

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL
TERRITORIO**

DISTART

TESI DI LAUREA

in
Gestione delle Risorse Idriche

**SOLUZIONI TECNICHE PER LA REALIZZAZIONE DI CASSE DI
ESPANSIONE NELLA RETE DI BONIFICA DEL CONSORZIO
DELL'EMILIA CENTRALE**

CANDIDATO
EMANUELE BARATTI

RELATORE:
Prof.Ing. ALBERTO MONTANARI

CORRELATORE
Dott. Ing. SIMONE CASTIGLIONI

Anno Accademico 2008/2009

Sessione III

Indice

Introduzione.....	1
Capitolo 1 L'area di studio.....	4
1.1 Il territorio del comprensorio	4
1.2 Il Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza	6
1.2.1 La rete idrografica	7
1.2.2 L'area di studio: il Comprensorio delle Acque Basse.....	10
Capitolo 2 SWMM: il motore di calcolo	14
2.1 Premessa.....	14
2.2 Descrizione di SWMM.....	14
2.3 Breve descrizione dei blocchi di SWMM	17
2.4 Breve descrizione della routine idrologica.....	20
2.4.1 Caratteristiche delle precipitazioni.....	20
2.4.2 Caratteristiche dei sottobacini	21
2.4.3 Deflusso superficiale	25
2.4.4 Infiltrazione	27
2.4.4.1 Modello di Horton.....	27
2.4.4.2 Metodo Green-Ampt	28
2.4.4.3 Metodo SCS - Curve Number	28
2.5 Strutture e funzionamento della routine idraulica	34
2.5.1 Equazioni fondamentali del codice	35
2.5.2 Soluzione numerica con il metodo di Eulero modificato	39
2.5.3 Stabilità numerica.....	41
2.5.4 Condotti equivalenti	43
2.5.5 Calcolo del carico idraulico in condizione di sovraccarico ed allagamento.....	43
2.5.5.1 Sovraccarico in più nodi adiacenti	46
2.5.6 Schematizzazione degli elementi di una rete di drenaggio	47

Capitolo 3 Dati ed informazioni disponibili.....	51
3.1 Informazioni geometriche	51
3.2 Informazioni idrologiche.....	53
3.2.1 Piena del Dicembre 1992	53
3.2.2 Dati ed informazioni disponibili.....	55
Capitolo 4 Modello della rete drenante e taratura	60
4.1 Schematizzazione della rete	60
4.2 Taratura del modello	62
4.2.1 Determinazione dei parametri del modello	64
4.2.2 Schematizzazione dell'impianto idroforo del Torrione	71
Capitolo 5 Implementazione della cassa d'espansione	74
5.1 Premessa.....	74
5.2 Condizione di rete secondaria efficiente	75
5.3 Risezionamento dell'Alfiere	77
5.4 Provvedimenti atti a ridurre il rischio di inondazione	80
5.4.1 Considerazioni generali.....	80
5.4.2 Implementazione della cassa d'espansione	81
5.4.3 Simulazione della rete con la cassa d'espansione	83
5.4.3.1 Ipotesi adottate	83
5.4.3.2 Dimensionamento.....	85
5.4.3.3 Interpretazione dei risultati.....	91
Conclusioni.....	95
Bibliografia.....	97
Ringraziamenti	98
APPENDICE A.....	99

Introduzione

Tanto per i territori di monte quanto per quelli di pianura, la nostra regione è testimonianza viva del continuo ed inscindibile rapporto tra l'evolversi delle realtà fisica ed ambientale e la presenza dell'uomo; non una presenza passiva e statica ma una presenza caratterizzata da un continuo processo di ricerca di nuovi rapporti e nuovi equilibri che ha visto nell'azione di bonifica il suo aspetto peculiare.

Tutta l'attuale realtà del territorio emiliano-romagnolo risulta chiaramente riconducibile ad un'azione di bonifica già realizzata, in corso di realizzazione o non ancora realizzata ma già chiaramente intravista. Certamente il ruolo prevalente dell'agricoltura ha favorito l'affermarsi in questa regione di una cultura e di una pratica della bonifica che ha pochi riscontri di eguale rilievo in altre regioni. Ciò risulta particolarmente evidente nella pianura dove ben visibile è l'opera della mano dell'uomo.

L'equilibrio fra terra ed acqua, anche se non precario, è però in continua evoluzione, sempre perduto e sempre da recuperare. Un equilibrio dinamico, come del resto tutti gli equilibri vitali quando concernano l'uomo e le sue attività, ma anche un equilibrio molto fragile che si può facilmente compromettere, come dimostrano i più recenti episodi di eventi alluvionali sempre più spesso frequenti e disastrosi.

La rete di bonifica studiata appartiene al Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, nato nell'Ottobre del 2009 dalla fusione dei Consorzi di Bonifica Bentivoglio Enza e Parmigiana Moglia Secchia ed in particolar modo si riferisce ad un suo sottobacino drenato meccanicamente e situato nei pressi della confluenza tra il Torrente Crostolo ed il fiume Po: il Bacino delle Acque Basse.

L'impatto sociale ed economico delle esondazioni più o meno estese del sottobacino, che periodicamente si verificano, è divenuto sempre meno sopportabile nel tempo col crescere del valore delle attività svolte in questo territorio.

La presente dissertazione si propone quindi lo scopo di fornire indicazioni sulla realizzazione di interventi finalizzati all'individuazione di più sicure condizioni di funzionamento dei collettori. In particolar modo ha il compito di definire l'effetto che la

realizzazione di una cassa d'espansione ha sul comportamento dei canali che drenano i territori del Bacino delle Acque Basse.

Per la realizzazione dello studio ci si è avvalsi delle informazioni fornite dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, che ha messo a disposizione rilievi, progetti e materiale informativo inerente al bacino in analisi. Di fondamentale importanza inoltre è stato lo studio promosso dal Consorzio della Bonifica Bentivoglio Enza e realizzato dal Prof. Ing. Natale "Valutazione delle situazioni di rischio idraulico nel territorio della Bonifica Bentivoglio Enza e predisposizione delle misure atte a garantirne la salvaguardia". Tale studio infatti definisce compiutamente il comportamento idrologico dell'area analizzata.

Per la simulazione del comportamento idraulico della rete si è utilizzato il software di calcolo EPA Storm Water Management Model (SWMM). Tale software permette di eseguire calcoli e simulazioni sia di tipo idrologico che idraulico.

Partendo da studi idrologici precedentemente effettuati dal Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza, si è cercato di riprodurre il comportamento idraulico dei quattro collettori principali che drenano l'area.

La struttura del presente elaborato di tesi ripercorre le varie fasi di lavoro affrontate durante questo studio.

Nel Capitolo 1 viene fornita una descrizione della porzione del Comprensorio della Bonifica dell'Emilia Centrale oggetto di studio. La descrizione è indirizzata principalmente verso i territori che costituivano l'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza ed in particolare il Bacino delle Acque Basse.

Nel Capitolo 2 viene descritto SWMM, il software utilizzato per compiere le simulazioni. In seguito ad una breve descrizione della routine idrologica, segue una trattazione più dettagliata della routine idraulica, la sola utilizzata nell'ambito di questo studio. Vengono inoltre trattati in dettaglio i dati che sono stati necessari introdurre nel software, relativi principalmente alle caratteristiche geometriche della rete dei canali.

Il terzo Capitolo riporta il materiale a disposizione: nella prima parte vi è una descrizione delle informazioni disponibili per l'implementazione della rete, nella seconda parte viene riportato il materiale utilizzato nella procedura di calibrazione.

Il quarto Capitolo è incentrato sul modello matematico: si descrivono innanzitutto le procedure seguite per la definizione della geometria dei collettori e di tutti i manufatti

presenti nella rete, successivamente viene trattata la delicata fase di calibrazione svolta con grande attenzione e scrupolo. Il Capitolo riporta inoltre i problemi affrontati durante questa fase, in particolare legati all'instabilità numerica del modello ed il modo con cui sono stati risolti.

Nella prima parte del quinto Capitolo viene simulato il comportamento della rete attuale nell'ipotesi che sia sollecitata da un evento di piena con tempo di ritorno di 20 anni. In seguito ai risultati ottenuti e sulla base di indicazioni fornite dai Tecnici del Consorzio, è stato ipotizzato un risezionamento di determinati collettori e l'implementazione nel modello di una cassa d'espansione. Nella seconda parte del Capitolo si descrivono una serie di simulazioni condotte per valutare l'influenza dei nuovi elementi sul comportamento della rete al variare degli idrogrammi in ingresso ai collettori. I diversi scenari hanno fatto riferimento ad un evento di piena con tempo di ritorno di 20 anni incrementato del 5%, 10%,15% e 20%. Per ognuna di queste situazioni è stato calcolato come varia il volume della cassa d'espansione al variare delle dimensioni dello sfioratore.

L'analisi critica dei risultati conclude la dissertazione.

Capitolo 1

L'area di studio

1.1 Il territorio del comprensorio

Il bacino in esame appartiene al comprensorio del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale (Figura 1.1) che gestisce la manutenzione ed il funzionamento di una rete idraulica progettata sia per scopo irriguo che di bonifica.

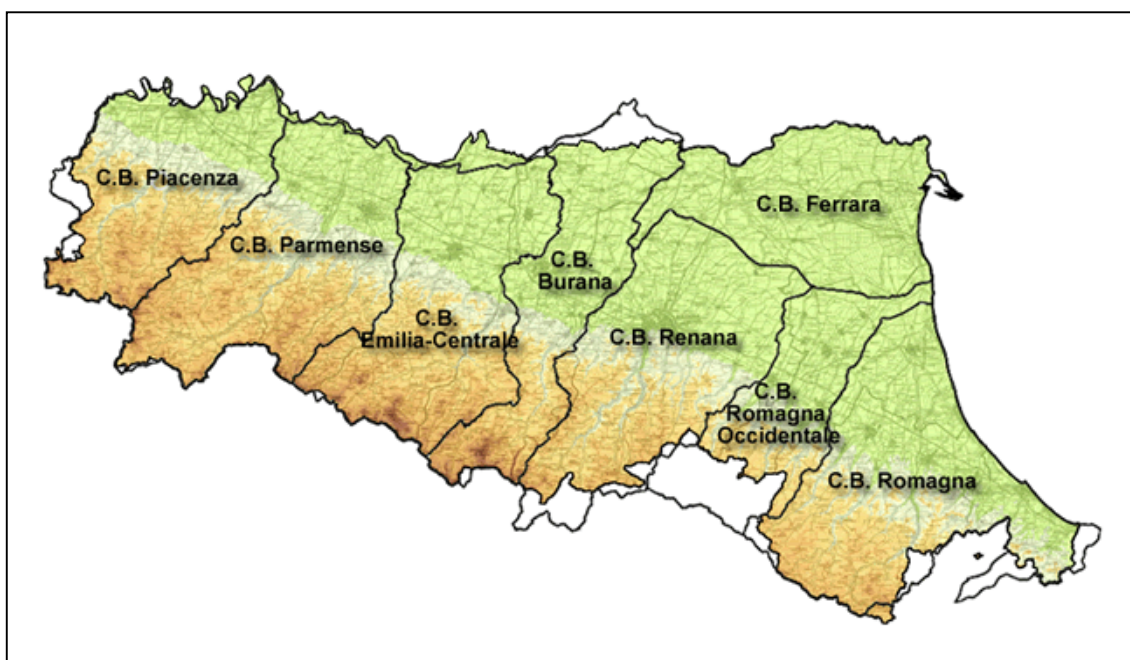


Figura 1.1: Il territorio regionale con evidenziati i diversi comprensori. Fonte www.emiliacentrale.it

Nato nell'Ottobre del 2009 a seguito dell'unione dei Consorzi di Bonifica Bentivoglio Enza e Parmigiana Moglia Secchia, il comprensorio del Consorzio ha caratteristica di interregionalità, con una superficie totale di 312.734 ha ricadenti nelle province di Reggio Emilia, Modena, Parma, Massa Carrara e Mantova.

Tale comprensorio può essere suddiviso in due zone corrispondenti ai territori Consorziali precedenti, individuate alla destra ed alla sinistra del torrente Crostolo. I bacini localizzati alla sinistra e fino all'Enza corrispondono all'ex comprensorio

Bentivoglio Enza, quelli a destra e fino al Secchia corrispondono all'ex Parmigiana Moglia. Ognuna di queste zone può essere suddivisa a sua volta in due parti: una montana ed una di pianura separate dalla via Emilia. L'estensione della porzione collinare e di montagna ha una superficie di 181.517 ha, quella di pianura di 132.117 ha.

La zona di pianura è delimitata a sud dalla via Emilia, ad est dall'asta del torrente Enza che segue fino alla confluenza con l'argine maestro del fiume Po (confine nord) e ad ovest dal fiume Secchia.

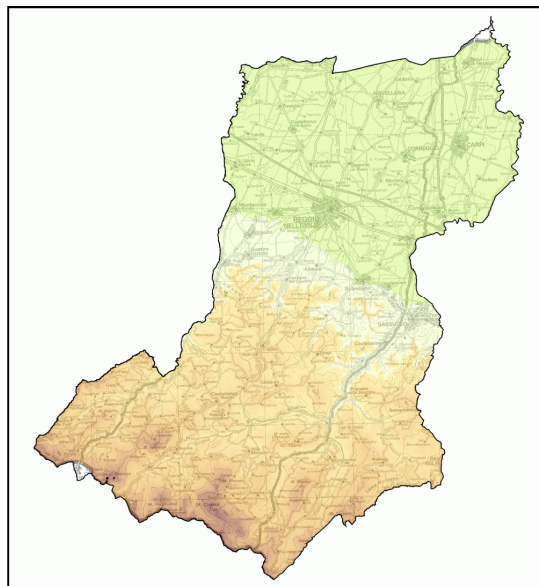


Figura 1.2: Il comprensorio del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale. Fonte www.emiliacentrale.it

In pianura le opere del Consorzio garantiscono il corretto deflusso delle acque meteoriche. Tramite la loro raccolta, allontanamento e smaltimento viene assicurata la difesa dalle inondazioni delle acque provenienti dai territori situati più a monte. Nel periodo estivo la bonifica distribuisce inoltre acqua a fini irrigui ed ambientali ad un territorio di circa 110.000 ha. In montagna il Consorzio esegue interventi contro il dissesto idrogeologico (consolidamento movimenti franosi e regimazione rii naturali) e sulla viabilità minore per il mantenimento in efficienza delle infrastrutture pubbliche poste a servizio degli immobili.

Come già precedentemente accennato poiché l'area di studio è situata nei territori della bonifica meccanica dell'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza, ritengo

doveroso approfondire la descrizione di questa porzione di territorio localizzata tra il torrente Enza ed il Crostolo.

1.2 Il Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza

Il Consorzio della Bonifica Bentivoglio Enza era un ente di diritto pubblico che svolgeva attività di progettazione, costruzione, esercizio, sorveglianza e manutenzione di opere, impianti e infrastrutture finalizzati alla difesa del suolo, allo sviluppo equilibrato del territorio e alla tutela e valorizzazione del sistema produttivo e delle risorse ambientali, in particolare delle risorse idriche.

Il territorio del Consorzio ricadeva per la maggior parte della sua estensione in Emilia Romagna e per una modesta superficie in Toscana interessando tre province (Reggio Emilia, Parma e Massa Carrara) e 27 Comuni, con un'estensione complessiva di 97.066 ha (Figura 1.3). Il territorio di montagna presentava un'estensione di 57.060 ha, mentre il territorio di pianura 40.006 ha.

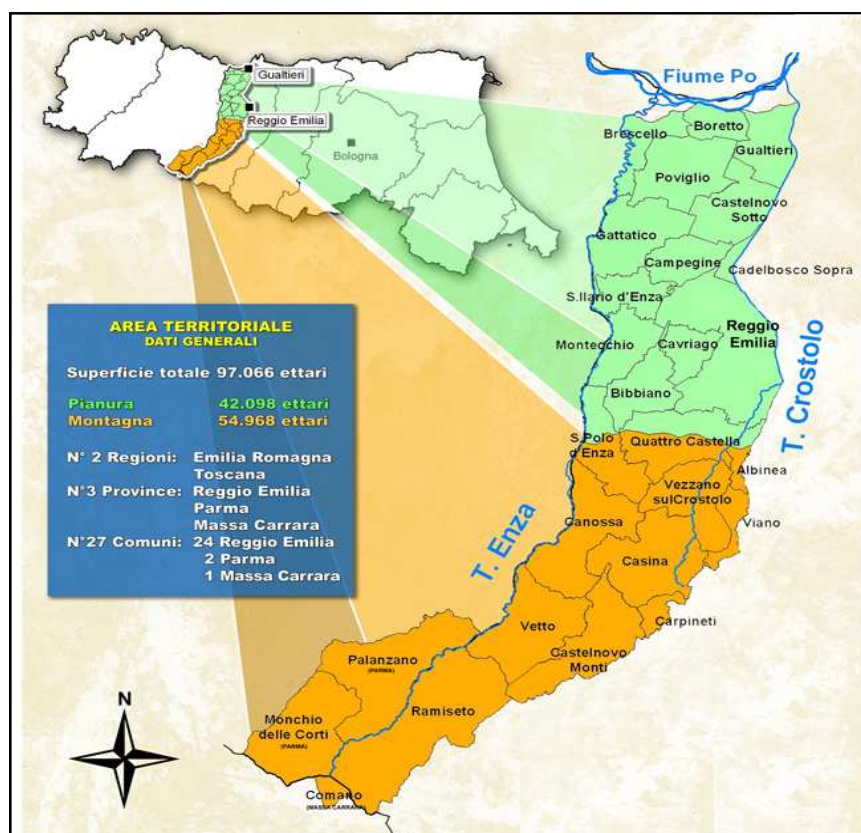


Figura 1.3: Il comprensorio dell'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza. Fonte www.bentivoglioenza.re.it.

L'intera estensione del comprensorio era suddivisa in due distretti. Il bacino esaminato in questo lavoro era inserito in quello che fa capo alla sede di Gualtieri.

Il perimetro di tale distretto ha la forma di un quadrilatero racchiuso a Nord dall'argine maestro sud del fiume Po, ad Ovest dal torrente Enza, ad Est dal torrente Crostolo ed a Sud dalla strada provinciale pedemontana che va da S.Polo d'Enza ad Albinea per Quattro Castella e Puianello. Sia il torrente Enza che il Crostolo scorrono da Sud in direzione Nord e confluiscono nel fiume Po.

