo 2016

Si evidenzia che i livelli idrometrici simulati in corrispondenza degli impianti di sollevamento mostrano una buona corrispondenza con i livelli registrati durante l'evento di fine febbraio 2016.

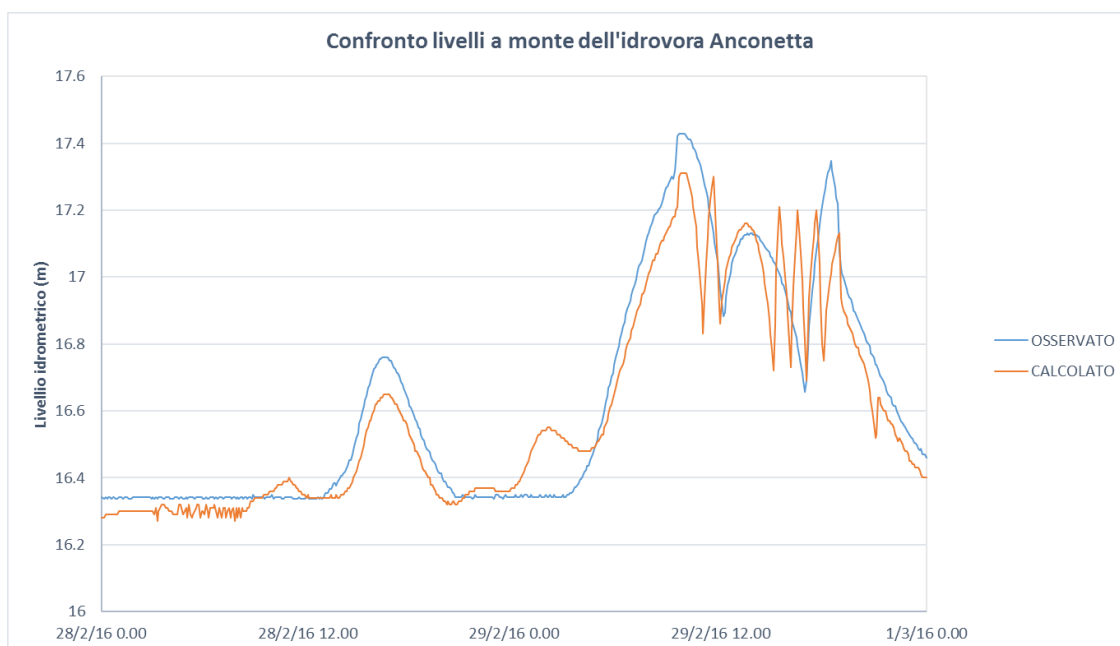


Figura 27. Evento feb-marzo2016 – idrovora Anconetta: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

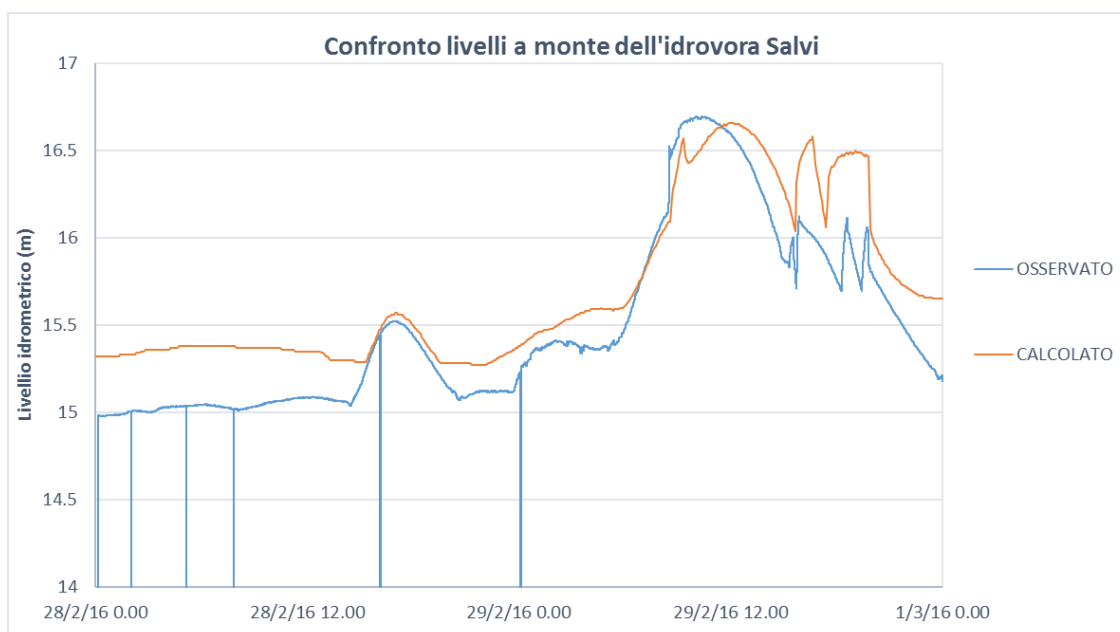


Figura 28. Evento feb-marzo2016 – idrovora Salvi: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

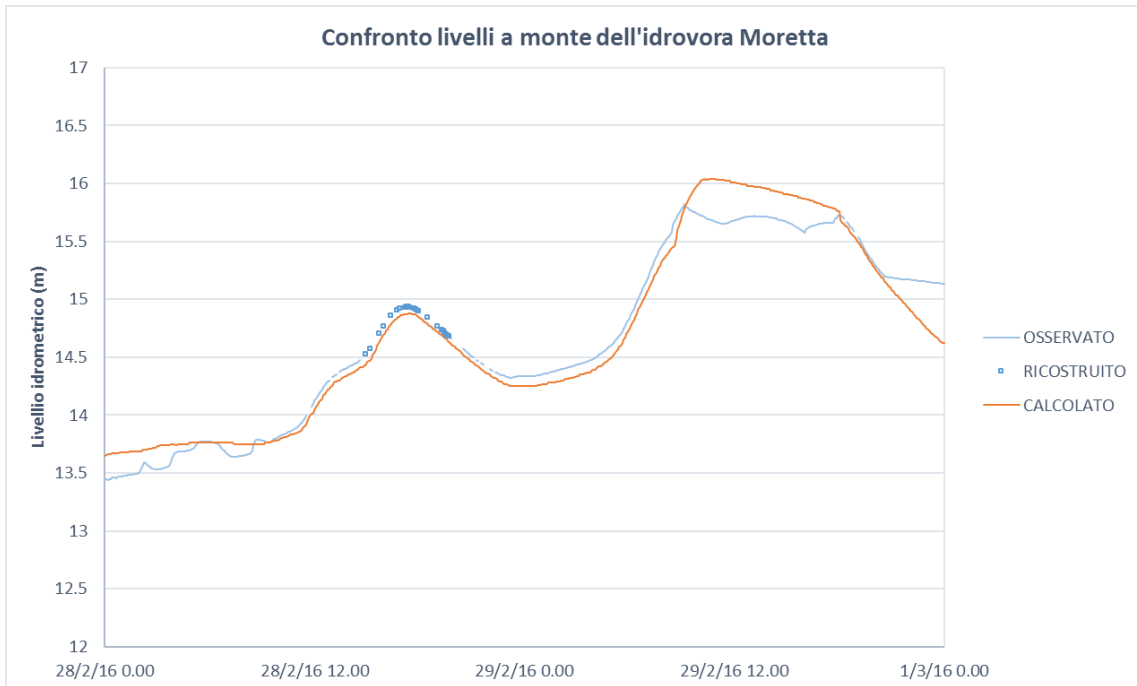


Figura 29. Evento feb-marzo2016 – idrovora Moretta: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

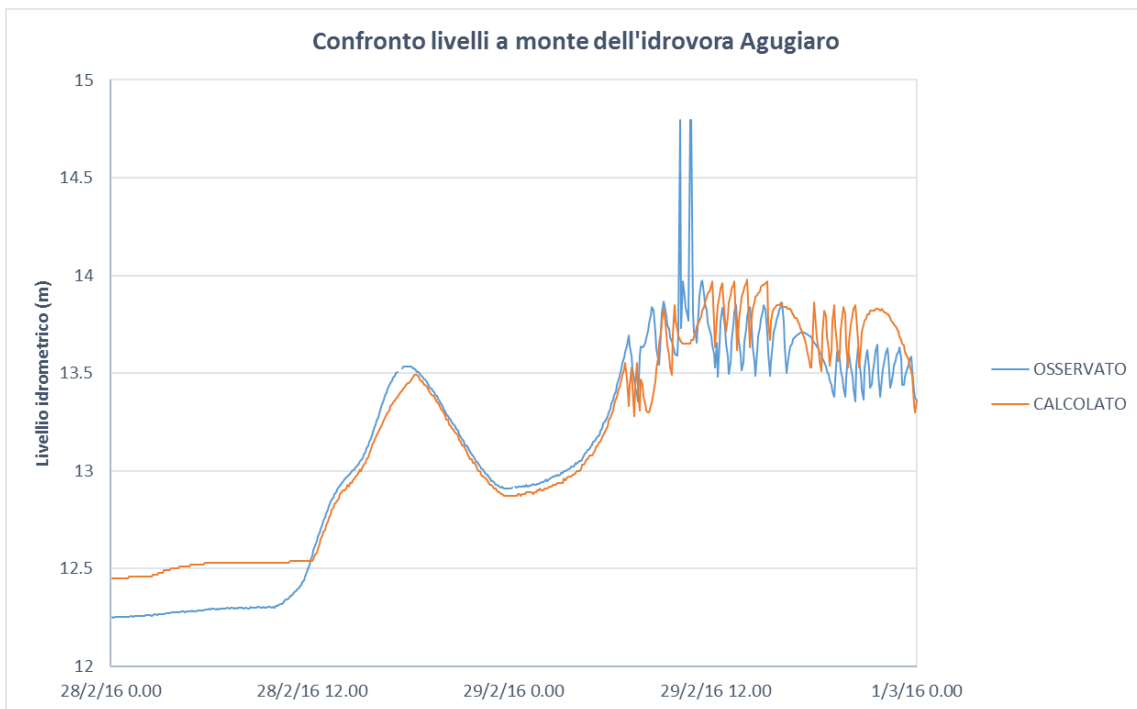


Figura 30. Evento feb-marzo2016 – idrovora Agugiaro: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

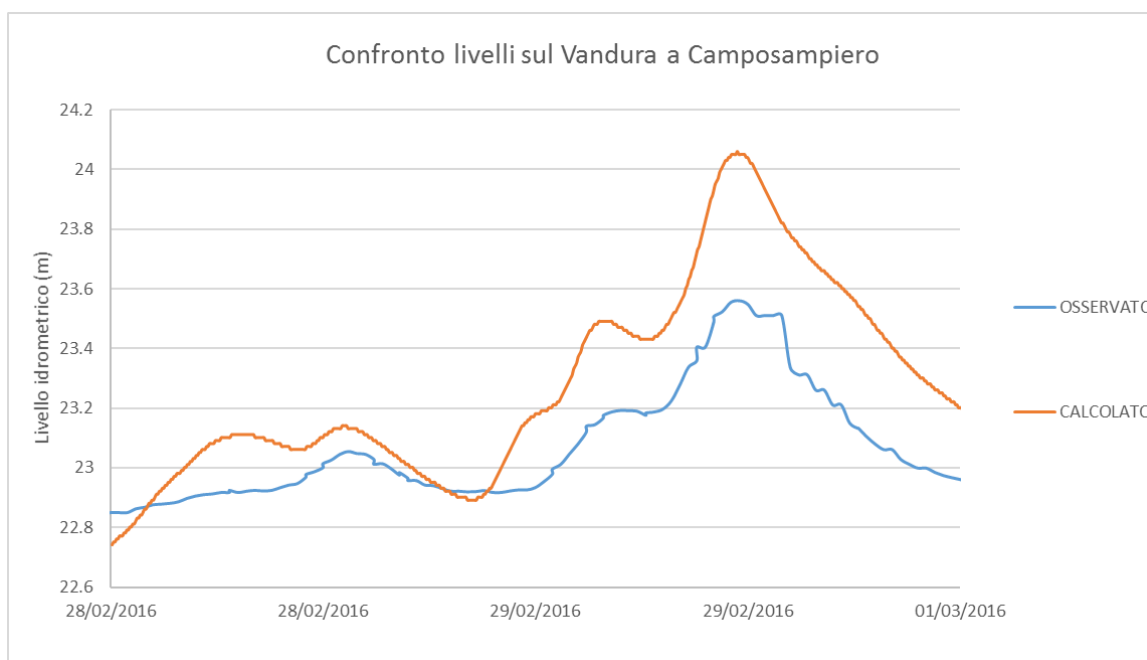


Figura 31. Evento feb-marzo2016 – Vandura a Camposampiero: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

Relativamente al grafico alla precedente figura, si segnala che non si hanno informazioni certe su quanto possa essere il contributo proveniente dal bacino a monte del mulino Pigato e quanto sia il deflusso sottratto al Vandura attraverso il diversivo in prossimità del mulino stesso che devia parte delle portate verso lo scolo Ghebbo Mussato. Per le simulazioni di cui sopra si è tenuto conto di un deflusso di base costante lungo il Vandura di 500 l/s. Il diversivo è stato modellato con un collettore con imbocco circolare a monte del salto del mulino, del diametro di 1 m e con efflusso libero.

Evento di novembre 2014

È stata inoltre condotta un'ulteriore verifica con l'evento di novembre 2014. Tuttavia in alcuni casi il confronto è risultato poco significativo per via di alcune procedure effettuate manualmente in fase di piena su manufatti e organi regolabili (paratoie, avvio pompaggi) di cui, oggi, non si hanno informazioni tali da poterle riprodurre correttamente. L'immagine seguente infatti evidenzia dei maggiori livelli osservati, generati probabilmente da una serie di aperture e chiusure di paratoie sul reticolo minore connesso all'idrovora Moretta.