Prima della bonifica, il territorio della Bentivoglio Enza era luogo di espansione delle piene dell'Enza, del Crostolo, del Po e dei loro affluenti minori.

Questa disordinata situazione idrografica aveva favorito la formazione di stagni ed acquitrini che, come riportano diverse fonti, erano tra loro collegati a formare un'enorme palude. La prima opera di bonifica viene attribuita al console Emilio Scauro alla fine del II secolo A.C ma è solamente alla fine del medio evo che inizia la sistematica opera di bonifica. Risale infatti al 1566 il primo riordino della rete scolante nel territorio tra l'Enza ed il Secchia su disposizione di Cornelio Bentivoglio.

Da allora sono state realizzate tutta una serie di opere ed infrastrutture atte a garantire ed a sviluppare sempre più la bonifica idraulica, l'irrigazione e la bonifica montana.

1.2.1 La rete idrografica

Come mostrato in Figura 1.4 il comprensorio di bonifica risulta suddiviso in area drenata per scolo meccanico e area scolata a gravità. I bacini scolanti a gravità possono distinguersi in base ai loro recapiti finali: il Canale Derivatore che sfocia nel fiume Secchia, il torrente Enza ed il torrente Crostolo che sfociano entrambi nel Po.

Ognuno di questi bacini può essere suddiviso in sottobacini scolanti tra loro indipendenti, così che la rete scolante è scomponibile in schemi dendritici tra loro separati. Individuiamo da quest'ultima analisi quattro aree fondamentali:

- il bacino delle Acque Basse che raccoglie le colatizie provenienti da una superficie di circa 6000 ha nella quale ricadono i comuni di Gualtieri, Borretto e le zone più depresse dei comuni di Poviglio e Castelnovo Sotto. Queste acque

vengono fatte confluire ad un impianto idrovoro in località Torrione di Gualtieri il quale le solleva e le immette nel torrente Crostolo;

- il bacino delle Acque Alte che convoglia le acque provenienti da un'area di 9450 ha comprendente grosso modo i territori dei comuni di Brescello, Poviglio, Castelnovo Sotto e parte di Campegine. Queste acque affluiscono nel canale Derivatore con destinazione ultima il Secchia;
- il bacino delle Acque Estranee che raccoglie le acque provenienti dalla parte più alta dell'ex comprensorio ed interessanti una superficie di circa 6400 ha comprendente i comuni di Gattatico e di Campegine. Queste giungono all'Enza, attraverso il Canalazzo di Brescello, ed al Crostolo attraverso il Cavo Cava;
- i bacini di Collina i cui collettori raccolgono le acque provenienti da una superficie di più di 14000 ha e recapitate nel Crostolo.

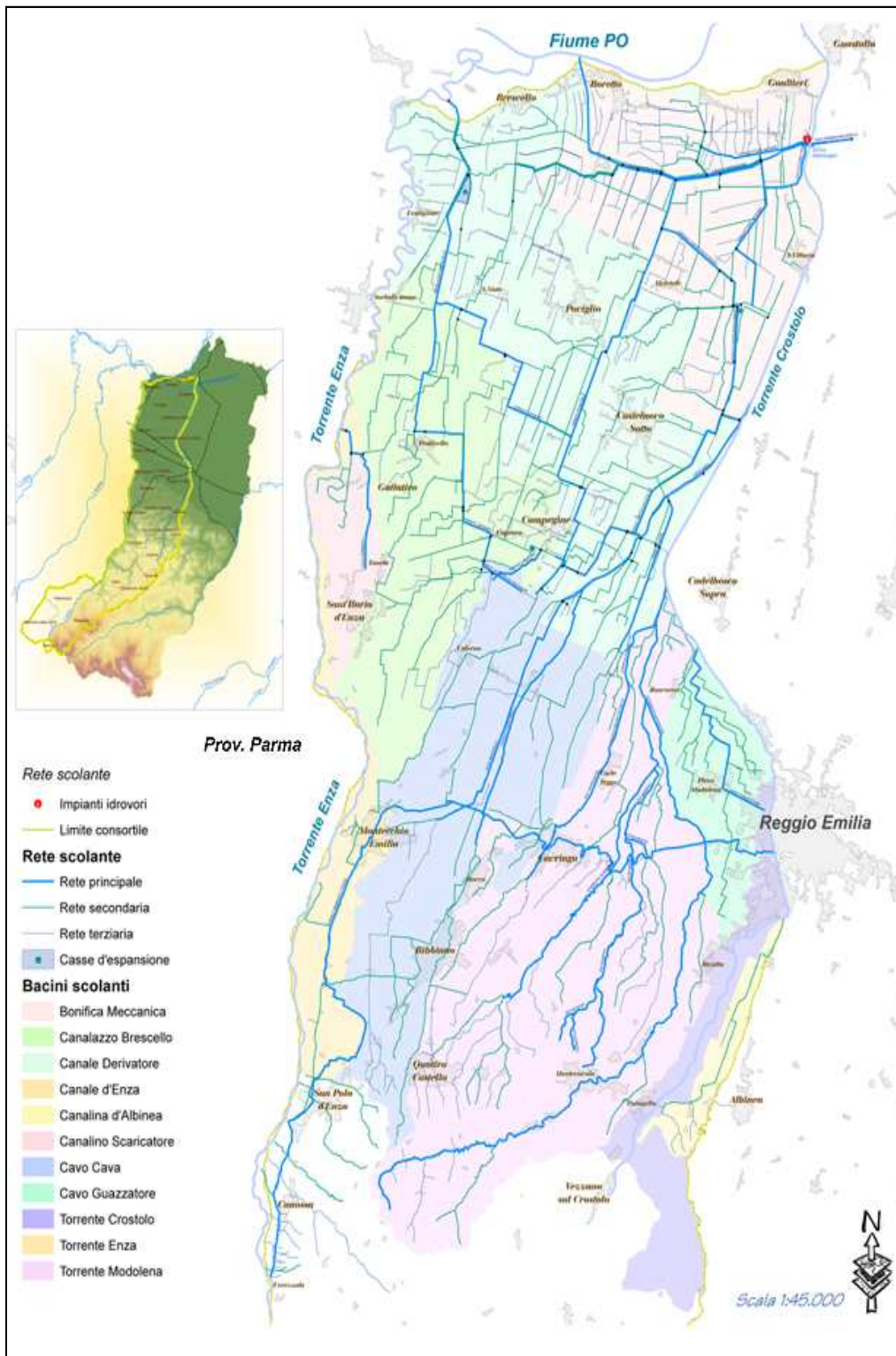


Figura 1.4: La rete idrografica di pianura dell'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza. Fonte www.bentivoglioenza.re.it

1.2.2 L'area di studio: il Comprensorio delle Acque Basse

Il comprensorio oggetto di studio è il Bacino delle Acque Basse dell'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza. Tale zona si estende su una superficie complessiva di circa 6100 ha collocata alla sinistra del torrente Crostolo nei pressi della confluenza con il fiume Po.

La rete di drenaggio principale della bonifica meccanica (Figura 1.5) risulta disposta su 4 collettori: il Collettore Rinascita che raccoglie le colatizie di una superficie di 1685 ha provenienti dal comune di Santa Vittoria e dalle aree più depresse di Castelnovo Sotto, il Collettore Alfieri, al servizio della maggior parte dei terreni di Gualtieri e Boretto, che drena una superficie di 1930 ha ed i collettori Vittoria e Impero che drenano rispettivamente una superficie di 1135 ha e 1370 ha. Questi ultimi due collettori confluiscono nel Collettore Alfieri attraverso una botte sottopassante il Canale Derivatore nei pressi di Casella Bianca.

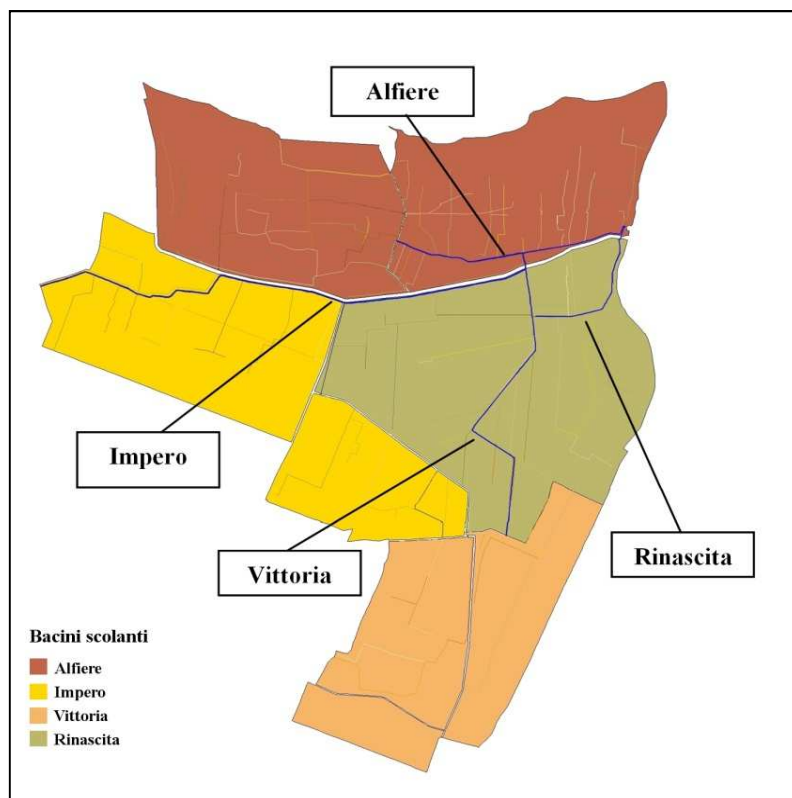


Figura 1.5: Bacino delle Acque Basse.

I collettori Impero e Vittoria (attraverso la regolazione di paratoie presenti nella botte a Casella Bianca) ed i collettori Alfieri e Rinascita (attraverso appositi manufatti nei

pressi del Torrione) possono scaricare le loro acque nel Derivatore fino a quando la quota di quest'ultimo lo permette. Al superamento di questo livello le acque dei quattro collettori principali vengono inviate all'impianto idrovoro del Torrione il quale, mediante tre gruppi elettropompa, è in grado di smaltire una portata di $18 \text{ m}^3/\text{s}$ per un dislivello massimo di 10 m. Le acque di scolo vengono così sollevate e scaricate nel Torrente Crostolo. In Figura 1.6 è riportato lo schema dei collettori del Bacino delle Acque Basse.

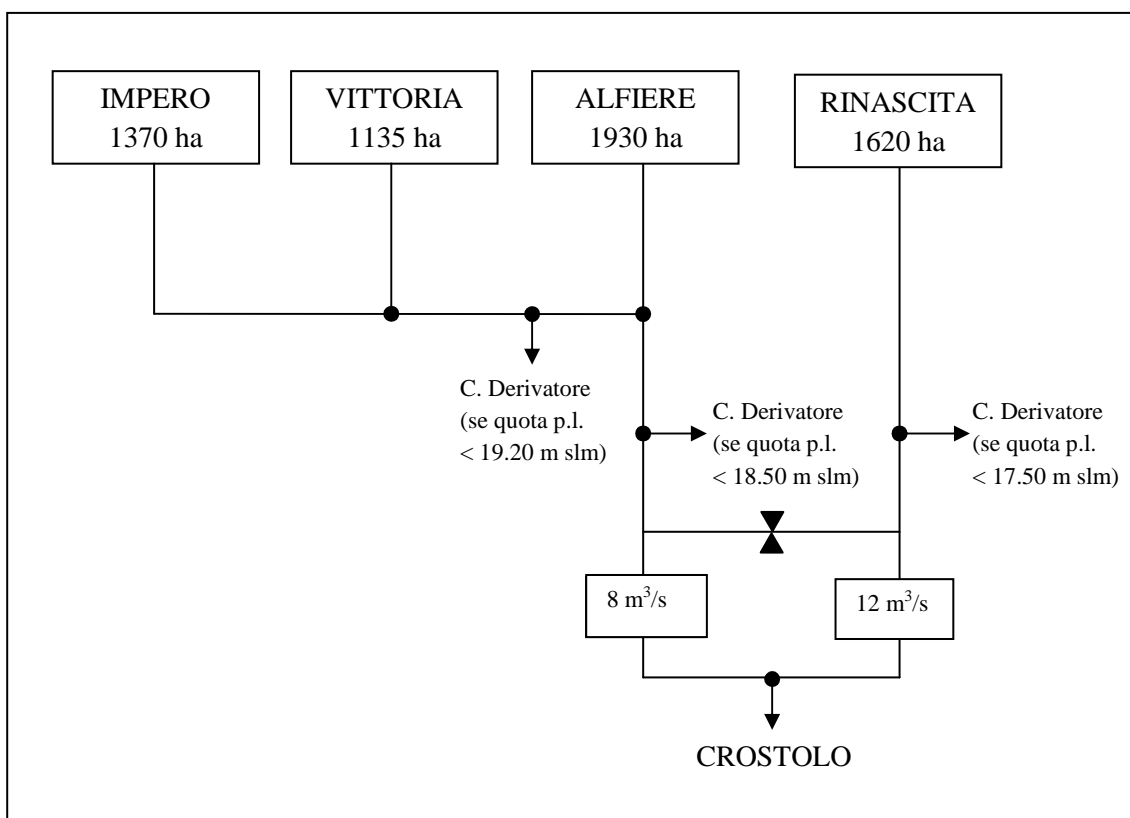


Figura 1.6: Schema dei collettori del Bacino delle Acque Basse. Fonte studio del Prof. Ing. Natale “Valutazione delle situazioni di rischio idraulico nel territorio della Bonifica Bentivoglio Enza e predisposizione delle misure atte a garantirne la salvaguardia”.

L'area oggetto di studio è caratterizzata da una spiccata vocazione agricola, ma nel corso degli anni ha subito una notevole variazione di tipologie colturali e di tecniche di lavorazione agricola unito ad un buon sviluppo urbano, soprattutto degli insediamenti di Gualtieri, Boretto e Santa Vittoria che hanno contribuito ad una impermeabilizzazione della superficie del bacino scolante sempre maggiore.

Nella Tabella 1.1 sono riportati i dati geometrici relativi ai quattro collettori principali della rete di drenaggio della Bonifica Meccanica ed i corrispondenti bacini scolanti.

	Nome Canale	Lunghezza [m]	Superficie Bacino [ha]
1	Alfiere	3670	1930
2	Impero	4782	1370
3	Vittoria	4948	1135
4	Rinascita	2277	1685

Tabella 1.1: Dati geometrici dei collettori principali del Bacino delle Acque Basse.

In Figura 1.7 viene riportata una veduta d'insieme del nodo idraulico del Torrione. Si possono notare le due botte sul Derivatore che sottopassano il Crostolo (Botte Nuova (1) e Botte Bentivoglio (2)) e quella del Rinascita (5) sottopassante il Derivatore. Si notano inoltre i bacini d'arrivo dell'Alfiere (3) e del Rinascita (4). Il Torrente Crostolo è indicato col numero 6.

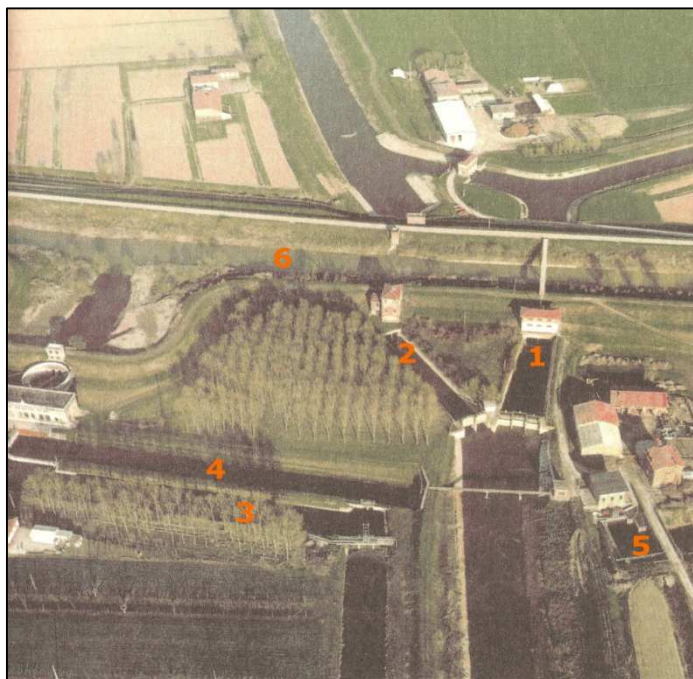


Figura 1.7: Veduta d'insieme del nodo idraulico "Torrione" di Gualtieri.

Fonte www.bentivoglioenza.re.it

In Figura 1.8 viene mostrato l'imbocco dei Collettori Impero e Vittoria alla botte di Casella Bianca. Si può notare la particolare geometria del manufatto (costituito da due canne di sezione rettangolare) e l'idrometro utilizzato per la determinazione della quota del pelo libero nella sezione terminale dei due Collettori.



Figura 1.8: Ingresso dei Collettori Vittoria ed Impero alla botte di Casella Bianca.

Capitolo 2

SWMM: il motore di calcolo

2.1 Premessa

Il software utilizzato per lo studio in questione è EPA Storm Water Management Model (SWMM), prodotto e sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA).

SWMM è stato concepito nel 1971 e nel corso degli anni ha subito continui sviluppi e miglioramenti fino ad arrivare alla versione usata in questo studio, la Versione 5.0.

Questa ultima versione rimane sempre basata sulla struttura di calcolo della precedente, di cui infatti risulta essere una riscrittura in un diverso linguaggio di programmazione (dal vecchio Fortran77 al più recente C++), ma presenta alcune novità interessanti; la più immediata, e che appare subito all'apertura del programma, è l'introduzione di una interfaccia grafica che ne facilita notevolmente l'utilizzo, sia in fase di introduzione della rete e dei relativi parametri, sia nella interpretazione e gestione dei dati ricavati dalle simulazioni.