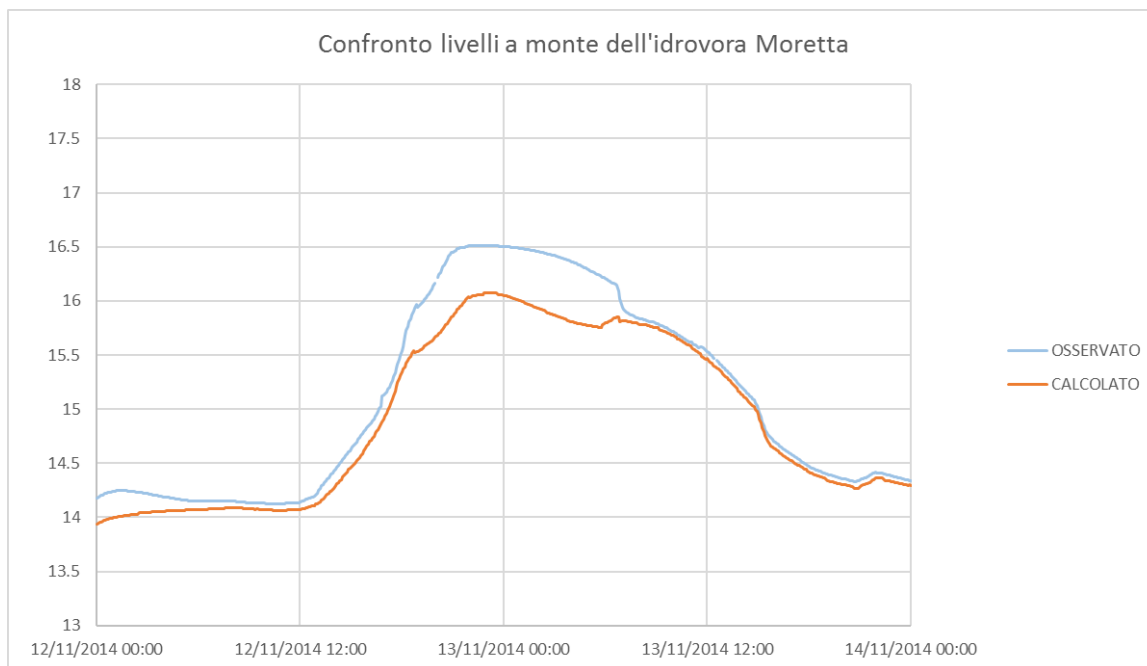


Figura 32. Evento nov2014 – Idrovora Moretta: livelli osservati (in blu) e calcolati (in rosso)

8. CONDIZIONI AL CONTORNO

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 del Vandura imposto costante all'altezza dell'immissione in Tergola e comunque ad una distanza dal tratto analizzato tale da non influenzare il moto;
- Livello del Muson dei Sassi costante ad una quota tale da imporre lo scolo meccanico presso tutti gli impianti idrovori implementati;
- Livello del Piovego di Villabozza ipotizzato costante e ad una quota tale da non influire sugli scarichi esistenti a fronte della limitata estensione del bacino afferente modellato;
- Relativamente agli scarichi della rete di fognatura urbana dei centri di Santa Giustina in Colle e San Giorgio delle Pertiche e dei canali consortili con recapito finale in Tergola si è ipotizzato un livello idrometrico costante tale da generare profili di rigurgito nei tratti terminali.

9. SIMULAZIONE DELLO STATO DI FATTO E INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITÀ

Le simulazioni effettuate con i pluviogrammi di progetto hanno potuto evidenziare i punti critici. È possibile trovare una rappresentazione grafica dei risultati ottenuti all'interno della tavola 03.02.00 in cui sono state riassunte tutte le principali criticità emerse dalla modellazione numerica: attraverso la sovrapposizione dell'output relativo a tutti gli eventi analizzati è stato possibile individuare zone soggette ad insufficienza dell'attuale rete di smaltimento delle acque meteoriche (rete di bonifica, fossi privati/pubblici o rete condotte).

La tavola rappresenta schematicamente il volume esondato ai nodi della rete con dimensioni dei simboli proporzionali ai valori ottenuti con le simulazioni.

È importante segnalare che tali simboli non sono rappresentativi delle effettive aree che potrebbero essere allagate in quanto il modello, monodimensionale, non restituisce informazioni circa il deflusso e il ristagno delle acque esondate sul territorio.

Eventi brevi e intensi anche di alta frequenza sollecitano maggiormente la rete di fognatura bianca dei centri urbani senza creare esondazioni sulla rete consortile caratterizzata da bacini di maggiori dimensioni.

Eventi di durata maggiore pur con intensità minore vanno a sollecitare maggiormente la rete consortile lasciando invece, a meno di fenomeni di rigurgito, invariata la funzionalità della rete tubata dei centri urbani.

Dall'analisi dei risultati del modello emerge una insufficienza della rete di smaltimento delle acque meteoriche in alcune zone. A fronte degli attuali alti tassi di impermeabilizzazione del suolo alcuni tratti della rete di bonifica paiono versare in uno stato di sofferenza idraulica. Altri tratti sono caratterizzati da un'alternanza di tombamenti e attraversamenti che ne riducono pesantemente la capacità di portata per via dei fenomeni di perdite localizzate. Pare evidente anche il grado di sofferenza idraulica in cui versano alcune porzioni della fognatura bianca nei centri urbani di Fratte, Santa Giustina in Colle, San Giorgio delle Pertiche, Arsego e Cavino, e nelle due zone industriali.

È importante evidenziare che il sottodimensionamento delle reti è generato anche dalla variazione delle curve di possibilità climatiche rispetto a qualche decennio fa: oggi gli eventi meteorici intensi risultano più frequenti e gravosi rispetto al passato.

Legenda

- Rete regionale
- Rete consortile
 - Canale a cielo aperto
 - Tombinamento
- Confini comunali
- Volumi esondati
 - Frequenza alta
 - Frequenza bassa
- Tipologia moto
 - Canale consortile
 - Fosso
 - Condotta
 - Condotta inefficiente