2.2 Descrizione di SWMM

SWMM (Storm Water Management Model) è un software complesso in grado di simulare il movimento della precipitazione meteorica e degli inquinanti da essa trasportati dalla superficie del bacino alla rete dei canali e condotte che costituiscono il sistema di drenaggio urbano.

Tale programma è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico.

Il suo utilizzo è molto flessibile e di fatto tale programma, benché sia nato prevalentemente come software di modellazione per reti di fognature urbane, può essere tranquillamente applicato anche nel caso di canali aperti con sezioni regolari oppure di forma varia.

SWMM offre la possibilità di compiere calcoli e simulazioni di tipo idraulico (grazie alla risoluzione e integrazione numerica in forma completa delle equazioni di De Saint Venant) su una rete di canali o condotte, sollecitata da fenomeni meteorici o da ingressi di natura diversa.

Come si può osservare dalla Figura 2.1, SWMM schematizza il bacino idrografico di drenaggio, e i suoi differenti componenti fisici, come vari compartimenti:

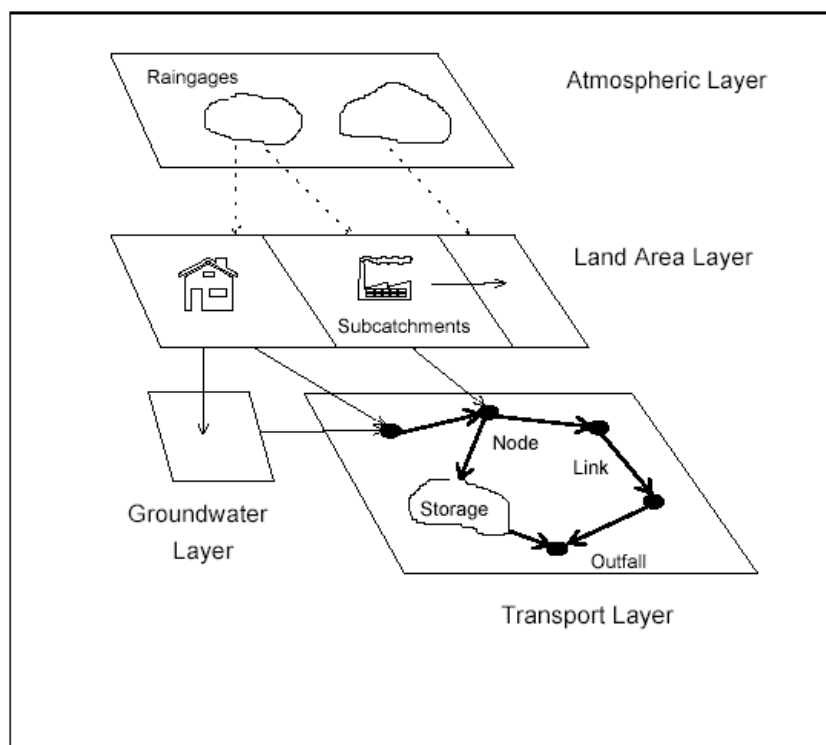


Figura 2.1: Concettualizzazione di un' area di drenaggio in SWMM.

- **ATMOSFERA:** nel quale vengono definiti i valori di pioggia che la simulazione utilizza per le precipitazioni sul bacino.

E' possibile lanciare simulazioni di eventi critici di pioggia che vanno a sollecitare il bacino di studio di diverso tipo:

- a "evento singolo", ovvero simulazioni della durata di poche ore;
- "in continuo", ovvero simulazioni della durata di diversi giorni o mesi.

- **TERRITORIO:** può essere suddiviso in diversi sottobacini, ciascuno caratterizzato in maniera differente; riceve afflussi dal comparto Atmosfera, come pioggia, o sottoforma di deflusso superficiale proveniente da altre porzioni di Territorio.

- **GROUNDWATER:** il quale riceve infiltrazione dal Territorio e trasferisce gli efflussi al Trasporto.

- **TRASPORTO:** contiene la rete dei canali, condotte, manufatti. SWMM utilizza una descrizione topologica della rete basandosi su una geometria formata da rami e nodi. I rami e i nodi hanno ciascuno proprietà specifiche che, combinate tra loro, consentono la rappresentazione idraulica dell'intera rete di deflusso.

In questo comparto si procede al calcolo della propagazione in rete, scegliendo tra diversi moduli: moto uniforme, onda cinematica e moto vario, basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. In quest'ultima opzione il programma consente di effettuare i calcoli in maniera più accurata, poiché vengono modellati anche i fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversione del flusso nei rami.

Come si può osservare dalla Figura 2.2, il programma di calcolo risulta essere fondamentalmente strutturato in maniera modulare, costituito da singoli blocchi, ognuno dei quali ha una specifica funzione e routine di calcolo.

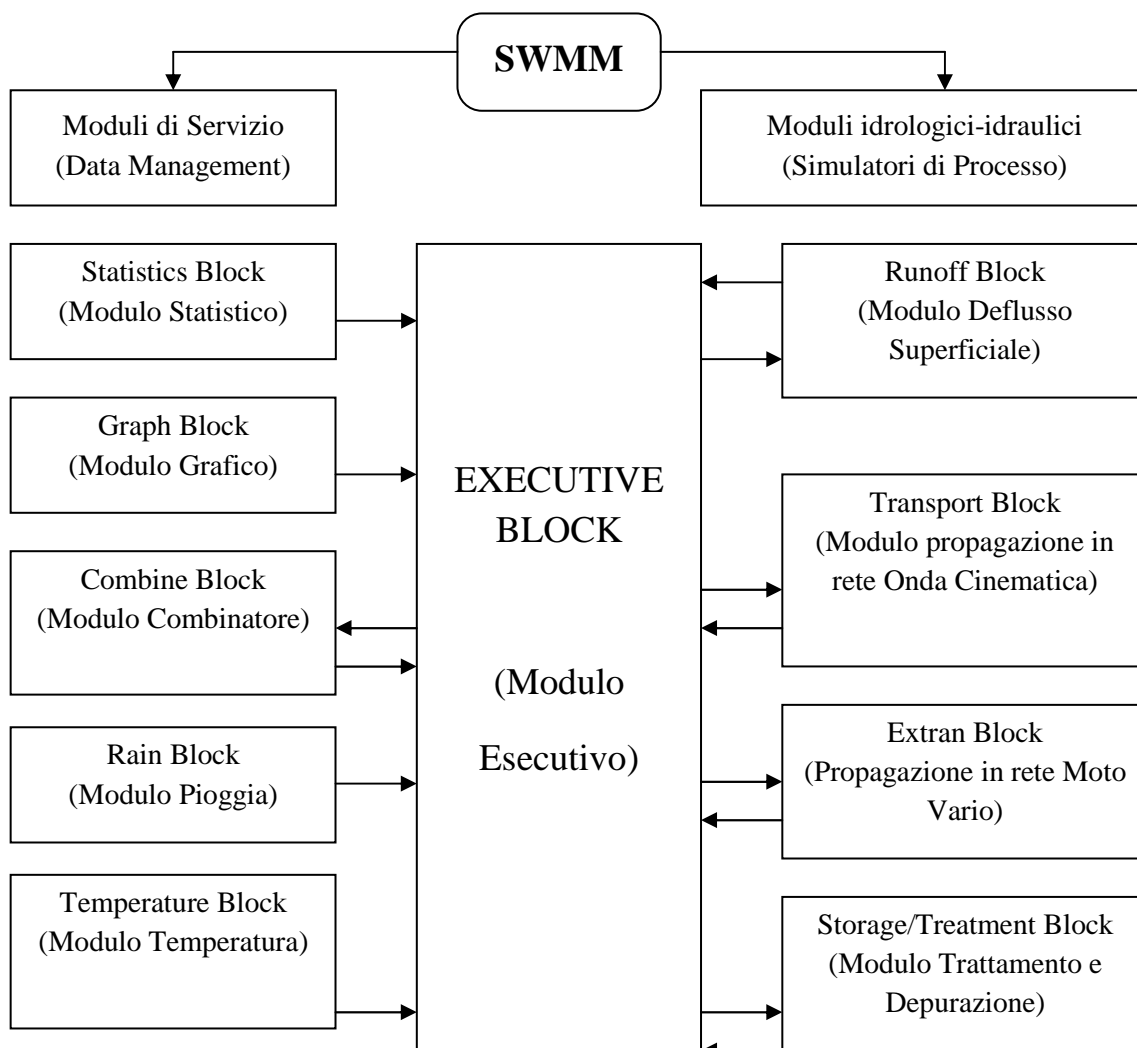


Figura 2.2: Schema della struttura modulare e relazionale tra i moduli di SWMM.

Ogni blocco può essere utilizzato singolarmente oppure in cascata (Figura 2.3), così che il risultato di uno possa essere inteso come base di partenza per l'utilizzo di un blocco successivo, con la sola eccezione del blocco Runoff, il quale ammette come ingressi esclusivamente i dati meteorologici provenienti dai moduli Rain e Temperature.

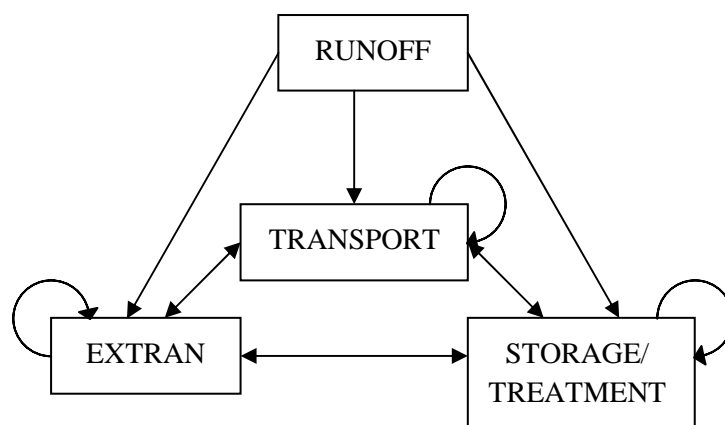


Figura 2.3: Relazioni possibili tra i vari blocchi computazionali di SWMM.

2.3 Breve descrizione dei blocchi di SWMM

Come già menzionato il programma è suddiviso in due moduli: uno di Servizio ed un altro Computazionale

Nel primo modulo sono contenuti una serie di blocchi che consentono di elaborare i risultati ottenuti; infatti si possono compiere operazioni statistiche sui valori ottenuti dalle simulazioni (blocco *Statistics*), gestire i dati meteo-climatici da inserire nel programma o che vengono utilizzati nel corso di simulazioni di tipo continuo (blocchi *Temperature* e *Rain*), di gestire i risultati ottenuti per mezzo di grafici e stampe (blocco *Graph*), sistemare i valori di output al fine di aggregare i dati, utilizzabili così dai blocchi in cascata (blocco *Combine*).

Appartenente al modulo di servizio è anche il blocco *Executive*, il quale manipola i file di interfaccia tra i vari blocchi e il blocco, o la sequenza di blocchi, da eseguire.

Il modulo Computazionale contiene quattro blocchi con i relativi simulatori di processo idrologico ed idraulico: un blocco per la modellazione del deflusso superficiale (blocco *Runoff*), uno per il calcolo della propagazione in rete con la schematizzazione dell'onda cinematica (*Transport*), il terzo è un blocco di calcolo

dinamico basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant che governano il fenomeno idraulico di propagazione all'interno della rete (*Extran*), ed infine uno che descrive i processi all'interno di un impianto di trattamento reflui (*Storage/Treatment*).

Il blocco **Runoff** è il primo passo di una simulazione in SWMM. Questo riceve come input gli eventuali dati meteorologici registrati nei blocchi Rain e/o Temperature, oppure si possono introdurre degli ietogrammi (con intensità di pioggia /tempo o precipitazione totale in mm/tempo) definiti dall'utente. Runoff analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica dei serbatoi non lineari con una opzione per il calcolo dell'apporto idrico derivante dallo scioglimento della neve. Inoltre viene anche analizzato il processo di infiltrazione e di evaporazione, in modo da poter arrivare ad ottenere come risultato il tracciamento dell'idrogramma in ogni ramo della rete studiata. Il blocco può essere impostato per compiere simulazioni per periodi temporali che vanno dai minuti agli anni.

Per di più, Runoff offre anche la possibilità di simulare la qualità delle acque, in termini di analisi dei processi di spostamento dei contaminati dalle superfici scolanti alla rete di fognatura o di scolo.

Come uscita di questo blocco si hanno degli idrogrammi che fungono da ingresso alla rete di drenaggio.

Il blocco **Transport**, che può seguire il lancio di Runoff, va a modellare il comportamento qualitativo e quantitativo del sistema, appoggiandosi al calcolo idraulico sulla schematizzazione dell'onda cinematica. L'analisi qualitativa è basata su cinetiche del primo ordine, con criteri di Shield sull'inizializzazione del moto. I risultati consistono in livelli, portate e concentrazioni delle sostanze contaminanti per ogni componente della rete, schematizzata in un sistema di rami e nodi.

Il blocco **Storage/Treatment** è sostanzialmente una specializzazione di Transport; infatti può simulare fino a tre inquinanti in un serbatoio contenete fino a cinque unità o processi. Il blocco simula inoltre i processi di decadimento del primo ordine associati ad una miscelazione completa, funzioni di rimozione e di dinamica di sedimentazione. Inoltre è possibile calcolare una previsione dei costi di avvio, di gestione e di manutenzione per ogni unità di trattamento.

Il blocco **Extran**, Extended Transport, (Figura 2.4) è in pratica il “cuore” idraulico di SWMM; consente infatti di modellare la propagazione dei deflussi all’interno della rete mediante la risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. Extran risulta essere un modulo completo per la simulazione di reti ad albero o a maglia; vengono modellati, infatti, anche i fenomeni di rigurgito, le inversioni del flusso nei rami, i moti a pelo libero e in pressione.

Extran utilizza una descrizione topologica della rete basata su una geometria rami-nodi; i rami e i nodi hanno caratteristiche specifiche, opportunamente configurabili, che, combinate tra loro, permettono la descrizione idraulica dell’intera rete di deflusso. Nella schematizzazione usata dal blocco, i rami sono sostanzialmente i condotti della rete fognaria (i canali nel caso di sezioni aperte) e consentono di propagare le portate da un nodo all’altro. I nodi rappresentano i pozzetti presenti nel sistema fognario (o i punti di intersezione dei rami, come nel caso dei canali); nei nodi vengono localizzate le portate in ingresso (provenienti dal Runoff ed espressi come idrogrammi di piena generati a partire dal modello afflussi-deflussi) e le portate uscenti dalla rete.

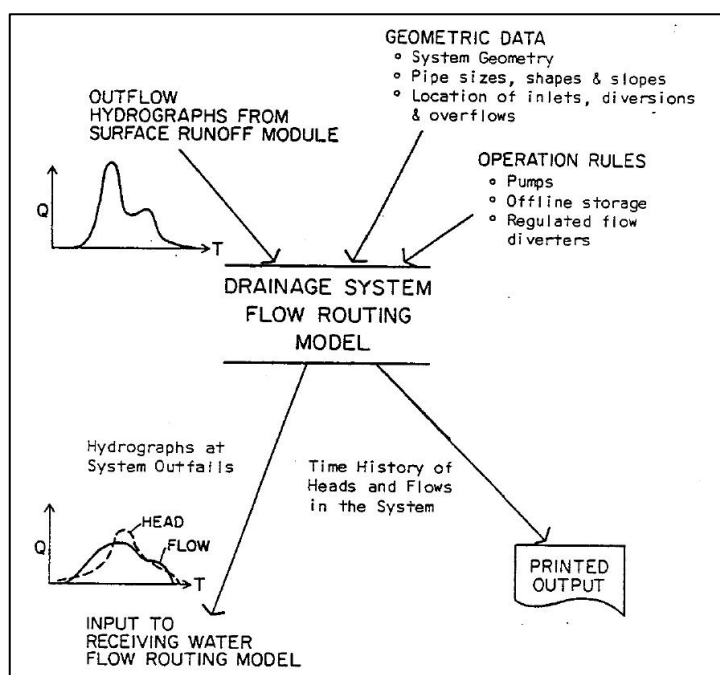


Figura 2.4: Rappresentazione schematica del blocco Extran.

L’utilizzo del blocco Extran è consigliabile quando è necessario rappresentare condizioni di rigurgito ed inversioni del flusso, nonché quando siano presenti organi speciali di regolazione quali sfioratori, pompe e bacini di accumulo. Mentre invece la

simulazione dei canali e delle piccole condotte delle regioni più a monte del sistema, dove meglio reggono le assunzioni di serbatoi non lineari in cascata e di moto uniforme, meglio si addice alle caratteristiche dei moduli Runoff-Transport, i quali essendo più semplici permettono un risparmio di risorse (dati, minor capacità di calcolo, minori tempi di simulazione).

2.4 Breve descrizione della routine idrologica

SWMM è in grado di rappresentare i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane e non i quali 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*, ognuno dei quali sarà diviso sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il deflusso superficiale può essere diretto fra i *subcatchments*, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

Di seguito vengono descritte proprietà dei bacini ed i metodi utilizzati da SWMM per rappresentare il deflusso superficiale ed i processi d'infiltrazione.

2.4.1 Caratteristiche delle precipitazioni

Le precipitazioni in SWMM vengono definite attraverso l'attribuzione dei Rain Gages i quali forniscono i dati di pioggia sui bacini. Questi possono essere inseriti manualmente in SWMM attraverso appositi editor, oppure possono essere caricati da un file di testo esterno. Le principali proprietà in input dei rain gages comprendono

informazioni relative all'intensità o al volume della pioggia e l'intervallo di registrazione dei dati (ogni ora, 30 minuti, 15 minuti, ecc..).

2.4.2 Caratteristiche dei sottobacini

Per quanto riguarda i vari sottobacini è necessario immettere in SWMM i valori delle rispettive aree, le pendenze medie, width o larghezza equivalente del bacino, la percentuale delle aree impermeabili, l'altezza delle depressioni superficiali nelle aree permeabili ed impermeabili, il coefficiente di Manning per le superfici permeabili ed impermeabili, ed infine i dati per il calcolo dell'infiltrazione. Le definizioni dei singoli parametri utilizzati sono di seguito riportate:

- **Aree:** viene immesso il valore dell'area del sottobacino, espresso in ettari;
- **Pendenze medie:** si tratta della pendenza media del singolo sottobacino;
- **Width o larghezza equivalente del bacino:** se lo scorrimento superficiale è idealizzato come un deflusso lungo una superficie piana inclinata, nel caso più semplice di forma rettangolare, allora il width del bacino di drenaggio è identificabile fisicamente con la larghezza, 'width', appunto, in inglese, della superficie su cui avviene lo scorrimento superficiale.

Supponendo di avere un bacino semplice di forma rettangolare e percorso da un canale di scolo di lunghezza l che lo divida in due aree simmetriche, come nel caso della Figura 2.5, il calcolo del width porterebbe a trovare il valore di $W=2 l$.

Inoltre moltiplicando il valore del width per il valore di q_L , deflusso laterale per unità di larghezza, si ottiene velocemente il valore totale dell'apporto idrico nel canale centrale.

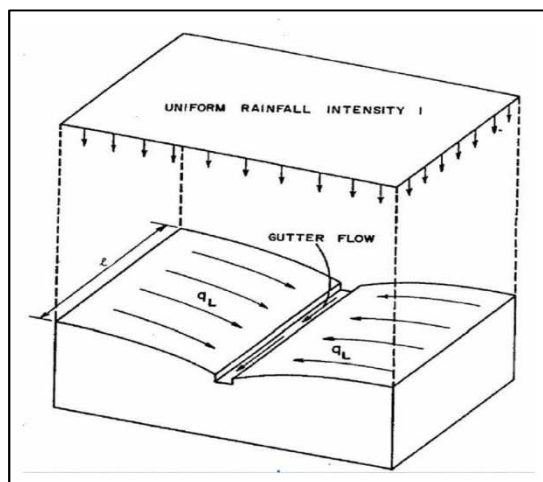


Figura 2.5: Bacino idealizzato di forma rettangolare.

Dal momento che i bacini reali spesso non hanno una semplice forma rettangolare e nemmeno presentano notevoli proprietà di simmetria od uniformità, per ottenere una buona stima del valore di width è necessario adottare una procedura nel caso di forma generica del bacino.

Il valore del width, infatti, può influire sulla forma dell'idrogramma, osservando l'equazione (2.3) del calcolo del deflusso superficiale, trattato nel paragrafo 2.4.3, si osserva che una volta fissate le pendenze del bacino e la rugosità del terreno il calcolo venga influenzato unicamente dal valore di W .

Prendiamo il caso di cinque semplici bacini, tutti aventi la stessa area ma differenti valori di W (Figura 2.6).

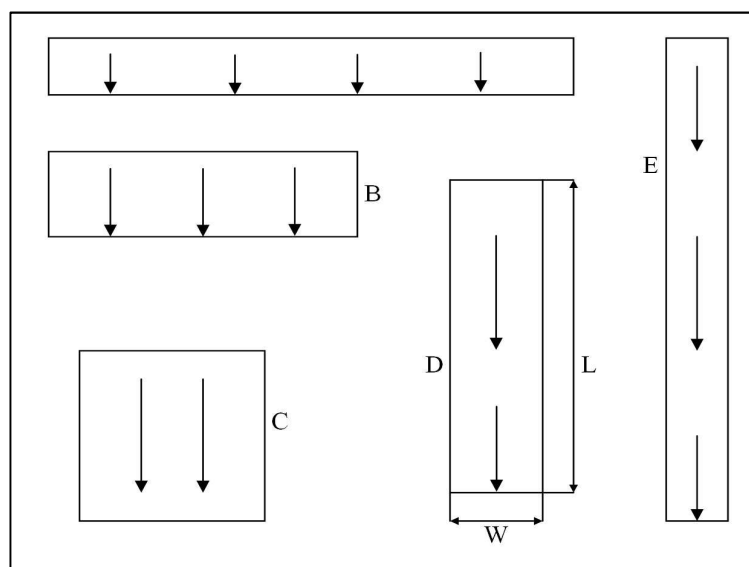


Figura 2.6: Cinque bacini aventi differenti forme ma uguali aree, per illustrare l'effetto della forma dei bacini sul valore di W .

Si presuppone che il canale di drenaggio sia situato alla base del rettangolo, in questo modo il valore che si trova per il width è $W=1$.

Supponendo di compiere una simulazione, con una pioggia di 20 minuti, utilizzando il blocco Runoff, quindi usando la condizione di serbatoi non lineari, si ottengono i seguenti idrogrammi (Figura 2.7):

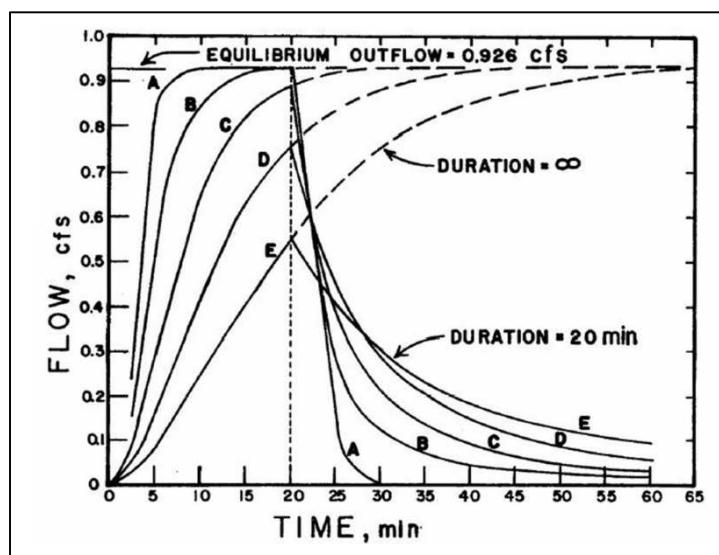


Figura 2.7: Idrogrammi relativi ai cinque differenti bacini.

Due interessanti considerazioni possono essere tratte dall'osservazione di questi idrogrammi.

Innanzitutto un differente effetto di immagazzinamento, ben evidente confrontando i risultati del bacino A con quelli relativi ad E.

I differenti bacini si comportano come un serbatoio; nel caso di E, avente una forma allungata ed un valore di W più piccolo tra tutti, si ha un deflusso laterale minore, da cui ne consegue che pur ricevendo lo stesso quantitativo di pioggia un quantitativo maggiore di acqua viene immagazzinata e rilasciata più lentamente. Per contro, nel caso del bacino A si avrà un rilascio più rapido ed un minore immagazzinamento, avendo così nell'idrogramma i rami di accumulo e di rilascio che crescono più rapidamente degli altri casi.

Risulta anche evidente un effetto sulla forma dell'idrogramma. Infatti, tutti raggiungono il valore di picco allo stesso istante (ovvero nel momento in cui cessa la pioggia), anche se nel caso di un elevato valore di W , e questo è il caso del bacino

A, si raggiunge rapidamente il picco massimo di deflusso, producendo così un idrogramma piatto per il restante periodo di pioggia. Quindi, nel caso in cui ci si trovi a schematizzare un bacino con diversi sottobacini e soggetto a pioggia variabile nel tempo, un elevato valore di width tenderà più rapidamente a causare picchi negli idrogrammi.

Nella realtà, e in special modo in zone rurali, è più facile imbattersi in bacini dalla forma irregolare ed in cui il canale di scolo abbia un andamento non lineare e non centrato rispetto all'area.

In questi casi generici (vedi Figura 2.8) si utilizza la seguente relazione:

$$W = (2 - S_k) l \quad (2.1)$$

dove:

- W = width o fattore di forma del bacino;
- S_k = skew factor o fattore di obliquità;
- l = lunghezza del canale di drenaggio.

Il valore di S_k , compreso tra $0 \leq S_k \leq 1$, si calcola nel seguente modo:

$$S_k = \frac{A_2 - A_1}{A_{tot}} \quad (2.2)$$

con:

- A_1 = porzione di area su di un lato del canale;
- A_2 = porzione di area dall'altro lato del canale;
- A_{tot} = area totale.

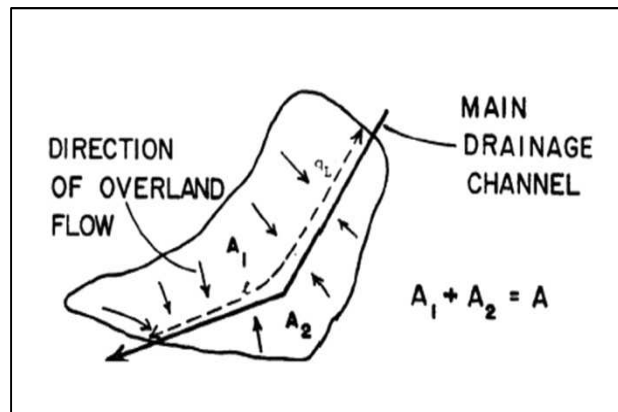


Figura 2.8: Generico bacino per il calcolo del width.

Il valore di W e della pendenza del bacino rimane lo stesso sia per le aree impermeabili che per quelle permeabili.

- **Percentuale aree impermeabili:** il valore introdotto è definito come il rapporto tra le superfici impermeabili, quali strade ed aree urbane, e l'area totale del sottobacino;
- **Altezza delle depressioni superficiali:** l'altezza d'acqua nelle depressioni superficiali viene considerata come una perdita causata da diversi fattori tra i quali possiamo annoverare il ristagno delle acque e l'intercettazione da parte delle asperità del terreno e delle superfici.

L'acqua così immagazzinata è soggetta, nel caso di superfici permeabili, ad infiltrazione (ed evaporazione), ragion per cui viene continuamente e rapidamente rimpiazzata, mentre nel caso di superfici impermeabili questa è esaurita solo per evaporazione, ragion per cui viene rinnovata in maniera più lenta. Nell'immissione dei dati risulta quindi necessario utilizzare due valori distinti, uno per le aree permeabili ed uno per quelle impermeabili. Inoltre per le superfici impermeabili viene indicata una percentuale di area nella quale non si hanno depressioni, e quindi non si ha immagazzinamento di acqua; in tale maniera si ottiene che una parte delle superfici impermeabili risponde immediatamente alla sollecitazione dovuta alle piogge generando un deflusso superficiale in tempi minori.

2.4.3 Deflusso superficiale

Il deflusso superficiale è costituito da quella parte di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e si raccoglie successivamente nella rete di scolo; i fenomeni idrologici di infiltrazione, intercettazione e di accumulo nelle depressioni superficiali costituiscono di fatto delle perdite nelle simulazioni 'a evento singolo', le perdite che vengono sottratte all'afflusso meteorico totale, rappresentato dalla pioggia lorda, fornendo così la pioggia netta, ossia quella quota di precipitazione che contribuisce al deflusso superficiale.

Il deflusso superficiale, schematizzato dal programma SWMM, può essere concettualmente raffigurato dalla seguente immagine (Figura 2.9).

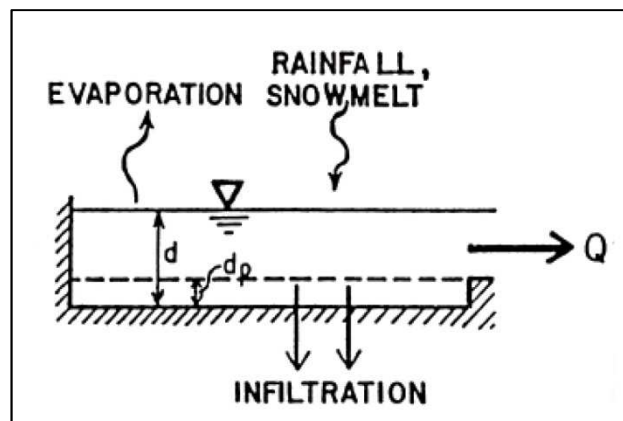


Figura 2.9: Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale in SWMM.

Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi derivano dalle precipitazioni, dalle piogge e/o scioglimento delle nevi, le uscite sono diverse e sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale.

Il volume di questo serbatoio è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni, ossia quel volume d'acqua intercettata da avvallamenti, sconessioni delle superfici e ristagni.

Il deflusso superficiale per unità di area, Q , si innesca ogniqualvolta l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni d_p , ed in questo caso il flusso che fuoriesce è dato dalla equazione:

$$Q = W \frac{1,49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (2.3)$$

dove:

- Q = deflusso superficiale;
- W = "larghezza" del sottobacino o width;
- n = coefficiente di scabrezza di Manning;
- d = altezza dell'acqua;
- d_p = altezza delle depressioni superficiali;
- S = pendenza del sottobacino.

L'altezza dell'acqua dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del calcolo, risolvendo numericamente il bilancio d'acqua presente sul sottobacino.

I sottobacini, come si avrà modo di vedere, sono divisi in due porzioni: impermeabili (aree urbane, zone industriali e strade) e permeabili (aree destinate a coltivazioni), questo perché il deflusso superficiale può infiltrarsi attraverso la porzione superficiale delle aree permeabili.

2.4.4 Infiltrazione

L'infiltrazione è quel processo per cui le acque meteoriche cadute al suolo su aree permeabili penetrano attraverso la superficie del terreno per giungere negli strati inferiori del suolo.

SWMM offre tre possibilità di calcolo per l'infiltrazione:

1. Equazioni di Horton
2. Metodo di Green-Ampton
3. Metodo Curve Number

2.4.4.1 Modello di Horton

Questo metodo si basa su osservazioni empiriche che dimostrano che l'infiltrazione nel caso di una precipitazione sufficientemente prolungata diminuisce esponenzialmente da un tasso iniziale massimo ad un tasso minimo. Vale la seguente legge:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (2.4)$$

dove:

- f = capacità d'infiltrazione al tempo t ;
- f_0 = valore massimo iniziale di f ;
- f_c = valore costante finale di f a suolo saturo;
- k = costante dipendente dalle caratteristiche del suolo;
- t = durata della pioggia.

2.4.4.2 Metodo Green-Ampt

Lo schema concettuale del metodo è rappresentato nella Figura 2.10.

Il modello suppone che il processo di infiltrazione inizi quando uno strato d'acqua di altezza h_0 si sia accumulato sulla superficie del suolo.

Il suolo è caratterizzato da un'umidità iniziale che è supposta omogenea con θ_i .

Il modello ipotizza che il fronte umido sia rappresentato da una superficie orizzontale S_u che all'istante iniziale del processo di infiltrazione coincide con S_h . Successivamente, S_u avanza nel sottosuolo muovendosi lungo la verticale e mantenendo giacitura invariata, poiché si suppone che l'infiltrazione avvenga per traiettorie liquide verticali e con vettore velocità d'infiltrazione invariante nello spazio. Al passaggio del fronte umido, l'umidità assume il valore della capacità di immagazzinamento idrico del suolo C_s . Con il simbolo θ_r viene indicata l'umidità residua del suolo che permane dopo un prolungato drenaggio per gravità.

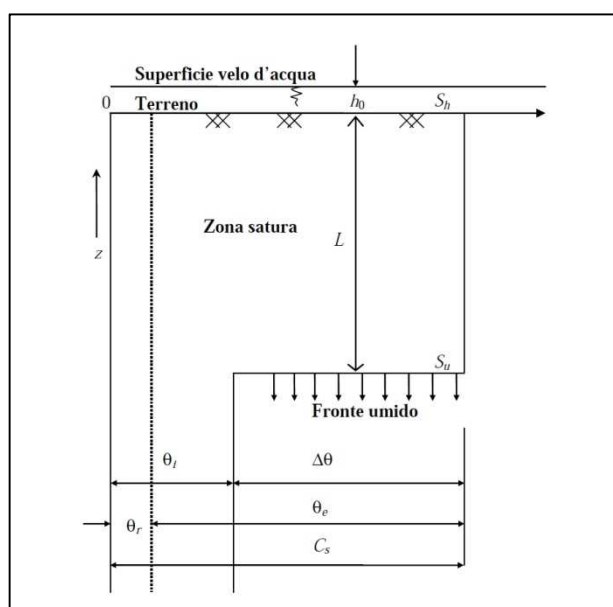


Figura 2.10: Rappresentazione schematica del modello di infiltrazione di Green – Ampt.

2.4.4.3 Metodo SCS - Curve Number

Il metodo proposto dal SCS (Soil Conservation Service) è una procedura che consente una stima della pioggia netta a partire dalla conoscenza della pioggia totale e dagli usi del suolo.

Questo modello presume che la capacità di infiltrazione totale di un terreno può essere trovata tramite un valore tabulato (il Curve Number) associato alla tipologia d'uso; durante un evento di pioggia tale capacità è diminuita in funzione della pioggia cumulata e della capacità rimanente.

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S} \quad (2.5)$$

dove:

- V = volume di deflusso;
- P_n = precipitazione netta;
- W = invaso del suolo, cioè il volume idrico effettivamente immagazzinato;
- S = il valore massimo immagazzinabile nel terreno in condizioni di saturazione dopo l'inizio della precipitazione.

La precipitazione netta (2.6) si ottiene sottraendo alla precipitazione totale le perdite iniziali dovute all'immagazzinamento superficiale, imputabile all'intercettazione operata dalla copertura vegetale, dalle asperità del terreno e dall'infiltrazione prima della formazione del deflusso:

$$P_n = P - I_a \quad (2.6)$$

dove:

- P_n = precipitazione netta;
- P = precipitazione totale;
- I_a = perdite iniziali.

La precipitazione netta, inoltre, si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale e l'invaso del suolo, e può essere così espressa:

$$P_n = V + W \quad (2.7)$$

Sostituendo il valore di W ricavato dalla (2.7) nella (2.5), si ottiene:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S} \quad (2.8)$$

Il termine di accumulo I_a , che rappresenta il volume di pioggia perduto, risulta di difficile calcolo, per ovviare a questo si usa solitamente esprimerlo in una relazione che lo correla alla capacità di infiltrazione a saturazione S:

$$I_a = 0,2S \quad (2.9)$$

Introducendo questa relazione nella (2.6) si ha che:

$$P_n = P - 0,2S \quad (2.10)$$

A questo punto sostituendo nella (2.8) la (2.10) si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (2.11)$$

L'applicazione della precedente formula presuppone la conoscenza, oltre che della precipitazione totale P, della stima del massimo invaso del suolo S, il cui valore può assumere valori compresi tra 0 (superficie completamente impermeabile) ed infinito (superficie su cui non si ha formazione del deflusso superficiale).