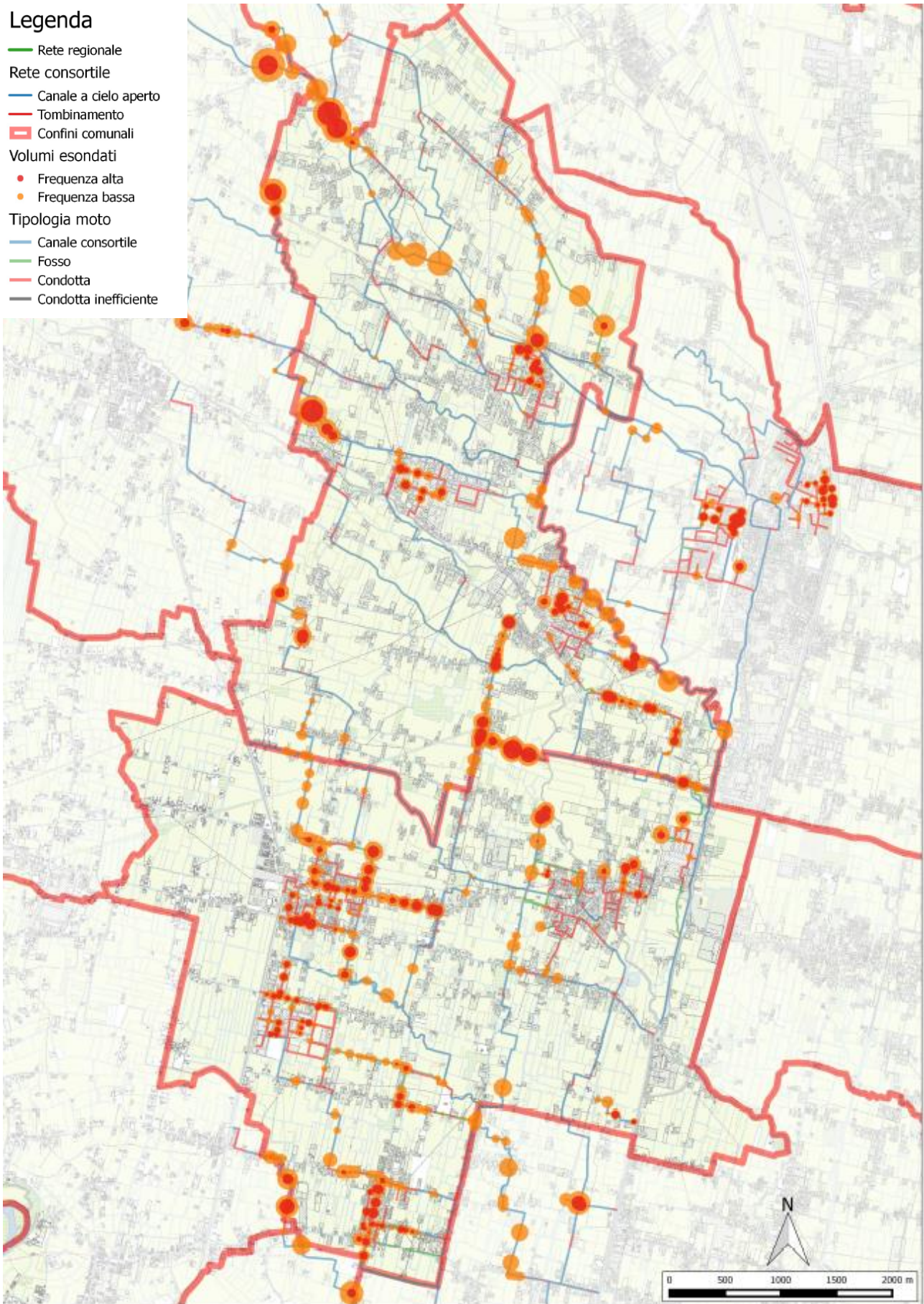


Figura 33. Risultati simulazioni relative a precipitazioni di diverse frequenze

10. INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI

Attraverso l'analisi delle criticità riscontrate sul territorio ed evidenziate con l'utilizzo del modello numerico sono stati individuati gli interventi di progetto che, attuati nella loro totalità, permetterebbero di ridurre il grado di rischio di allagamento del sistema di deflusso delle acque meteoriche nei centri urbani e più in generale anche della rete idrografica superficiale. Tali interventi sono stati definiti seguendo criteri di logicità e razionalità ma non si esclude che possano essere presenti altre differenti combinazioni di interventi idraulicamente equivalenti.

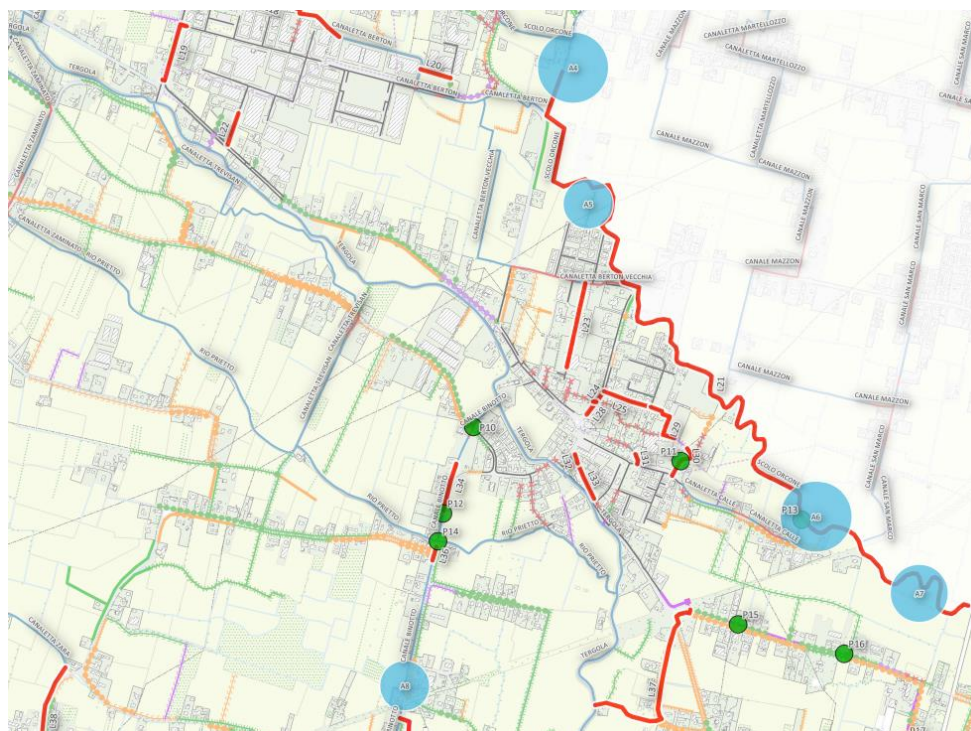


Figura 34. Estratto della carta degli interventi (puntuali in verde, lineari in rosso e areali in ciano).

Gli interventi, nella loro totalità sono rappresentati nella tavola 03.03.01 e 03.03.02 e di seguito vengono illustrati sinteticamente; essi possono essere distinti in:

- “Interventi di carattere strutturale”: nuove opere idrauliche o rifacimento di tratti di rete esistente che risulta attualmente sottodimensionata (bacini di laminazione, rifacimento condotte, nuove inalveazioni).
- “interventi di manutenzione straordinaria” particolarmente importanti per ridare piena funzionalità ad opere idrauliche esistenti che pur risultando dimensionate correttamente hanno una funzionalità limitata (condotte e sifoni interrati, vegetazione o deposito al fondo di affossature).

Inoltre, con riferimento al loro sviluppo, sono stati suddivisi in:

- Interventi localizzati – “P” (in verde): sono interventi puntuali che mirano alla risoluzione di criticità localizzate quali il rifacimento di ponti e attraversamenti, sostituzione di parti di manufatti, inserimento di valvole clapet per evitare il rigurgito all’interno di condotte, etc.
- Interventi sviluppati linearmente – “L” (in rosso): sono interventi lineari che interessano interi tratti di fossati o condotte da ripristinare, pulire, adeguare o realizzare ex novo per consentire un adeguato smaltimento delle portate generate dai bacini afferenti;
- Bacini di laminazione – “A” (in ciano): sono sistemi di difesa attiva per il contenimento dei colmi di piena e la riduzione delle portate che transitano verso valle durante le fasi critiche dell’evento meteorologico per poi rilasciare lentamente i volumi in rete una volta terminata la fase emergenziale.

Nelle successive fasi di progettazione, sarà necessario valutare più approfonditamente la fattibilità degli interventi (ed eventualmente trovarne di idraulicamente equivalenti) e procedere ad un più preciso dimensionamento degli stessi effettuando delle valutazioni costi-benefici e l’analisi della presenza di sottoservizi.

Riguardo all’ordine di realizzazione degli interventi riguardanti lo stesso bacino o collettore è necessario che questi vengano realizzati con una successione che preveda la loro realizzazione a partire da quelli posti idraulicamente più a valle. Sia data particolare attenzione alla realizzazione degli interventi di manutenzione straordinaria in quanto hanno di norma tempi di esecuzione più rapidi.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva degli interventi previsti per la risoluzione delle criticità. Gli interventi più significativi sono stati descritti nelle apposite schede a cui si rimanda per una trattazione più esaustiva.

INTERVENTI LOCALIZZATI - "P"	
PROG	DESCRIZIONE INTERVENTO
1	Rifacimento con manufatto scatolare della canaletta Cherubin in attraversamento di via Fontane bianche
2	Apposizione nuovo clapet allo scarico nello scolo Vandura
3	Adeguamento paratoia tra canaletta Cherubin e canaletta Fontane Bianche
4	Ponte sullo scolo Orcone dalla staticità compromessa da rimuovere o rifare
5	Apposizione nuovo clapet allo scarico nello scolo Vandura
6	Nuovo scarico in Vandura con impianto idrovoro (2x200l/s) di emergenza
7	Problemi staticità tombinamento del Rio Bianco, necessaria verifica e intervento
8	Rifacimento ponte con manufatti scatolari su canaletta Berton
9	Canaletta Berton: necessaria idropulizia subito, sostituzione manufatti con scatolare a medio termine
10	Verificare tenuta paratoia su canale Binotto
11	Cedimento tubazioni CLS da monitorare/risolvere laterale via Lago Don Giuseppe
12	Ponte fuori quota da rifare sul canale Binotto
13	Trasformare paratoia in clapet allo scarico della canaletta Calle in scolo Orcone
14	Rifacimento sifone Binotto/Prietto con tubazione D80 cm

15	Idropulizia ponte in via Santo Stefano
16	Idropulizia ponte in via Santo Stefano
17	Idropulizia ponte in via San Francesco
18	Adeguamento e gestione paratoia da parte del Consorzio di bonifica sul fosso Cao del Mondo
19	Ponte fuori quota da rifare sul canale Binotto
20	Apposizione clapet su canaletta Peron
21	Rifacimento del sifone della canaletta Peron sotto il rio Volpon con manufatto D100 cm
22	Apposizione clapet allo scarico sul Rio Volpon
23	Attraversamento stradale in mattoni in via Breda: verificare stato conservazione
24	Spurgo sifone - rete tubata di via Cavalieri di V. Veneto
25	Ponte fuori quota da rifare sul fosso di via Margarise
26	Rifacimento attraversamento del Rio Comun in via Piave con manufatto scatolare
27	Nuovo attraversamento di via Russia con D80 cm
28	Nuovo impianto idrovoro (2x250 l/s) con recapito in Piovego di Villabozza

INTERVENTI SVILUPPATI LINEARMENTE - "L"	
PROG	DESCRIZIONE INTERVENTO
1	Ripristino funzionalità fosso demaniale con scarico in scolo Orcone al confine comunale con Villa del Conte
2	Rifacimento tombinamento canaletta Cherubin con manufatto scatolare
3	Manutenzione straordinaria e adeguamento sezione ex canaletta Fontane Bianche quale bypass Fossona
4	Rifacimento del tombinamento del Rio Bianco lungo via Albere
5	Effettuare idropulizia condotta via Guglielmo Marconi a Fratte
6	Rimozione radici e idropulizia condotta esistente in area privata a Fratte
7	Rispristino ispezionabilità e idropulizia condotta in via Marconi a Fratte (zona cimitero)
8	Creazione/ripristino nuova affossatura ai piedi dell'argine sinistro del Vandura a Fratte
9	Ripristino ispezionabilità, videoispezione condotta in via Fratte
10	Rifacimento tombinamento con manufatti scolorari del Rio Bianco in via Marconi e via Albere
11	Ripristino funzionalità demanio tra gli scoli Moggia inferiore e Fossona
12	Effettuare idropulizia condotta via Ghiacciaia
13	Creazione dell'ispezione e idropulizia condotta esistente in via G. Marconi (sud)
14	Verifica sifone e manutenzione straordinaria fosso privato parallelo allo scolo Fossona
15	Rifacimento ponti sottodimensionati con adeguamento sezione Canaletta Berton a monte della zona industriale di Santa Giustina in Colle
16	Rifacimento tombinamento del Rio Bianco in attraversamento di via Fratte con unico manufatto scatolare
17	Regolarizzazione sezione Rio Bianco con rifacimento ponti a valle di via Fratte

Piano delle Acque Intercomunale – Comune di Santa Giustina in Colle e San Giorgio delle Pertiche

18	Adeguamento sezione della canaletta Berton a nord della zona industriale
19	Rifacimento condotte con D100 cm in via Monte Grappa (SGC)
20	Manutenzione straordinaria fosso esistente con recapito in canaletta Berton
21	Adeguamento cigli con piccola arginatura lungo lo scolo Orcone a confine con Camposampiero
22	Creazione collegamento per possibilità scarico in Tergola a servizio della Z.I. di Santa Giustina in Colle
23	Ripristino ispezionabilità e controllo funzionalità condotta a est del cimitero di Santa Giustina in Colle
24	Rifacimento linea fognaria bianca in sedime pubblico in via Roma (SGC)
25	Rifacimento condotta con D100 cm in via Trieste
26	Rifacimento tombinamenti/ponti sottodimensionati della canaletta Zara, zona via Tergola
27	Ripristino ispezionabilità attraversamento o creazione di uno nuovo in via Roma (SGC)
28	Idropulizia e ripristino ispezionabilità condotta di via Roma (SGC)
29	Rifacimento con condotta DN 120 cm a est di via Trieste
30	Rifacimento con condotta DN 120 cm a nord di via Lago Don Giuseppe
31	Idropulizia e videoispezione via Calle
32	Ripristino ispezionabilità, verifica consistenza rete verso Nord e idropulizia via San Giorgio
33	Idropulizia di via San Giorgio (Sud-Est)
34	Spurgo fondo e canaljet ponti sul canale Binotto lungo via Villarappa a nord del Rio Prietto
35	Rifacimento ponti/tombinamenti sottodimensionati della canaletta Zara lungo via A. De Gasperi
36	Rifacimento tombinamento con DN 120 cm del canale Binotto a sud del Rio Prietto
37	Adeguamento attraversamenti e sezione fosso fino a scarico in Tergola con clapetin loc. Cao del Mondo
38	Rifacimento tombinamenti/ponti sottodimensionati della canaletta Zara in via Villarappa
39	Rifacimento tombinamento del canale Villarappa in via A. De Gasperi
40	Ripristino funzionalità fosso demaniale tra canale Binotto e Tergola e inserimento in rete consortile
41	Rifacimento ponti del fosso di via Olmo e manufatto di collegamento con il Piovego di Villabozza
42	Riprofilatura fondo e ripristino sezione di un tratto del fosso Cao del Mondo
43	Adeguamento fosso esistente al confine tra i due comuni e apertura nuovo collegamento con Vandura presidiato da clapet
44	Canaljet ponti e risezionamento fossi a sud del fosso Cao del Mondo
45	Rifacimento tombinamento della canaletta Peron in via Buson
46	Creazione scarico in Vandura presidiato da clapet Z.I. San Giorgio delle Pertiche
47	Risezionamento affossatura esistente in via Punara e via Canonica
48	Spurgo e manutenzione straordinaria fosso e tombinamenti a nord di via Canonica
49	Rifacimento condotta con DN 120 cm in via Roma (SGP)