La determinazione di S viene effettuata per mezzo della relazione:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (2.12)$$

dove:

- S = valore massimo immagazzinabile nel terreno, espresso in mm;
- CN = parametro denominato Curve Number.

Il parametro CN è un numero il cui valore è compreso tra 0, suolo completamente permeabile, e 100, superfici totalmente impermeabili. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e viene stimato in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La determinazione di tale parametro presuppone la conoscenza del gruppo idrologico di ciascun suolo appartenente al bacino in esame.

Il Soil Conservation Service ha classificato tutti i suoli in quattro categorie idrologiche in base al tasso di infiltrazione ottenuto per il suolo privo di copertura dopo una imbibizione prolungata.

I quattro gruppi sono definiti come segue:

- **Gruppo A:** questo gruppo è costituito da suoli con un basso potenziale di deflusso e un alto tasso di infiltrazione quando sono completamente umidi; questi suoli sono costituiti normalmente da sabbie e ghiaie e usualmente vi vengono incluse anche sabbie limose e limi sabbiosi; tali terreni hanno una trasmissività maggiore di 0,76 cm/h;
- **Gruppo B:** i suoli che fanno parte di questo gruppo hanno un moderato tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono prevalentemente in terreni da poco profondi a profondi, poco o molto drenati, con tessitura da fine a grossolana; generalmente sono inclusi in questo gruppo i limi e i limi siltosi; tali suoli hanno una trasmissività compresa tra 0,38 e 0,76 cm/h;
- **Gruppo C:** i suoli di questo gruppo hanno un basso tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono maggiormente in suoli con uno strato che limita il movimento verso il basso dell'acqua e suoli con una tessitura da moderatamente fine a fine; sono normalmente incluse in questo gruppo le argille sabbiose e limose; questi suoli hanno una trasmissività che va da 0,13 a 0,38 cm/h;
- **Gruppo D:** i suoli di questo gruppo sono dotati di un elevato potenziale di deflusso; hanno un tasso di infiltrazione molto basso e consistono

maggiormente in argille con elevato potere di ritenzione idrica, terreni con una quota della falda freatica prossima a quella della superficie del terreno, suoli con uno strato argilloso vicino alla superficie e suoli poco profondi che poggiano su uno strato impermeabile; sono inclusi in questo gruppo argille limose, argille siltoso-limose, argille siltose, argille ed argille sabbiose; questi suoli hanno una trasmissività molto bassa che va da 0 a 0,13 cm/h; alcuni suoli vengono classificati in questo gruppo a causa di eventuali problemi di drenaggio, ma qualora tali problemi dovessero sparire questi suoli cambierebbero gruppo.

Una volta attribuito il gruppo idrologico di appartenenza, si procede, all'interno del bacino in studio, alla individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso e sistemazione; a ciascuna di queste superfici viene in seguito attribuito il corrispettivo e più appropriato valore di CN, dedotto dai valori riportati in tabelle.

Il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee:

$$CN_{tot} = \frac{\sum_i A_i CN_i}{A_{tot}} \quad (2.13)$$

dove:

- CN_{tot} = CN dell'intero bacino;
- CN_i = CN della i-esima zona omogenea;
- A_i = area della i-esima zona omogenea;
- A_{tot} = area totale del bacino.

Il metodo considera anche le condizioni di umidità iniziali del terreno antecedenti all'inizio dell'evento (AMC, Antecedent Moisture Conditions), ed i valori di CN riportati nella tabella seguente si riferiscono alla condizione AMC(II), ovvero una condizione di umidità media.

Per condizioni antecedenti l'evento molto umide, AMC(III), o molto asciutte, AMC(I), si possono derivare i relativi valori di CN usando rispettivamente:

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0,13 CN(II)} \quad (2.14)$$

$$CN(I) = \frac{4,2 CN(II)}{10 - 0,058 CN(II)} \quad (2.15)$$

Si considera un terreno in condizioni AMC(I) quando questo si presenta secco pur senza raggiungere il punto di appassimento, e in cui le colture o la vegetazione sono ben sviluppate; una condizione AMC(III) fa riferimento ad un terreno saturo a causa di precipitazioni superiori a 50 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento considerato, mentre per la stagione fredda si considerano precipitazioni superiori a 25 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento.

Di seguito si riporta una tabella contenete i valori del parametro CN nelle diverse condizioni di uso del suolo e gruppi idrologici, nelle condizioni di umidità AMC(II) (Tabella 2.1).

<i>Uso del suolo</i>	<i>Drenaggio</i>	<i>Condizioni</i>	<i>Gruppo del terreno</i>			
			A	B	C	D
<i>Residenziale</i>						
Zone urbane e commerciali	Area impermeabile: 85%		89	92	94	95
Zone industriali	Area impermeabile: 72%		81	88	91	93
Case a schiera	Area impermeabile: 65%		77	85	90	92
Ville	Area impermeabile: 25%		54	70	80	85
Parcheggi			98	98	98	98
Parchi	Copertura verde: 75%		39	61	74	80
<i>Strade</i>						
Pavimentate	Cunette e fognatura		98	98	98	98
Sterrate			72	82	87	89
<i>Agricolo</i>						
Maggese			77	86	91	94
Seminativo	Solchi a ritto chino	cattive	65	76	84	88
		buone	63	75	83	87

Seminativo	Solchi trasverso chino	cattive	63	74	82	85
Uso del suolo	Drenaggio	Condizioni	Gruppo del terreno			
			A	B	C	D
Seminativo	Terrazzato	cattive	61	72	79	82
		buone	59	70	78	81
Agricolo						
Pascolo		cattive	68	79	86	89
		discrete	49	69	79	84
		buone	39	61	74	80
Prato			30	58	71	78
Terreno boschivo		cattive	45	66	77	83
		discrete	36	60	73	79
		buone	25	55	70	77
Filari	ritocchino	cattive	72	81	88	91
		buone	67	78	85	89
Bosco (50%) e prato (50%) (es. frutteto)		cattive	57	73	82	86
		discrete	43	65	76	82
		buone	32	58	72	79

Tabella 2.1: Valori del CN per differenti gruppi di terreno, nella condizione AMC(II).

2.5 Strutture e funzionamento della routine idraulica

Come si è già accennato SWMM utilizza una descrizione del tipo “rami-nodi” del sistema di scolo delle acque, facilitando così la rappresentazione discreta del modello fisico e la soluzione matematica delle equazioni di moto vario gradualmente-variato (De Saint Venant) che costituiscono le basi matematiche del modello e del blocco Extran.

La rete di drenaggio, come già spiegato precedentemente, è idealizzata come una serie di rami, ciascuno associabile ad una forma geometrica, collegati tra loro in corrispondenza dei nodi.

Le proprietà costanti associate ai rami sono il tipo di sezione, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza; quelle determinate ad ogni passo di calcolo sono invece la

portata, la velocità, l'area bagnata del flusso, il raggio idraulico e la larghezza del pelo libero; le ultime tre sono in funzione del livello idrico istantaneo.

La variabile indipendente fondamentale nei rami è la portata Q , e si assume costante in ogni ramo durante un passo di calcolo. Velocità ed area bagnata del flusso, o livello, sono invece grandezze variabili nello stesso ramo.

Le proprietà costanti associate ai nodi sono la quota di scorrimento e la quota di immissione (od emissione) del ramo rispetto al fondo; quelle determinate ad ogni passo di calcolo e funzione del livello idrico nel nodo sono il volume, l'area superficiale libera e il carico idraulico H .

La variabile indipendente fondamentale nei nodi è il carico idraulico, variabile nel tempo, ma costante nel singolo nodo durante un passo di calcolo.

Gli afflussi e deflussi avvengono in corrispondenza dei nodi del sistema.

La variazione di volume nel nodo durante un dato passo di calcolo costituisce la base per i calcoli seguenti di portata e carico idraulico.

2.5.1 Equazioni fondamentali del codice

Le equazioni che il programma gestisce sono le classiche equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, composte da:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial t} + gAS \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2.17)$$

dove:

- A area bagnata del flusso;
- Q portata;
- x distanza lungo l'asse del condotto;
- t tempo;
- g costante gravitazionale;
- H carico idraulico totale, dato da $z+h$;
- z livello dello scorrimento;

- h livello idrico;
- S_f cadente piezometrica.

La (2.16) è l'equazione di continuità in moto vario in assenza di afflussi e deflussi laterali, la (2.17) è l'equazione del momento della quantità di moto; quest'ultima può essere scritta in più forme, in base alla scelta delle variabili dipendenti.

Combinando opportunamente l'equazione del momento della quantità di moto e l'equazione di continuità, si ottiene una terza equazione che deve essere risolta per ogni condotto ad ogni passo di calcolo:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (2.18)$$

dove:

- Q portata lungo il condotto;
- V velocità media lungo il condotto;
- A area trasversale bagnata del condotto;
- H carico idraulico;
- S_f cadente piezometrica.

L'equazione (2.18) si ottiene dalla (2.17) sostituendo le seguenti identità:

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 A \quad (2.19)$$

$$\frac{\partial(V^2 A)}{\partial x} = 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (2.20)$$

Infatti dalla (2.17) si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2.21)$$

L'equazione di continuità (2.16) può essere riformulata per sostituire il secondo termine dell'equazione (2.21), sapendo che $Q=AV$:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (2.22)$$

da cui, moltiplicando per V :

$$AV \frac{\partial V}{\partial x} = -V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (2.23)$$

Sostituendo, infine, la (2.23) nella (2.21) si giunge alla forma (2.18) dell'equazione del moto, risolta lungo i rami da SWMM:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (2.18)$$

La formula adottata per descrivere la perdita di carico (cadente piezometrica) è definita mediante l'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V| \quad (2.24)$$

dove:

- k parametro dato da gn^2 ;
- n coefficiente di scabrezza di Manning;
- g costante gravitazionale;
- Q portata;
- V velocità media;
- R raggio idraulico.

La comparsa del termine V in valore assoluto rende S_f una grandezza direzionale e assicura che le forze di attrito si oppongano sempre al moto.

Sostituendo l'espressione della cadente (2.24) nella (2.18) ed esprimendo il tutto alle differenze finite:

$$\begin{aligned}
 Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \\
 + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t
 \end{aligned}
 \tag{2.25}$$

dove:

- Δt passo di calcolo;
- L lunghezza del condotto.

Risolviendo la (2.25) in $Q_{t+\Delta t}$ si ottiene la forma alle differenze finite dell'equazione del moto:

$$\begin{aligned}
 Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t|} \cdot \\
 \cdot \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \right]
 \end{aligned}
 \tag{2.26}$$

Nella (2.26) \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} sono medie pesate lungo il condotto al tempo t e $(\Delta A / \Delta t)_t$ è calcolata al passo temporale precedente.

Le incognite nella (2.26) sono $Q_{t+\Delta t}$, H_2 ed H_1 . Le variabili \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} possono essere espresse in funzione di Q ed H ; si rende comunque necessaria un'ulteriore equazione da mettere a sistema con la (2.26) che può essere ottenuta scrivendo l'equazione di continuità al nodo:

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)_t = \left(\frac{\sum Q_t}{A_s} \right)_t
 \tag{2.27}$$

oppure espressa alle differenze finite:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \left(\frac{\sum Q_t \Delta t}{A_s} \right)_t
 \tag{2.28}$$

dove A_s è l'area della superficie libera al nodo.

2.5.2 Soluzione numerica con il metodo di Eulero modificato

Le equazioni (2.26) e (2.28) possono essere risolte sequenzialmente per determinare la portata in ogni ramo e il carico idraulico in ogni nodo ad ogni passo di calcolo Δt . La loro integrazione numerica è in questo caso effettuata mediante il “metodo di Eulero modificato”. La Figura 2.11 mostra lo schema di applicazione del metodo per la determinazione della portata.

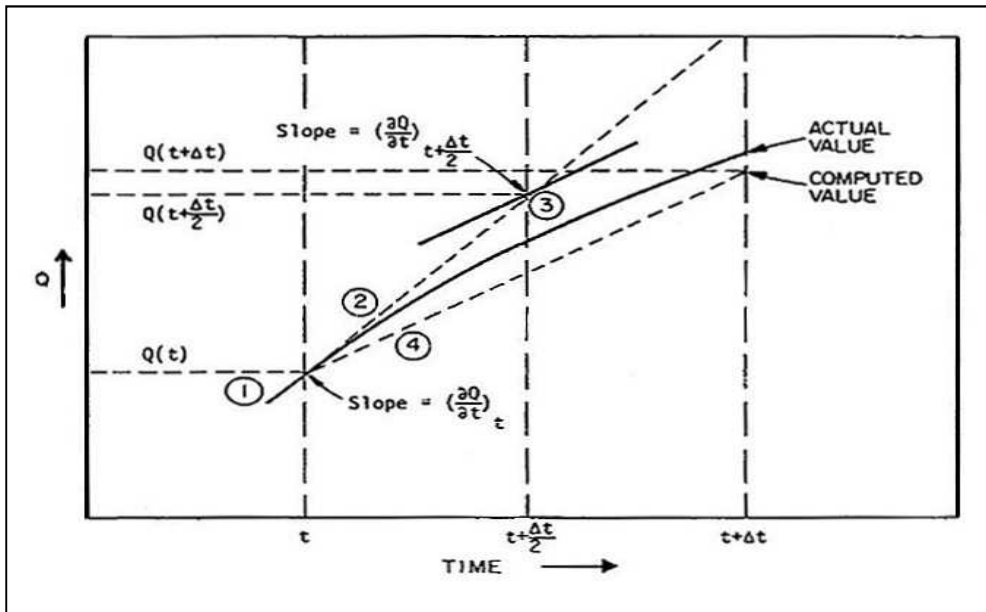


Figura 2.11: Metodo di Eulero modificato per la determinazione della portata.

- ①. Compute $(\frac{\partial Q}{\partial t})_t$ from properties of system at time t
- ②. Project $Q(t+\frac{\Delta t}{2})$ as $Q(t+\frac{\Delta t}{2}) = Q(t) + (\frac{\partial Q}{\partial t})_t \frac{\Delta t}{2}$
- ③. a. Compute system properties at $t+\frac{\Delta t}{2}$
 b. Form $(\frac{\partial Q}{\partial t})_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ from properties of system at time $t+\frac{\Delta t}{2}$
- ④. Project $Q(t+\Delta t)$ as $Q(t+\Delta t) = Q(t) + (\frac{\partial Q}{\partial t})_{t+\frac{\Delta t}{2}} \Delta t$

Figura 2.11: Metodo di Eulero modificato per la determinazione della portata (segue).

Le prime tre operazioni del metodo calcolano il valore di $\partial Q/\partial t$ in corrispondenza di un passo temporale intermedio. Si assume, in pratica, che la pendenza $\partial Q/\partial t$ all'istante $t + \Delta t/2$ sia la pendenza media durante l'intervallo Δt .

Il metodo si estende facilmente a più di un'equazione; a titolo di esempio si riportano le espressioni del carico idraulico rispettivamente al passo di calcolo intermedio e al passo di calcolo intero.

Passo di calcolo intermedio al nodo j: istante $t + \Delta t/2$

$$H_j\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = H_j(t) + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \frac{\left\{ \frac{1}{2} \sum [Q(t) + Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)]_{c,ds} + \sum [Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)]_{p,sf} \right\}}{A_{sj}(t)} \quad (2.29)$$

dove la prima sommatoria si riferisce alle portate nei condotti e al deflusso superficiale, mentre la seconda si riferisce alle portate che attraversano pompe e sfioratori.

Passo di calcolo intero al nodo j: istante $t + \Delta t$

$$H_j(t + \Delta t) = H_j(t) + \Delta t \frac{\left\{ \frac{1}{2} \sum [Q(t) + Q(t + \Delta t)]_{c,ds} + \sum [Q(t + \Delta t)]_{p,sf} \right\}}{A_{sj}(t)} \quad (2.30)$$

in cui le sommatorie assumono lo stesso significato visto nella formula precedente, la (2.29).

Si noti che la determinazione del carico idraulico in un generico nodo al passo intermedio richiede la determinazione della portata al medesimo passo di calcolo intermedio in tutti i rami collegati al nodo in questione. Analogamente la determinazione al passo di calcolo intero richiede il valore della portata allo stesso passo $t + \Delta t$ in tutti i rami collegati. In aggiunta, anche gli afflussi e deflussi da ciascun

nodo mediante sfioratore, pompe ed organi idraulici in genere vanno determinati ad entrambi i passi di calcolo, intermedio ed intero.

La sequenza dei calcoli di portata nei rami e di carico idraulico nei nodi si può quindi riassumere così:

1. calcolo della portata nei rami al passo intermedio $t + \Delta t / 2$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi al passo di carico intero precedente;
2. calcolo dei flussi attraverso pompe e sfioratori al passo intermedio $t + \Delta t / 2$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi collegati da tali organi al passo di calcolo intero precedente;
3. calcolo del carico idraulico nei nodi al passo intermedio $t + \Delta t / 2$ basandosi sul valore medio delle portate nei rami collegati al passo di calcolo intero precedente e al corrente passo di calcolo intermedio più i flussi attraverso pompe e sfioratori al corrente passo di calcolo intermedio;
4. calcolo della portata nei rami al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi collegati al passo di calcolo intermedio;
5. calcolo dei flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ basandosi sui valori di carico idraulico nei nodi collegati da tali organi al passo di calcolo intermedio;
6. calcolo del carico idraulico al passo di calcolo intero $t + \Delta t$ basandosi sul valor medio delle portate nei rami collegati al passo di calcolo intero precedente e al corrente passo di calcolo intero più i flussi attraverso pompe e sfioratori al corrente passo di calcolo intero.

2.5.3 Stabilità numerica

Il metodo di Eulero modificato fornisce una soluzione esplicita in cui l'equazione del moto è applicata alla portata in ogni ramo e l'equazione di continuità al carico idraulico in ogni nodo.

In quanto metodo esplicito, esso si presenta aritmeticamente semplice e necessita di una minore quantità di memoria rispetto ai metodi impliciti, ma è in generale meno stabile e richiede passi di calcolo molto brevi. L'esperienza ha indicato che il programma è numericamente stabile quando sono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

Rami

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}} \quad (2.31)$$

dove:

- Δt passo di calcolo;
- L lunghezza della condotta;
- g accelerazione di gravità;
- D profondità massima della condotta.

Questa non è altro che un forma della condizione di Courant, in cui il passo temporale di calcolo è limitato dal tempo necessario alla propagazione dell'onda lungo il condotto. E' effettuato un controllo all'inizio del programma per verificare che tutti i condotti soddisfino tale condizione.

Nodi

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q} \quad (2.32)$$

dove:

- C' costante adimensionale, approssimativamente pari a 0,1;
- A_s area della superficie libera corrispondente del nodo;
- ΔH_{\max} massimo sovrizzo della superficie dell'acqua durante il passo di calcolo Δt ;
- Q afflusso netto al nodo.

Dalle disuguaglianze (2.31) e (2.32) si deduce che il passo di calcolo massimo ammissibile, Δt , è determinato dal condotto più piccolo e corto con elevati afflussi.

L'esperienza dice che in genere un passo di calcolo di 5 ÷ 10 secondi è sufficientemente piccolo da produrre idrogrammi in uscita esenti da oscillazioni irregolari e soddisfa la continuità della massa in assenza di condizioni di allagamento.

Se si rendono necessari passi di calcolo minori si possono eliminare o aggregare i tubi e i canali più brevi.

Fino a dieci, quindici anni fa, nella maggior parte delle applicazioni si consideravano adeguati passi di calcolo compresi tra 15 e 30 secondi e raramente si adottavano passi fino a 60 secondi. Oggigiorno, grazie alle elevate prestazioni di calcolo offerte dagli elaboratori, è possibile compiere nell'arco di decine di minuti delle simulazioni di molte ore per reti complesse adottando passi di calcolo dell'ordine del secondo.

2.5.4 Condotti equivalenti

Quando un elemento della rete di drenaggio, a causa delle proprie caratteristiche geometriche o di portata, è soggetto a generare instabilità numerica può essere sostituito automaticamente dal modello da un condotto fittizio, idraulicamente equivalente a quello originario. Ciò significa che le perdite di carico nell'elemento originario e nel suo condotto equivalente sono le stesse. La lunghezza equivalente del condotto sostitutivo è determinata dalla (x.31); il coefficiente di scabrezza di Manning equivalente “ n_{eq} ” si calcola tenendo presente l'uguaglianza delle perdite di carico.

2.5.5 Calcolo del carico idraulico in condizione di sovraccarico ed allagamento

Un altro caso idraulico che richiede una trattazione particolare è la condizione di funzionamento in pressione della rete e allagamento.

Si ha sovraccarico quando tutti i condotti che convergono in un nodo sono pieni, oppure quando la superficie dell'acqua nel nodo si trova tra la sommità del più alto condotto entrante nel nodo in questione e la superficie del terreno.

L'allagamento è un caso particolare di sovraccarico che si verifica quando la piezometrica interseca la superficie del terreno e l'acqua fuoriesce dal nodo disperdendosi nel sistema superficiale sovrastante.

Durante il sovraccarico non è più possibile determinare il carico idraulico mediante le equazioni (x.29) e (x.30) poiché la superficie libera del nodo in pressione è troppo piccola per poter comparire a denominatore.

D'altro canto, l'equazione di continuità per ogni nodo è:

$$\sum Q(t) = 0 \quad (2.33)$$

cioè la somma di tutti gli afflussi e i deflussi del nodo, provenienti dal deflusso superficiale o ad esso destinati, di tutti i condotti, pompe ed organi speciali, è pari a zero.

Dal momento che il modello non risolve simultaneamente l'equazione del moto e l'equazione di continuità, le portate calcolate nei vari rami convergenti in un nodo non soddisferanno esattamente l'equazione (x.33). In questo caso si adotta una procedura iterativa nella quale le correzioni del carico ad ogni nodo sono determinate sulla base delle relative variazioni di portata in ogni ramo collegato rispetto a una variazione di carico: $\partial Q / \partial H$.

La (2.33) si può esprimere nella forma:

$$\sum \left[Q(t) + \left(\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} \right) \Delta H_j(t) \right] = 0 \quad (2.34)$$

Risolviendo in ΔH_j :

$$\Delta H_j(t) = - \frac{\sum Q(t)}{\sum \frac{\partial Q(t)}{\partial H_j}} \quad (2.35)$$

Questa correzione si ottiene attraverso mezzi passi di calcolo durante il sovraccarico, per cui:

$$H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = H_j(t) + k \Delta H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (2.36)$$

dove $\Delta H_j(t + \Delta t/2)$ si determina dalla (2.35), mentre il carico al passo di calcolo intero è:

$$H_j(t + \Delta t) = H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) + k \Delta H_j(t) \quad (2.37)$$

dove $\Delta H_j(t)$ si determina dalla (2.33).

Il valore della costante k sarebbe teoricamente 1, ma si è verificato che l'equazione (2.34) tende a sovrastimare il carico. Di conseguenza nel calcolo col passo intermedio per migliorare i risultati si pone k pari a 0,5. Tale valore si è però sperimentato che favorisce l'origine di oscillazioni in corrispondenza dei nodi di monte. Per scongiurare questo pericolo k viene allora posto automaticamente pari a 0,3 nei calcoli con passo intermedio e pari 0,6 in quelli con passo intero.

Il termine $\partial Q(t)/\partial H_j$ ha espressione diversa a seconda che si considerino condotti o nodi.

Condotti

$$\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} = \frac{g}{1-k(t)} \Delta t \frac{A(t)}{L} \quad (2.38)$$

dove:

$$k(t) = -\Delta t \frac{gn^2}{m^2 R^{4/3}} |V(t)| \quad (2.39)$$

con:

- Δt passo di calcolo;
- $A(t)$ sezione trasversale del condotto;
- L lunghezza del condotto;
- n coefficiente di scabrezza di Manning;
- m 1 per unità metriche decimali;
- g accelerazione di gravità;
- R raggio idraulico per il condotto pieno;
- $v(t)$ velocità nel condotto.

Nodo

$$\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} = 0 \quad (2.40)$$

Dal momento che le correzioni del carico idraulico calcolate nelle (2.36) e (2.37) sono approssimazioni, il carico idraulico calcolato ha la tendenza ad oscillare all’inizio del sovraccarico. Tali oscillazioni possono portare ad instabilità in certi casi, pertanto si adotta una funzione di transizione per armonizzare il passaggio dal calcolo del carico con le (2.29) e (2.30) al calcolo con le (2.36) e (2.37).

La funzione di transizione è la seguente:

$$\Delta H_j(t) = \frac{\partial Q(t)}{DENOM} \quad (2.41)$$

dove:

$$DENOM = \frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} + \left[\frac{A_{sj}(t)}{\frac{\Delta t}{2}} - \frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} \right] e^{-15 \left(\frac{y_j - D_j}{D_j} \right)} \quad (2.42)$$

dove:

- D_j diametro del condotto;
- y_j altezza d’acqua;
- A_{sj} area della superficie del nodo al 96% dell’altezza di riempimento.

La parte esponenziale della funzione fa sì che l’espressione (2.41) converga alla (2.35), con un errore di circa il 2% se si pone $y_j = 1,25 D_j$.

2.5.6 Sovraccarico in più nodi adiacenti

La trattazione sopra presentata soddisfa la continuità al singolo nodo, ma può introdurre un piccolo errore di continuità quando vari nodi adiacenti vanno in pressione. I piccoli errori combinandosi tra loro attenuano l’idrogramma nella zona in pressione.

Fisicamente gli afflussi ad ogni nodo in pressione devono eguagliare i deflussi nell'arco temporale di un passo di calcolo, dal momento che non esiste variazione di accumulo durante il sovraccarico.

Per rimediare a questa attenuazione artificiale i calcoli a passo intero di portata e carico nelle aree in pressione sono ripetuti in un ciclo di iterazioni.

Le iterazioni per un particolare passo di calcolo continuano fino a che non si verifichi una delle seguenti condizioni:

1. la differenza tra afflussi e deflussi in un nodo in pressione è minore di una certa tolleranza, calcolata, ad ogni passo di calcolo, come una frazione della portata media attraverso la zona in pressione; il valore della frazione è scelto dall'utente;
2. il numero di iterazioni supera un numero massimo fissato dall'utente.

2.5.7 Schematizzazione degli elementi di una rete di drenaggio

Una rete di canali per poter essere implementata in SWMM, necessita di essere schematizzata come un insieme di L lati e N nodi, ciascuno con le proprie caratteristiche (Figura 2.12).

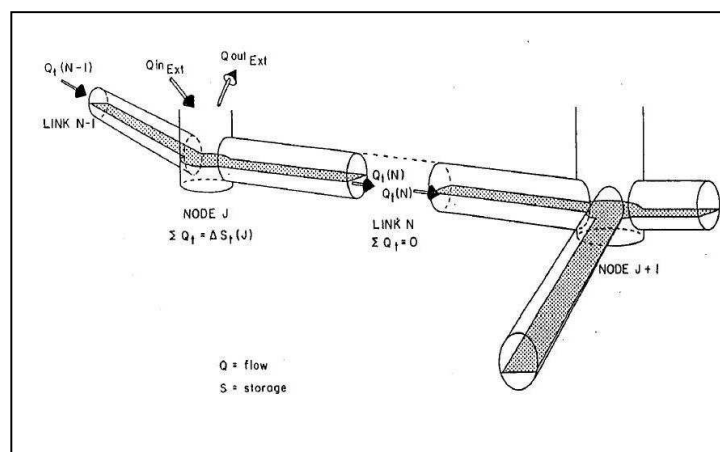


Figura 2.12: Schematizzazione generale della rete in nodi e rami.

Nodi

I nodi rappresentano i punti dove il sistema di trasporto interseca i vari rami. Fisicamente rappresentano la confluenza dei canali superficiali o, nel caso si utilizzi il programma per sistemi di fognature, i pozzetti (vedi Figura 2.13).

Alcuni nodi ricoprono un ruolo importante nella riproduzione schematica della rete che si compie in SWMM, rappresentano infatti il luogo di immissione dei deflussi superficiali; tutto il deflusso del sottobacino di calcolo viene schematizzato dal software in modo tale da convergere in un unico punto, rappresentato dal nodo di inizio del canale di scolo.

I principali parametri di input per un nodo sono la quota di fondo, la quota del terreno e gli eventuali afflussi in ingresso.

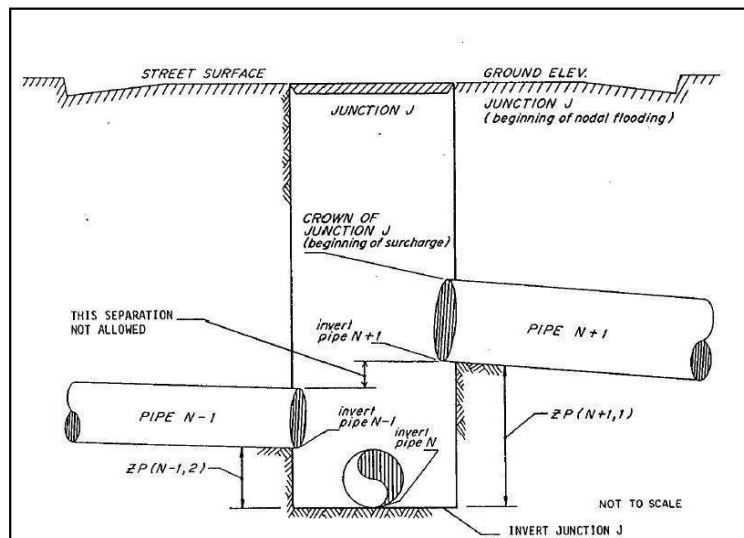


Figura 2.13: Schema di un nodo per una rete di condotte.

Rami

I rami sono i canali o le condotte che permettono il transito dell'acqua da un nodo all'altro del sistema.

Nel processo di schematizzazione della rete idraulica, ogni singolo canale deve essere suddiviso in più rami e nei corrispettivi nodi. Ogni ramo è schematizzato come un condotto con caratteristiche costanti di forma, pendenza, scabrezza, ecc. e pertanto ogni variazione di pendenza del canale, confluenza di più collettori, salti di fondo, variazioni di profondità o di sezione devono essere rappresentati con rami differenti.

La forma del canale può essere scelta utilizzando un apposito menu del programma, grazie al quale è possibile selezionare una serie di sezioni di formati standard, tutte opportunamente configurabili nelle dimensioni a seconda delle esigenze di rappresentazione.

Come si può osservare dalla Figura 2.13, in uno stesso nodo possono convergere più rami, ognuno ad una altezza differente rispetto il fondo.

Un dato interessante è l'altezza massima raggiungibile dal nodo; questa, nel caso di canali e nodi aperti, rappresenta la quota oltre la quale si ha una fuoriuscita dell'acqua e viene calcolata tenendo conto delle altezze dei canali convergenti nel nodo, in particolar modo viene fissata al valore minimo del tirante, addizionato dell'eventuale salto di fondo del canale.

Outfall Nodes

Rappresentano i nodi terminali della rete. Sono utilizzati per definire le condizioni al contorno nella procedura Dynamic Wave. E' possibile definire diversi tipi di condizioni (ad esempio fissare il livello che l'acqua deve avere nell'outfall, oppure definire delle serie temporali dei livelli).

Pompe

E' possibile implementare in SWMM delle pompe. Il funzionamento di queste deve essere definito da una specifica relazione tra la portata sollevata ed una condizione dei nodi ai quali è collegata. E' possibile, ad esempio definire delle curve del tipo "Portata sollevata-Differenza del livello dei due nodi ai quali è collegata la pompa", oppure "Portata sollevata-Livello dell'acqua del nodo di monte".

Weir

SWMM permette la schematizzazione di organi regolatori, come ad esempio gli scaricatori. Esistono diverse possibilità di scelta nel tipo di manufatto: laterale, frontale, trapezoidale, ecc.

Lo scaricatore laterale viene schematizzato in SWMM come un collegamento, ad esempio, tra un nodo ed un outfall. I parametri di input per questo dispositivo sono l'altezza della soglia (h), la lunghezza del manufatto (L) ed un coefficiente d'efflusso (C_w). La portata che fuoriesce viene calcolata mediante la seguente formula:

$$Q = C_w L h^{5/2} \quad (2.43)$$

Orifices

Attraverso gli orifices è possibile schematizzare in SWMM manufatti quali paratoie o diaframmi. Sono rappresentati come un collegamento tra due nodi. Possono essere di sezioni circolare o rettangolare e situati alla base del nodo d'ingresso o ad una determinata quota rispetto alla base. E' possibile dotarli di una valvola di ritegno. Le portate che transitano attraverso quest'organo sono definite dalla seguente espressione

$$Q = CA\sqrt{2gh} \quad (2.44)$$

dove C rappresenta un coefficiente d'efflusso, A la sezione del manufatto, h la differenza di quota del pelo libero tra nodo d'ingresso e d'uscita, g l'accelerazione di gravità.

Capitolo 3

Dati ed informazioni disponibili

L'applicazione di un modello di calcolo, utile per la realizzazione di simulazioni numeriche, richiede necessariamente una schematizzazione dell'area e della rete di drenaggio. Il punto di partenza di questo processo consiste nel descrivere, ovvero trasformare in dati numerici, i bacini idrografici d'interesse e la geometria della rete.

Una volta terminata la schematizzazione dell'area si procede con la calibrazione o taratura del modello; in questa fase vengono determinati i valori dei parametri del modello che permettono di ovviare queste semplificazioni e di riprodurre il più fedelmente possibile il reale funzionamento della rete.

Nel presente Capitolo vengono descritte la metodologia di schematizzazione dei collettori e le informazioni idrologiche disponibili per la calibrazione del modello di simulazione del funzionamento della rete dei collettori.

3.1 Informazioni geometriche

Le caratteristiche geometriche dei quattro collettori che drenano il Bacino in esame e di tutti i manufatti presenti nella rete sono state determinate sulla base dei documenti forniti dall'ex Consorzio ed in particolare:

- Collettore Alfieri: profilo e sezioni della testata fino all'impianto idrovoro del Torrione;
- Collettore Impero: profilo e sezioni dal sostegno Montanini alla botte di Casella Bianca;
- Collettore Vittoria: profilo e sezioni dalla confluenza con i diversivi fino alla botte di Casella Bianca;
- Collettore Rinascita: profilo e sezioni da botte Oleta fino alla botte sottopassante la S.P.63 e sezione del Collettore alla botte sottopassante il Derivatore;

- Impianto di sollevamento del Torrione: pianta e sezione dei locali di aspirazione e dei bacini di arrivo dei collettori Alfieri e Rinascita;
- Profilo e sezione della botte sottopassante il Derivatore a Casella Bianca;

Come già osservato precedentemente, SWMM non consente di rappresentare la geometria variabile di un canale pertanto, nel caso in cui un ramo presenti sezioni differenti ai due nodi d'estremità, si cerca di ricavare un ramo equivalente con caratteristiche costanti di forma che rispetti le reali quote di fondo e la reale pendenza del tratto. In Figura 3.1 viene mostrato il confronto tra il profilo reale di un tratto del Collettore Impero rilevato dal personale dell'ex Consorzio e la sua schematizzazione in SWMM.

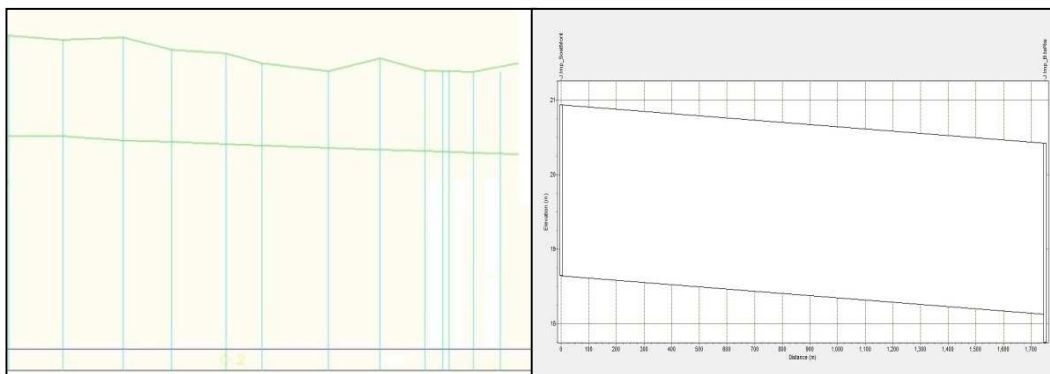


Figura 3.1: Confronto tra profilo reale di un tratto del Collettore Impero e schematizzazione dello stesso tratto in SWMM.