50	Rifacimento tombinamento canaletta Peron in attraversamento di via Zuanon
51	Idropulizia condotta di via Monte Grappa (SGP)
52	Rifacimento tombinamento canaletta Peron lungo via Punara
53	Spurgo del fondo della canaletta Peron in via Punara
54	Spurgo della canaletta consortile Coletto e adeguamento dei ponti/tombinamenti e della sezione
55	Rifacimento condotta con rimozione restringimento in attraversamento di via Monte Grappa (SGP)
56	Rimozione radici e verifica stato tombinamento canaletta Cavinato a sud di via Roma ad Arsego
57	Rifacimento tombinamento di via Roma (SGP)
58	Rifacimento ponti con manufatti scatolari della canaletta Cavinato in via Piave
59	Nuovo attraversamento e rifacimento condotte esistenti lungo via Margarise ad Arsego
60	Rifacimento condotta con quota di scorrimento adeguata alla rete a monte, in via Cavalieri di V.Veneto
61	Nuovo fosso/condottain via G. Momi
62	Spurgo/adequamento fosso esistente in via Momi fino allo scolo consortile Rio Comun
63	Ripristino sezione fosso di via Momi lato ovest
64	Rifacimento tombinamento con manufatto scatolare della canaletta Cavinato lungo via Piave
65	Nuovo attraversamento di via Momi
66	Rifacimento tombinamento con manufatti scatolari della canaletta Cavinato presso la confluenza con il Rio Comun
67	Allargamento sezione scolo Rio Comun con adeguamento ponti a valle di via Cavinato
68	Rifacimento condotta con DN 80 cm a nord di via Fornace
69	Risezionamento o tombinamento per garantire quota di scorrimento a sud di via Fornace
70	Rifacimento condotta con DN 80 cm in via Fornace seconda strada
71	Risezionamento e rifacimento ponti fuori quota lungo via Montin
72	Rifacimento attraversamento e tombinamento di via Lardona
73	Risezionamento fosso esistente con adeguamento livelletta di fondo a est di via Lardona
74	Creazione collegamento con DN 40 cm lungo via Piave
75	Risezionamento fosso di via Piave
76	Rifacimento tombinamento con DN 100 cm lungo via Piave (sud)
77	Rifacimento tombinamento via E. Toti
78	Rifacimento ponti/tombinamenti sottodimensionati del canale Saraggiotto lungo via Bregatei
79	Rifacimento tombinamento del canale Saraggiotto con manufatti scatolari o nuovo bacino di laminazione a monte del centro di Cavino
80	Idropulizia e rifacimento condotte lungo via Giovanni da Cavino

81	Rifacimento ponti/tombinamenti sottodimensionati del canale Saraggiotto lungo via Rossignolo
82	Manutenzione straordinaria affossatura con idropulizia ponti/tombinamenti di via J. F. Kennedy
83	Spurgo e allargamento del fosso di guardia e rifacimento attraversamenti lungo via Patachin
84	Spurgo e adeguamento della sezione del fosso demaniale a ovest del canale Saraggiotto lungo il confine con Campodarsego
85	Spurgo fosso e idropulizia tombinamenti di via Fornace

BACINI DI LAMINAZIONE - "A"	
PROG	DESCRIZIONE INTERVENTO
1	Bacino di laminazione di circa 100.000 mc sullo scolo Vandura all'immissione con il Rio Borghetto
2	Bacino di laminazione di circa 30.000 mc sullo scolo Vandura a monte del centro urbano di Fratte
3	Bacino di laminazione di circa 100.000 mc sullo scolo Vandura a valle dell'immissione dello scolo Fossona
4	Bacino di laminazione di circa 30.000 mc sullo scolo Orcone in prossimità dell'immissione della Fossa dei Mauri
5	Bacino di laminazione di circa 15.000 mc sullo scolo Orcone a monte del centro urbano di Santa Giustina in Colle
6	Bacino di laminazione di circa 30.000 mc sullo scolo Orcone in prossimità dell'immissione della canaletta Calle
7	Bacino di laminazione di circa 20.000 mc tratto terminale dello scolo Orcone
8	Bacino di laminazione di circa 15.000 mc sul canale Binotto
9	Bacino di laminazione di circa 15.000 mc sul Rio Volpon
10	Bacino di laminazione di circa 15.000 mc sulla canaletta Peron
11	Bacino di laminazione di circa 20.000 mc tra Rio Comun e canaletta Coletto
12	Bacino di laminazione di circa 10.000 mc sul Rio Comun a monte dell'immissione in canale Peron

10. VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO E CRITICITÀ RESIDUE

Nella tavola 03.04.00 sono riportati gli output del modello numerico dello stato di progetto con gli stessi criteri di rappresentazione dello stato di fatto (tavola 03.02.00).

Dal confronto dei due elaborati è possibile apprezzare l'efficacia degli interventi proposti in termini di minor sofferenza della rete durante eventi meteorici di pari intensità. In questa fase di pianificazione si è scelto di tollerare alcune criticità residue, quali allagamenti sulla rete di bonifica in aree rurali e limitati volumi di esondazione nei centri urbani per eventi con tempi di ritorno maggiori di 5 anni. Nelle successive fasi di progettazione sarà necessario approfondire maggiormente gli interventi in termini di analisi costi-benefici al fine di individuare la soluzione ottimale.

Resta comunque inteso che non è possibile azzerare completamente il rischio idraulico per la natura stessa degli eventi meteorici e per le scelte progettuali da attuare legate alla concreta fattibilità delle opere e alla disponibilità di risorse economiche. Si consiglia, pertanto, di adottare misure non strutturali quali protocolli di gestione delle emergenze, procedure di protezione civile e opere di protezione passiva.