Nel modello sono state inoltre inserite la botte sottopassante il Derivatore a Casella Bianca e quella del Rinascita sottopassante il Derivatore all'impianto idrovoro del Torrione ed è stato possibile rappresentare altri due importanti manufatti: il primo è il cosiddetto Diaframma Alfieri-Rinascita utilizzato per mettere in comunicazione il bacino di arrivo dell'Alfiere con quello del Rinascita, il secondo è rappresentato da una paratoia situata allo sbocco della botte del Rinascita in grado di regolare le portate in arrivo (o in uscita) da questo Collettore.

3.2 Informazioni idrologiche

In seguito alla schematizzazione degli elementi caratterizzanti la rete di drenaggio si è passati alla calibrazione del modello. L'unico evento descritto con un grado di dettaglio sufficiente a consentire la taratura del modello matematico è quello relativo alla piena del Dicembre del '92. Di seguito vengono riportate l'evoluzione del fenomeno, i dati e le informazioni idrologiche fornite dall'ex Consorzio ed utilizzate in questa fase.

3.2.1 Piena del Dicembre 1992

La pioggia ha iniziato a cadere alle ore 16 del 7 Dicembre ed è cessata alle 21 del 9 Dicembre 1992, per un totale di 53 ore.

Durante le fasi iniziali della piena (avvenuta nei giorni 8 e 10 dicembre 1992 per precipitazione diffusa, senza scrosci di particolare intensità, con un'altezza di pioggia di 120 mm in 40 ore), la rete dei canali consorziali si presentava completamente vuota con tutti gli sbarramenti in assetto di scolo mentre i terreni erano saturi d'acqua per le ingenti precipitazioni del mese di novembre.

Tutti i canali furono invasati sino ad annullamento del franco di sicurezza arginale.

Il canalazzo di Brescello fu interessato da una piena prolungata che obbligò all'apertura del bacino Valline. Il canale di Castelnovo Alto non poté scaricare nel cavo Cava per alcune ore; questo comportò la parziale esclusione dei bacini del diversivo Scornazzana e del fossone Massa. Per la rottura dell'argine destro del cavetto Re di Casaloffia il bacino dello Scornazzana fu aggravato da acque estranee. Il canale di Castelnovo Medio venne mantenuto al limite di tracimazione per evitare scarichi eccessivi nel canale di Castelnovo Basso che comunque esondò allagando le basse di Cogruzzo. Il canale di Castelnovo Basso raggiunse la quota massima a valle della Capanna iniziando a tracimare sul ponte per il depuratore di Meletole.

Il canalino scaricatore fu in grado di far defluire le proprie acque in Enza nonostante la contemporanea piena del torrente. Nei pressi di Casa La Piana si rese necessario predisporre un rialzo arginale per un centinaio di metri in sponda destra del canale di Risalita. Il canale di CasalPo confermò di non avere sezione sufficiente ad accogliere la

portata del bacino del canale di Risalita, mentre il canalino Bertona tracimò per insufficienza della botte di scarico nel canale di CasalPo.

Il cavo Dusilio, nonostante le quote raggiunte dal cavo Dugara Scaloppia, non manifestò alcun inconveniente mentre il cavo Naviglio esondò a partire dalla confluenza della Dugara Bassa a monte sino alla botte sottopassante il canalazzo di Brescello. Il Mortolo di Lentigione, che esondò in più punti, presentò alla botte di via Bernieri un rigurgito di 80 cm.

L'impianto idrovoro della bonifica meccanica funzionò ininterrottamente per circa 30 ore con 18 m³/s. Parte della portata del Collettore Alfieri venne a lungo scaricata nel Collettore Rinascita al fine di ridistribuire la potenzialità dell'impianto.

Al crescere della quota nel canale Derivatore vennero deviati all'impianto del Torrione anche i diversivi di via Grande, via Arginelli e via Piccola. Per circa 54 ore il cavo Cava non fu in grado di ricevere le acque del canale di Castelnovo Alto.

Il torrente Modolena non raggiunse mai livelli ragguardevoli nemmeno a valle della confluenza col torrente Quaresimo che, invece, si invasò notevolmente determinando la tracimazione della fossa dell'Inferno per rigurgito (gli argini di quest'ultima sono inferiori di circa 1 m a quelli del torrente Quaresimo). Anche il canale di Albinea esondò in alcuni punti.

Il rilievo degli allagamenti eseguito dai tecnici del Consorzio ha portato a stimare un volume di allagamento distribuito su sei differenti aree pari a 1750 mila m³. Il volume sollevato al Torrione nei giorni 11, 12 e 13 Dicembre, ben dopo la fine della pioggia, ha assommato 1800 mila m³; ciò indica che in quel periodo l'impianto idrovoro ha funzionato per smaltire le acque di inondazione e che le valutazioni fatte dai Tecnici del Consorzio risultano corrette.

E' stato inoltre dimostrato che, quasi ovunque, le inondazioni non sono state provocate da rigurgito dei collettori principali ma da attribuirsi bensì a insufficienza della rete secondaria (solamente in un modesto tratto del Collettore Vittoria sono stati posizionati dei soprassogli arginali per evitare un sormonto arginale).

3.2.2 Dati ed informazioni disponibili

L'evoluzione del fenomeno appena illustrato è definito dalle seguenti registrazioni:

- idrogrammi dei livelli idrometrici del Collettore Impero-Vittoria a Casella Bianca (Figura 3.2) e delle due vasche di carico al Torrione (Figura 3.3);
- andamenti temporali delle portate pompate all'impianto del Torrione dalla vasca di recapito del Collettore Alfieri e dalla vasca del Collettore Rinascita; le massime portate sollevate dalle idrovore sono state di $9 \text{ m}^3/\text{s}$ per l'Alfiere e $12 \text{ m}^3/\text{s}$ per il Rinascita (Figura 3.4);

In aggiunta a queste informazioni, per simulare l'evento di taratura, nei nodi d'ingresso della rete sono stati utilizzati gli idrogrammi delle portate fuoriuscenti dai bacini tributari calcolati nello studio del Prof. Ing. Natale "Valutazione delle situazioni di rischio idraulico nel territorio della Bonifica Bentivoglio Enza e predisposizione delle misure atte a garantirne la salvaguardia". Tali idrogrammi tengono conto del fatto che le esondazioni avvenute per diretto rigurgito dei collettori principali hanno avuto una secondaria influenza sul decorso dell'evento di piena. Il fenomeno di esondazione è stato pertanto conglobato all'interno del modello idrologico afflussi-deflussi calcolato dal Natale.

Gli idrogrammi delle portate entranti nei differenti collettori principali sono stati riportati in grafico confrontandoli con quelli delle portate che sarebbero entrate nei Collettori in assenza di allagamenti (Figure 3.5÷3.8).

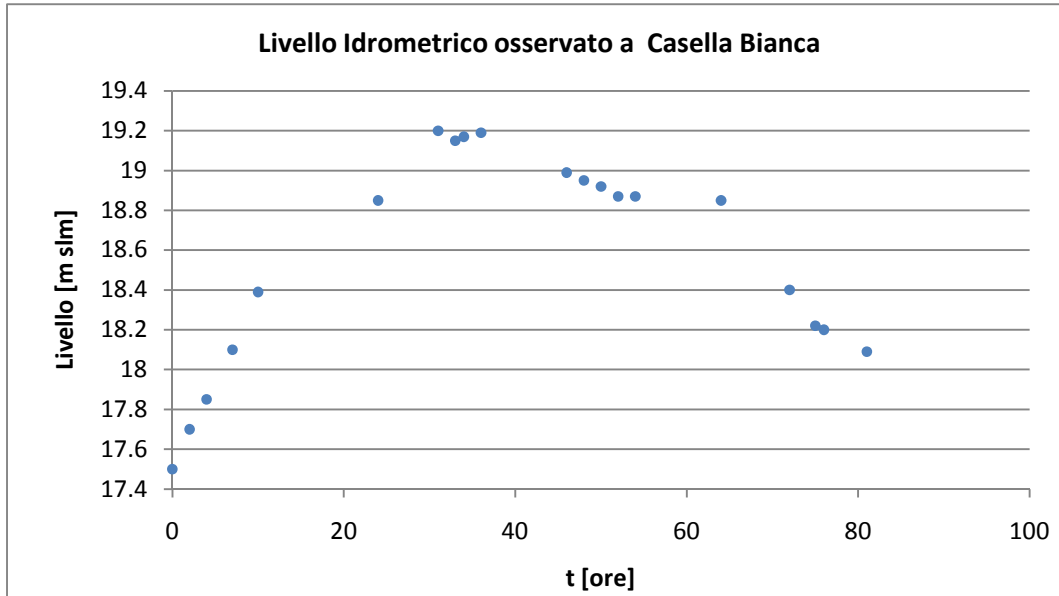


Figura 3.2: Quota assoluta del pelo libero all'idrometro di Casella Bianca.

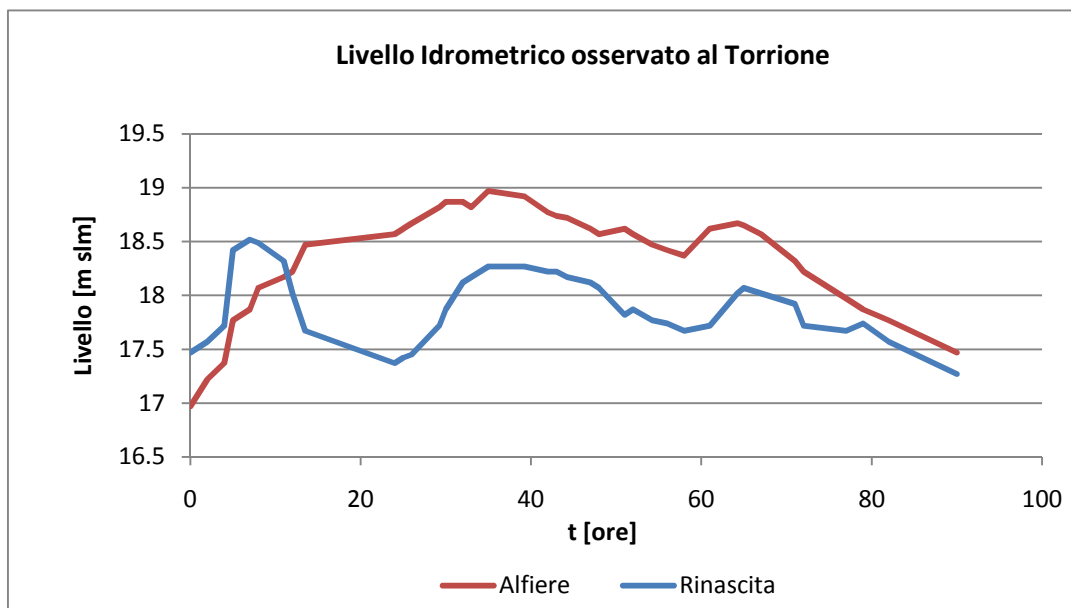


Figura 3.3: Quota assoluta del pelo libero agli idrometri sui bacini d'arrivo dell'Alfieri e del Rinascita.

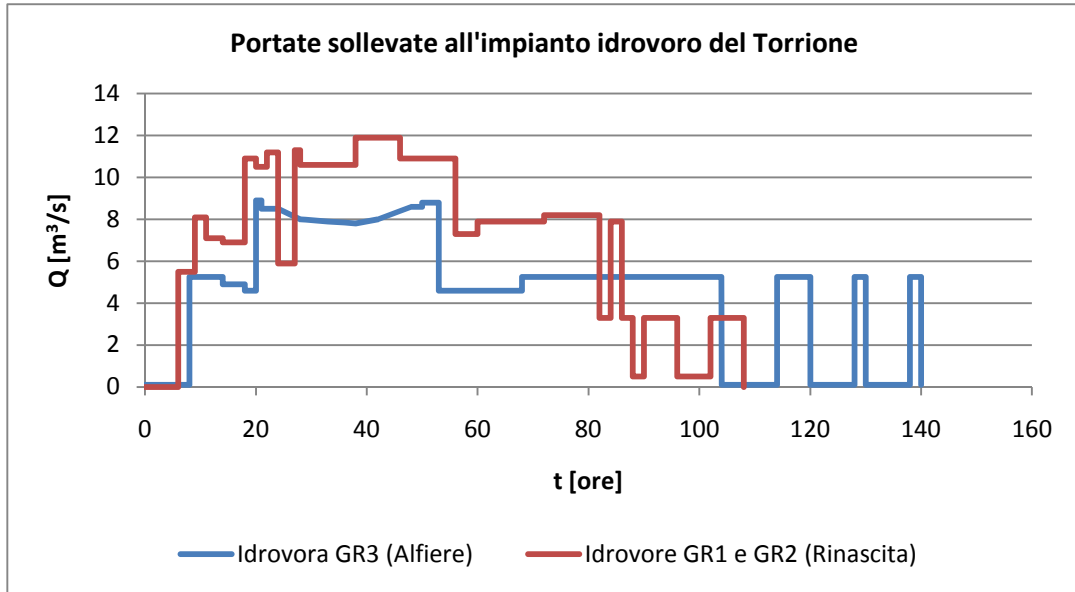


Figura 3.4: Portate sollevate all'impianto idrovoro del Torrione dai gruppi GR1 e GR2 (bacino d'arrivo del Collettore Rinascita) e dall'idrovora GR3 (bacino d'arrivo del Collettore Alfiere).

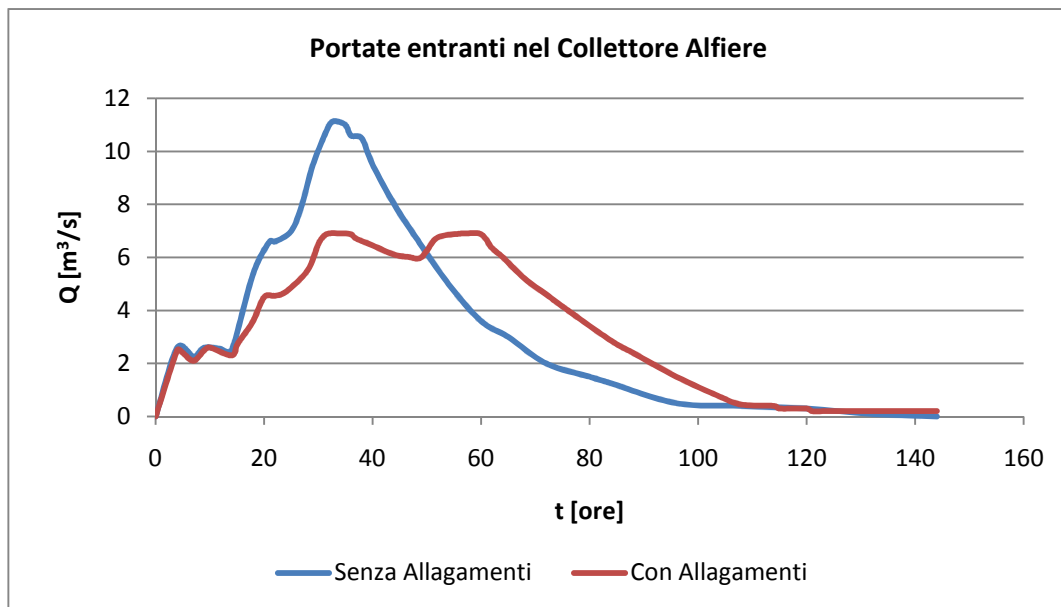


Figura 3.5: Portate entranti nel Collettore Alfiere.

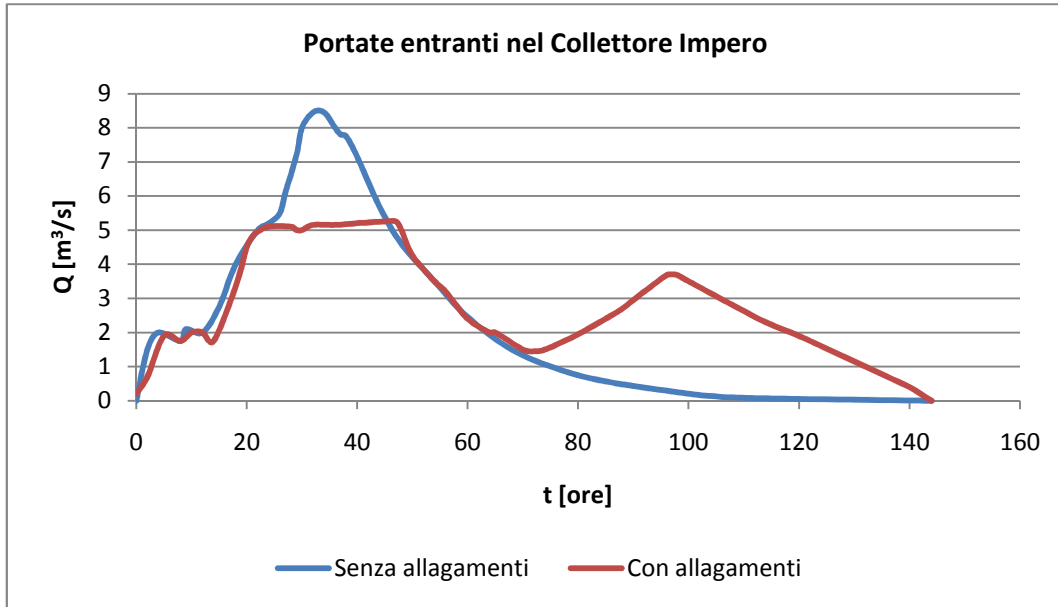


Figura 3.6: Portate entranti nel Collettore Impero.