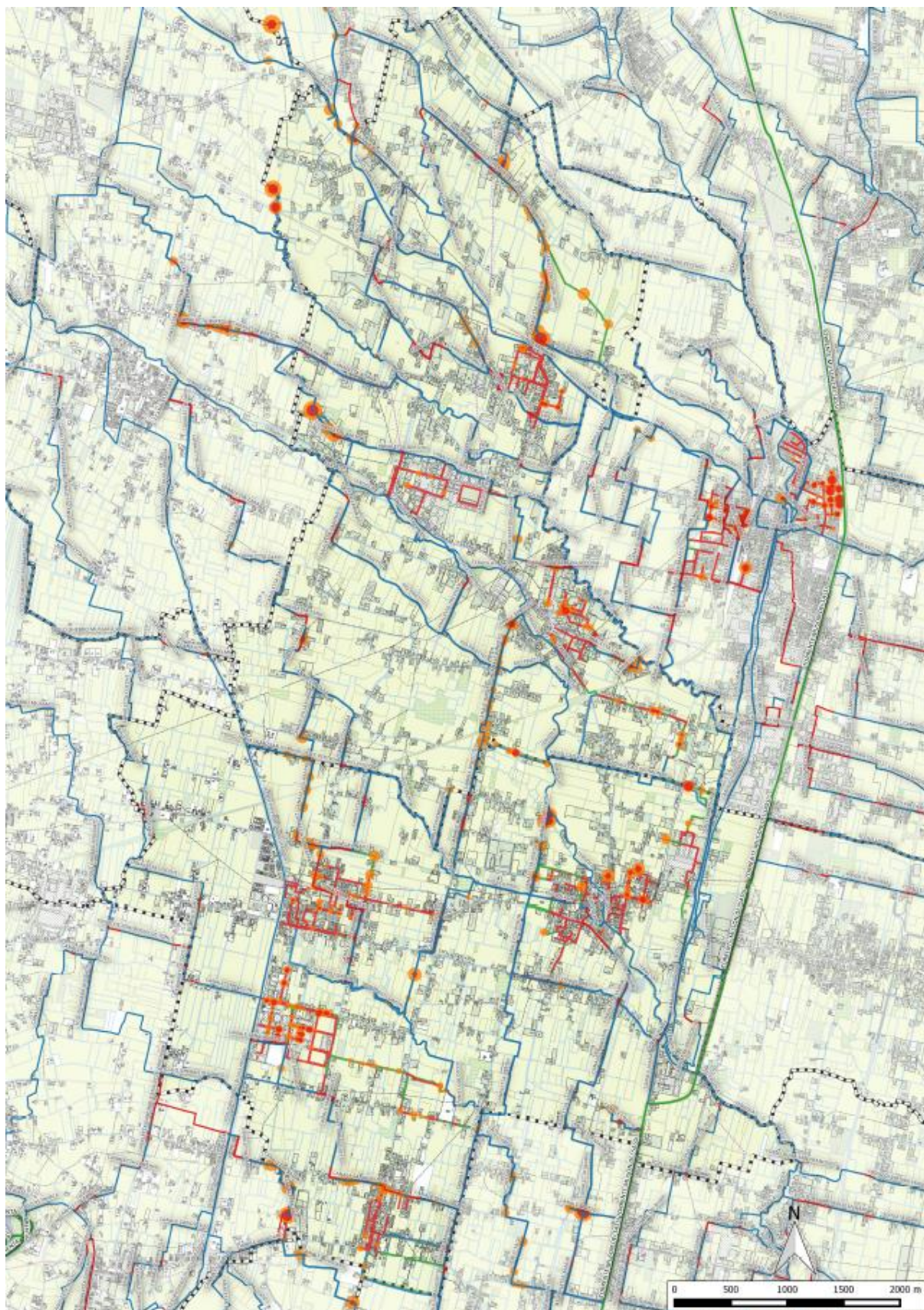


Figura 35. Estratto della tavola 03.04.00 – simulazione dello stato di progetto

11. CONCLUSIONI

Il livello di approfondimento della modellazione numerica utilizzato in questo Piano delle Acque Intercomunale, destinato ad una analisi a scala di bacino delle varie problematiche idrauliche presenti nel territorio dei due comuni, evidenzia la necessità di realizzare diversi interventi al fine di ridurre il rischio idraulico dell'area di studio per gli eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 20 anni relativamente a durate di pioggia maggiori di 3 ore e pari a 5 anni per piogge di durata pari a 1 ora.

Non si esclude che un livello più approfondito di dimensionamento e progettazione delle opere, compresa una maggiore conoscenza dei sottoservizi esistenti, possa far emergere soluzioni alternative maggiormente efficaci o un dimensionamento differente degli interventi proposti.

12. APPENDICE: DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO EPA SWMM

12.1. Generalità

L'EPA Storm Water Management Model (SWMM) è un modello dinamico di simulazione idraulica di afflussi in deflussi usato per lo studio di un singolo evento o la simulazione (continua) di lunga durata della quantità e della qualità del deflusso. La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate *subcatchment* (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento e di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni *subcatchment*, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti.

SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature sanitarie ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane per reti di canali.

SWMM 5 fornisce un ambiente integrato per la pubblicazione dei dati di input di zona di studio, le simulazioni di qualità idrologica, idraulica e dell'acqua e dell'esame dei risultati in una varietà di disposizioni. Questi includono i programmi *color-coded* del sistema di zona e del trasporto di drenaggio, grafici e tabelle di serie cronologiche, diagrammi di profilo ed analisi di frequenza statistiche.

SWMM rappresenta i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane. Questi includono:

- precipitazioni;
- evaporazione d'acqua;
- accumulo e scioglimento della neve;
- infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, *subcatchment*, ognuna delle quali sarà divisa sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il flusso terrestre può essere diretto fra i *subcatchments*, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

SWMM inoltre contiene un insieme flessibile di possibilità per la modellazione idraulica usate per dirigere le portate e le affluenze esterne attraverso la rete di fognatura delle condotte, dei canali, delle unità di trattamento e di invaso e delle strutture di diversione. Questi includono:

- rete di drenaggio con numero di maglie illimitato;

- impiego di un'ampia varietà di figure chiuse standard ed aperte delle condotte come pure per canali naturali;
- elementi speciali di modello quali le unità trattamento/di invaso, i divisori di flusso, le pompe, gli stramazzi e luci di fondo;
- applicare i flussi e gli input esterni di qualità dell'acqua alle acque di superficie, dal interflow dell'acqua freatica, dall'infiltrazione pioggia-dipendente/dall'affluenza, dal flusso sanitario del tempo asciutto e dalle affluenze prestabilite dall'utente;
- utilizzare l'onda cinematica o i metodi di percorso dinamici completi di flusso dell'onda;
- modellare i vari regimi di flusso, come lo stagno, il sovraccarico, il flusso d'inversione ed accumulazione di superficie;
- applicare le regole dinamiche prestabilite dall'utente di controllo per simulare il funzionamento delle pompe, delle aperture dell'orifizio e dei livelli della sommità degli sbarramenti;

Oltre che alla modellazione, generazione e trasporto dei flussi, SWMM può anche valutare la produzione dei carichi inquinanti connessi al deflusso. SWMM è stato impiegato in numerosi studi relativi a precipitazioni intense. Le applicazioni tipiche includono:

- disegno dei componenti della rete di fognatura e di canali per controllo dell'inondazione;
- tracciato normale dell'inondazione dei sistemi naturali della scanalatura (SWMM 5 è un modello FEMA-approvato per gli studi di NFPI);
- progettazione delle strategie di controllo per la minimizzazione dei trabocchi della rete fognaria.

12.2. Descrizione matematica del modello di calcolo

Equazioni Generali

Il metodo dell'onda dinamica risolve le equazioni monodimensionali di De Saint Venant. Queste equazioni consistono nell'equazione di continuità e dei momenti, espresse nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad \text{equazione di continuità; (1)}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0; \quad \text{equazione dei momenti; (2)}$$

dove, x è la distanza lungo la condotta, t è la variabile temporale, A l'area liquida trasversale nella condotta, Q la portata defluita, H è il livello idraulico dell'acqua nella condotta (termine potenziale più eventuale termine di pressione), S_f la pendenza d'attrito, h_L è la locale perdita di energia per unità di lunghezza della condotta, e g l'accelerazione di gravità.

Data la geometria della condotta, l'area A risulta funzione del tirante idrico y il quale può essere ottenuto dall'altezza H. Pertanto le variabili dipendenti in queste equazioni sono la portata Q e l'altezza H, a sua volta funzioni della distanza x e del tempo t.

Il termine Sf viene espresso in termini delle equazione di Manning come:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V \cdot |V|}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo Manning, V la velocità di flusso (pari al rapporto tra la portata Q e la sezione di area liquida trasversale A, R è il raggio idraulico della sezione di flusso, e k=1,49 nell'unità US e 1,0 nel sistema metrico. Il termine che tiene conto della normale perdita di energia hL può essere espresso come $\frac{K \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot L}$ dove K è il coefficiente di perdita in corrispondenza della posizione x e L la lunghezza della condotta.

Per risolvere le equazioni (1) e (2), su una singola condotta, sono richieste una serie di condizioni iniziali per H e Q al tempo 0 come condizioni al contorno per x=0 e x=L per la durata della simulazione.

Quando si analizza una rete di condotte, è necessario inserire una relazione aggiuntiva di continuità per i nodi che connettono due o più condotte. In SWMM la continuità del pelo libero si presume che esista tra il tirante al nodo e quello corrispondente alla condotta in ingresso e uscita (ad eccezione dei nodi a caduta libera). Il cambiamento nel pelo libero H al nodo al variare del tempo può essere espresso come segue:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s}; \quad (3)$$

Dove A_{store} è l'area liquida al nodo, $\sum A_s$ è la somma delle superficie liquide delle condotte connesse al nodo, e $\sum Q$ è la portata netta all'interno del nodo (portate in arrivo – portate rilasciate), contributo di tutte le condotte connesse al nodo ed eventuali contributi esterni imposti. Il tirante idrico alla fine di una condotta connessa ad un nodo può essere computato come differenza tra la grandezza H al nodo e la quota della condotta.

Soluzione generica per i tratti

Le equazioni (1), (2) e (3) sono risolte in SWMM convertendole in una serie esplicita alle differenze finite che computano il flusso in ogni condotta ed il livello al nodo al tempo come funzioni del valore noto al tempo t. Le equazioni risolte per il flusso in ogni tratto (condotta) sono:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{internal}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}; \quad (4)$$

I termini individuali ΔQ sono stati così nominati per il tipo di forze che rappresentano e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\Delta Q_{gravity} &= g \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{inertial} &= 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_t) + V^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{friction} &= \frac{g \cdot n^2 \cdot |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}}; \\ \Delta Q_{losses} &= \frac{\sum_i K_i \cdot |V_i| \cdot \Delta t}{2L};\end{aligned}$$

dove:

- \bar{A} Area liquida media nella condotta;
- \bar{R} Raggio idraulico medio nella condotta;
- \bar{V} Velocità di flusso medio all'interno della condotta;
- V_i Velocità di flusso locale alla posizione i lungo la condotta;
- K_i coefficiente di perdita locale alla posizione i lungo la condotta;
- H_1 livello al nodo di monte della condotta;
- H_2 livello al nodo di valle nella condotta;
- A_1 area trasversale all'estremità di monte della condotta;
- A_2 area trasversale all'estremità di valle della condotta.

L'equazione risolta per il livello in ogni nodo è la seguente:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}}; \quad (5)$$

Dove ΔVol rappresenta il volume netto defluito attraverso il nodo terminato il passo temporale e dato dalla seguente relazione:

$$\Delta Vol = 0,5 [(\sum Q)_t + (\sum Q)_{t+\Delta t}] \cdot \Delta t;$$

Il modello SWMM risolve le equazioni (4) e (5) usando un metodo di approssimazioni successive di seguito discusse.

- Una prima stima del flusso in ogni condotta al tempo $t + \Delta t$ è svolta dalla soluzione dell'equazione (4) usando i livelli, le aree e le velocità trovate al tempo corrente t . Successivamente lo stesso viene fatto per

livelli mediante la valutazione dell'espressione (5) usando le portate appena computate. Queste soluzioni sono denominate come Q^{last} e H^{last} .

- L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Q^{last} e H^{last} appena computati. Un fattore Ω è impiegato per combinare il nuovo flusso stimato Q^{new} , con la stima precedente Q^{last} secondo l'equazione $Q^{new} = (1-\Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Q^{new} ,
- L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Q^{new} . Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, H^{new} è pesato con H^{last} per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1-\Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
- Se H^{new} è abbastanza vicino a H^{last} il processo si arresta con Q^{new} e H^{new} come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, H^{last} e Q^{last} sono sostituiti rispettivamente con Q^{new} e H^{new} , ed il procedimento ritorna al punto 2.

Nell'implementare questa procedura, il programma impiega un fattore di relazione costante Ω di 0,5, una tolleranza di convergenza di 0,005 ai nodi, e limite il numero di iterazioni a quattro.

Calcolo delle caratteristiche medie dei tratti

La valutazione della portata, aggiornata mediante l'eq. (4), richiede valori per l'area media (\bar{A}) , raggio idraulico (\bar{R}) , e velocità (\bar{V}) dall'inizio alla fine di ogni tratto (condotta) in questione. Il programma calcola questi valori usando i livelli H1 e H2, dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y_1 e y_2 .

La profondità media \bar{y} è dunque calcolata sulla base di questi valori ed è impiegato nella sezione trasversale della condotta per il calcolo del valore medio di (\bar{A}) e raggio idraulico (\bar{R}) . Il valore medio di velocità (\bar{V}) è determinato da rapporto tra il flusso corrente e l'area media.

Il programma limita questa velocità a valori non superiori a 50 ft/sec in valore assoluto, tale da non permettere alla frazione di flusso contenuta nell'eq. (4) di diventare illimitata.

Quando la condotta è a caduta libera all'interno di uno dei nodi (significa che il livello dell'acqua nel nodo è sotto la quota di fondo della condotta), la profondità alla fine della condotta è equivalente al più piccolo tra la profondità critica e la profondità in condizioni di moto uniforme per la corrente attraverso la condotta.

Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi

Per stimare l'idrogramma di piena, ovvero la successione cronologica dei valori di portata che si verificano alla sezione di chiusura di un bacino con il relativo valore di colmo a partire dalla conoscenza della precipitazione di progetto, è necessario utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, che si verifica in un bacino idrografico, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti, rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del bacino stesso.

Il modello, di tipo concettuale, utilizzato nel presente lavoro verrà descritto nei seguenti paragrafi

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del bacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del bacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete colletttrice con un processo di propagazione.

Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

Aree permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello hortoniano di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua meteorica si infila solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

$f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h;

f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$;

f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito;

k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale d_s .

Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari a 4 h^{-1} .

Formulazione del modello matematico

Il modello utilizzato è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno Pluviogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del bacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del bacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\square) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .

L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\square$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t-\tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del bacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt},$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{k}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{k}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{k}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{\tau}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{K}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}} \quad \text{dove:}$$

- K è il coefficiente di invaso;
- L è la lunghezza del bacino;
- I_{max} è l'intensità massima della pioggia netta;
- n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning;
- S è la pendenza del bacino;