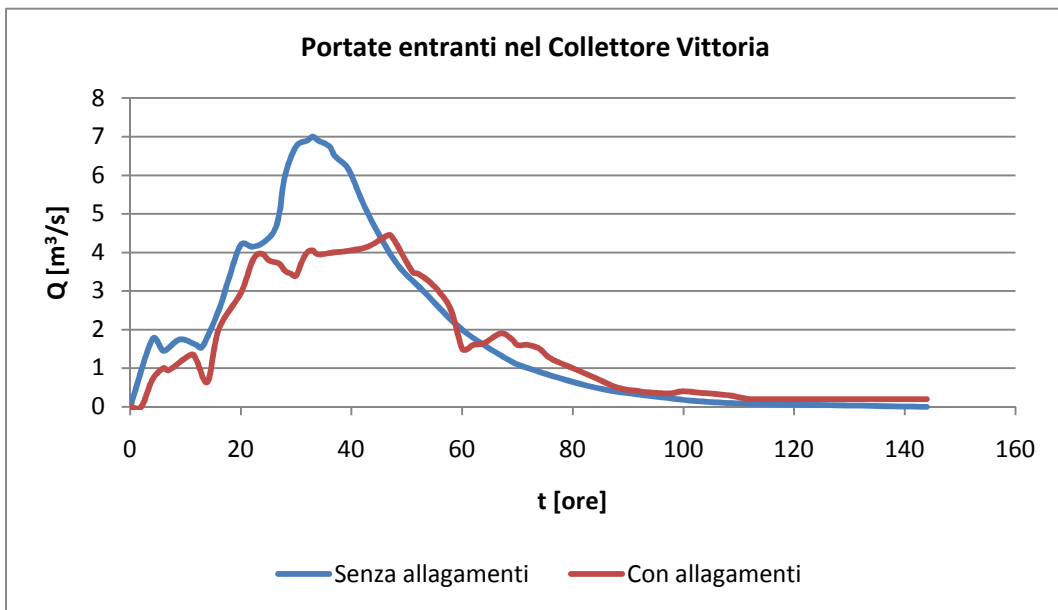


Figura 3.7: Portate entranti nel Collettore Vittoria.

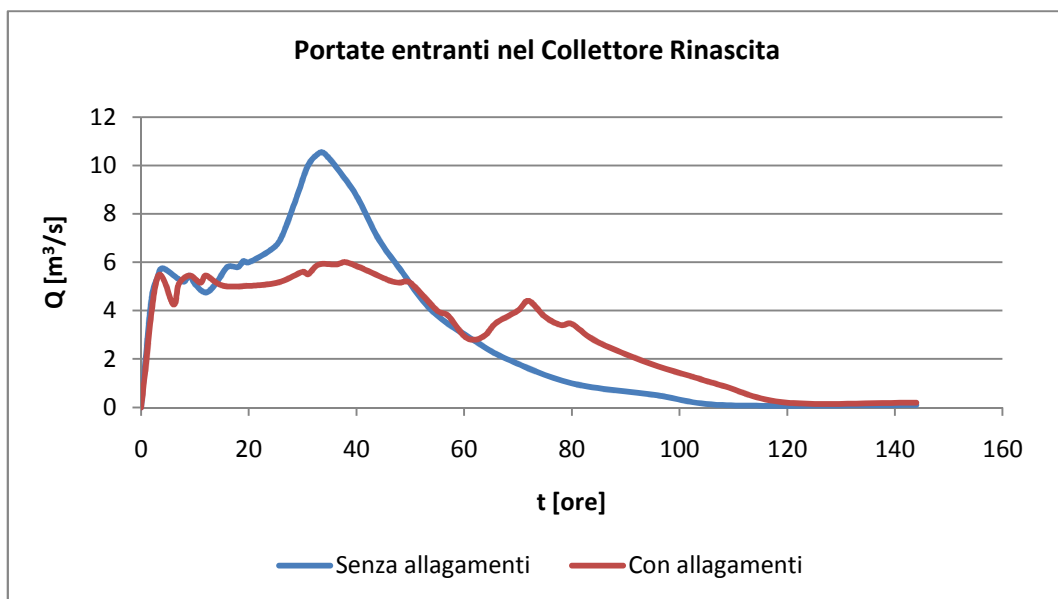


Figura 3.8: Portate entranti nel Collettore Rinascita.

Capitolo 4

Modello della rete drenante e taratura

Come già precedentemente osservato, per poter implementare una rete idraulica in SWMM bisogna necessariamente trasformare in dati numerici tutti gli elementi caratterizzanti il funzionamento della rete stessa, il cui insieme costituisce i parametri del modello.

Nel presente studio, la rappresentazione matematica di alcune variabili, quali la geometria dei collettori e delle botti, erano note a priori con piccolo grado d'incertezza mentre altre, ad esempio la scabrezza dei canali e dei manufatti, sono state determinate nell'operazione di taratura.

Nel presente Capitolo viene descritta la schematizzazione della rete dei collettori e la successiva procedura di calibrazione necessaria per la messa a punto del modello.

4.1 Schematizzazione della rete

In Figura 4.1. viene riportata la rete dei collettori principali delle Acque Basse schematizzata in SWMM attraverso le procedure illustrate precedentemente (Capitolo 2) e adottata durante la procedura di calibrazione.

I nodi della rete, complessivamente 20, rappresentano la confluenza di due collettori (come ad esempio il nodo 8), la variazione di sezione di un canale (nodi 4, 6, ecc.) o la presenza di un salto di fondo (nodi 2, 3, ecc). Alcuni di loro ricoprono un ruolo importante nella rappresentazione schematica della rete: i nodi 1, 5, 10 e 13 rappresentano i punti nei quali si immettono le portate fuoriuscenti dai bacini tributari ed entranti nei quattro collettori mentre i nodi 18 ed 19 corrispondono ai “nodi finali” della rete ovvero alle sezioni terminali delle vasche di carico dell'impianto idrovoro.

Come si è già potuto osservare i rami della rete, complessivamente 17, devono avere caratteristiche costanti lungo tutto il tratto. Sulla base delle informazioni disponibili, le sezioni dei collettori ottenute sono tutte trapezoidali, opportunamente dimensionate in

funzione della profondità massima, della larghezza del fondo e dell'inclinazione delle sponde. I rami 16 e 17 schematizzano i bacini d'arrivo dell'Alfiere e del Rinascita (Figura 4.3).

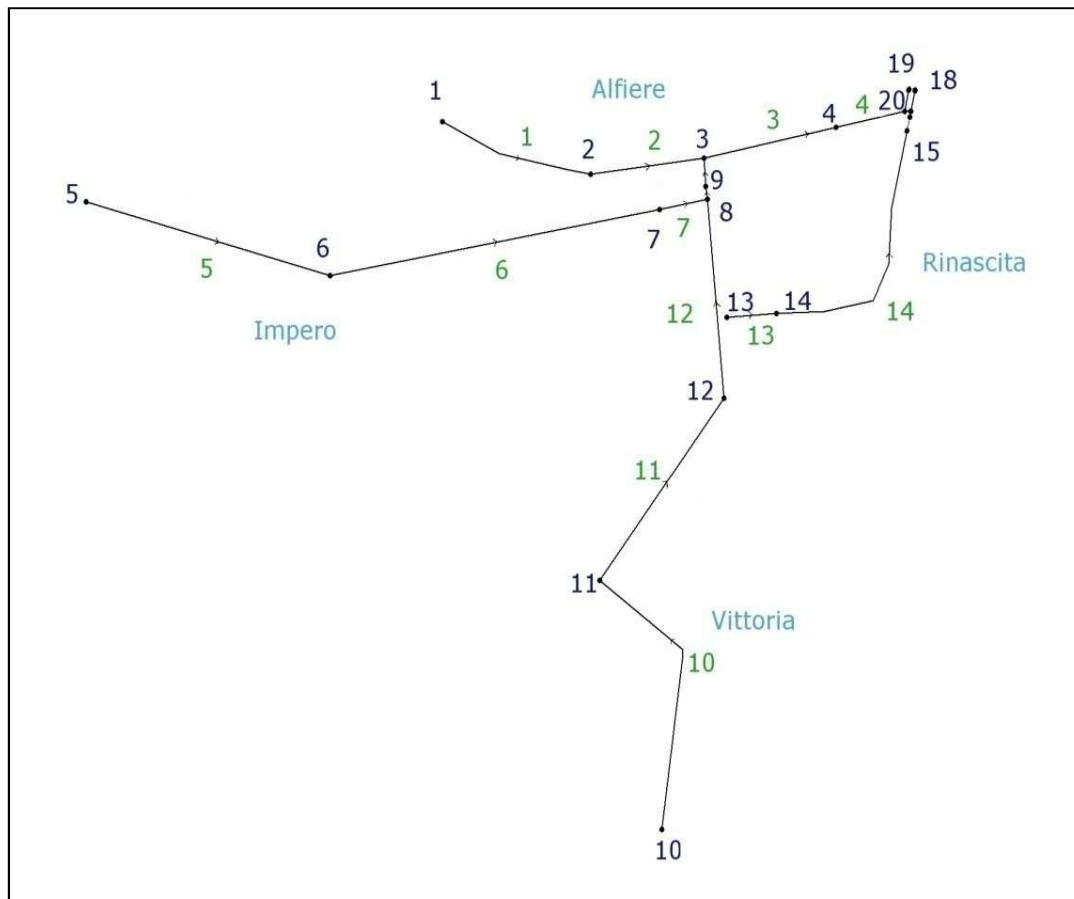


Figura 4.1: Schematizzazione della rete (immagine tratta da SWMM).

Nel modello sono state inoltre inserite le due botte sottopassanti il Derivatore a Casella Bianca ed all'impianto idrovoro del Torrione. Entrambi i manufatti, che nella realtà risultano essere molto complessi, sono stati schematizzati con due doppi condotti di sezione rettangolare posizionati alla base dei nodi corrispondenti alle estremità d'imbocco e di uscita dei collettori nella botte. Ai canali convergenti in questi nodi è stato attribuito un opportuno salto di fondo in modo tale da rispettare la reale pendenza e quota di fondo.

In Figura 4.2 è riportato il particolare della botte di Casella Bianca tratto da SWMM.

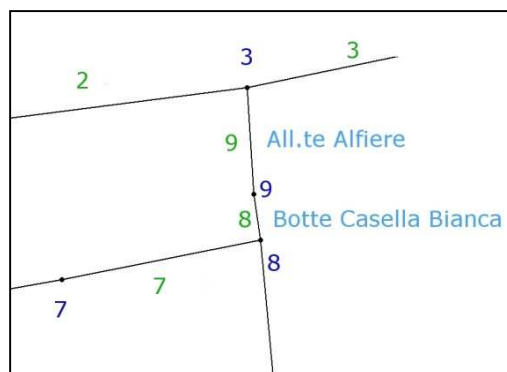


Figura 4.2: Schematizzazione della botte di Casella Bianca (particolare tratto da SWMM).

Nella rete in esame sono inoltre presenti due importanti manufatti: il primo è il cosiddetto Diaframma Alfieri-Rinascita utilizzato per mettere in comunicazione il bacino di arrivo dell'Alfiere con quello del Rinascita, il secondo è rappresentato da una paratoia situata allo sbocco della botte del Rinascita in grado di regolare le portate in arrivo (o in uscita) da questo Collettore. Entrambi questi organi regolatori sono stati schematizzati in SWMM con degli "orifice": il Diaframma è costituito da due luci uguali, ciascuna di dimensioni 1,45 x 2 m, la paratoia da un'unica luce rettangolare di 4 x 7 m. In Figura 4.3 vi sono riportati il particolare dei due organi di regolazione colleganti i nodi 20 e 17 (Diaframma Alfieri-Rinascita) ed i nodi 15 e 16 (paratoia).

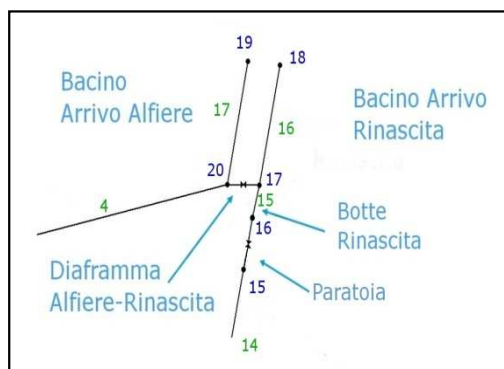


Figura 4.3: Schematizzazione della rete nei pressi dell'impianto idrovoro del Torrione (particolare tratto da SWMM).

4.2 Taratura del modello

Come già accennato, i modelli idraulici (ma non solo) sono caratterizzati dalla presenza di parametri i cui valori devono essere fissati dall'utente. A diversi valori dei parametri corrispondono diverse risposte del modello. Alcuni parametri sono

determinabili a priori, altri vanno determinati attraverso un'apposita procedura chiamata calibrazione o taratura del modello. Questa procedura deve precedere ogni applicazione pratica e consente di determinare quei valori dei parametri che permettono di massimizzare l'attendibilità della simulazione operata dal modello.

Nel presente studio la calibrazione è stata condotta confrontando le altezze idrometriche calcolate dal modello con quelle rilevate nelle stazioni idrometriche del Consorzio e riportate nello studio dell'Ing. Natale; in particolare il processo è avvenuto per successivi tentativi (nei quali si faceva variare manualmente il valore di una o più grandezze) e si è arrestato nel momento in cui gli idrogrammi calcolati mostravano una sufficiente corrispondenza con quelli osservati.

In base al materiale a disposizione, il solo evento del Dicembre del '92 risulta essere descritto con un sufficiente grado di dettaglio tale da consentire la taratura del modello. L'evoluzione del fenomeno e le sue registrazioni sono già state illustrate nel Paragrafo 3.2.

La procedura di taratura è stata eseguita imponendo le condizioni al contorno:

- valori misurati dei livelli idrometrici nelle vasche di carico dell'impianto idrovoro del Torrione (nodi 18 e 19);
- idrogrammi delle portate fuoriuscenti dai bacini tributari ed entranti nella rete attraverso i nodi d'ingresso (nodi 1, 5, 13, 15);

e controllando che il modello ricostruisse:

- l'idrogramma dei livelli idrometrici misurati a Casella Bianca (nodo 8);
- l'andamento delle portate sollevate all'impianto del Torrione.

Occorre infine ricordare che, da studi precedentemente svolti dal Consorzio, è stato dimostrato che le inondazioni avvenute nell'evento del '92 non sono state provocate da rigurgito dei collettori principali ma bensì da insufficienza della rete secondaria. Esauritasi la piena verso il mezzogiorno del 12 Dicembre, la gran parte del volume esondato è rientrato nella rete di bonifica: in effetti l'impianto idrovoro ha continuato a funzionare fino alle ore 24 del successivo giorno 13 Dicembre.

4.2.1 Determinazione dei parametri del modello

Sulla base di quanto appena osservato, gli idrogrammi inseriti nei nodi d'ingresso ed utilizzati nella procedura di calibrazione, sono gli idrogrammi “con allagamenti” riportati nelle Figure 3.5÷3.8. Nei nodi 19 e 20 si sono invece imposti i livelli idrometrici mostrati in Figura 3.3.

Alcuni parametri del modello erano noti a priori con piccolo grado di incertezza (geometria dei collettori e di tutti i manufatti della rete) e pertanto gli unici parametri da determinare in questa fase sono stati:

- scabrezza dei collettori
- coefficienti di perdita concentrata nelle botti

In primo tentativo la scabrezza dei collettori è stata caratterizzata da un coefficiente di Manning pari a $30 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Per le botti invece, per le quali erano note le perdite di carico, si è sfruttata un'opzione di SWMM che permette di rappresentare le perdite di carico concentrate nei nodi d'ingresso e di uscita dei due manufatti. Per i valori di prima approssimazione sono stati utilizzati dei valori standard di queste grandezze riportati in tabelle presenti nel manuale di SWMM.

Una volta inseriti questi valori si procedeva la simulazione.

I livelli idrometrici così ottenuti a Casella Bianca venivano confrontati con quelli osservati (Figura 3.2).

Per poter quantificare la bontà della simulazione oltre al confronto tra gli idrogrammi osservati e quelli simulati si è quantificato l'errore (o discrepanza) mediante una funzione obiettivo in grado di quantificare l'efficienza della simulazione. Tale funzione è chiamata Efficienza di Nash & Sutcliffe ed è così definita:

$$E(\theta) = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [x(i) - \hat{x}(i)]^2}{\sum_{i=1}^N [x(i) - \bar{x}]^2} \quad (4.1)$$

dove E indica la funzione obiettivo, θ il vettore dei parametri del modello, N il numero di dati simulati, $x(i)$ e $\hat{x}(i)$ rispettivamente la variabile osservata e quella simulata dal modello, \bar{x} il valor medio dei dati osservati.

Per comprendere tale funzione si può brevemente affermare che, se il modello simulasse perfettamente i dati osservati, si otterrebbe un valore di Efficienza pari ad 1 mentre, all'aumentare della differenza tra dati simulati ed osservati, si otterrebbero valori via via minori. Il “valore” limite inferiore che tale funzione può assumere è pari a $-\infty$. Ovviamente questi due casi rappresentano condizioni limite.

Attraverso questa funzione, si è quindi in grado di poter quantificare gli errori (le discrepanze) che vi sono tra dati osservati e simulati e quindi di poter definire la bontà o meno di un modello.

All'inizio della fase di calibrazione ci si è proposti di scartare tutti quei valori dei parametri del modello che avessero determinato un valore della funzione Efficienza di Nash & Sutcliffe inferiore a 0.75.

In seguito a numerosi tentativi, nei quali si facevano variare manualmente i parametri da calibrare, si è potuto caratterizzare la scabrezza dei collettori con un coefficiente di Manning pari a $0.025 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

Per la botte a Casella Bianca è stato assunto un coefficiente di perdita concentrata all'imbocco ed alla sbocco del manufatto pari a 0.2, tale da generare nel momento di velocità massima della corrente delle perdite di carico di circa 10 cm.

La determinazione della scabrezza della botte del Rinascita richiede invece una trattazione più dettagliata riportata in seguito.

Il confronto dei livelli idrometrici all'idrometro di Casella Bianca mostra il buon accordo tra valori simulati e valori osservati (Figura 4.4). Il valore della funzione obiettivo raggiunto in seguito alla calibrazione è stato pari a 0.97.

I dati simulati si discostavano di pochi centimetri dai dati osservati, con errori percentuali prossimi allo zero.

Come si può osservare, solamente per le prime ore dell'evento si hanno delle discrepanze tra dati osservati e simulati e ciò probabilmente è da attribuirsi al fatto che le simulazioni consideravano una condizione iniziale dei canali predisposti alla funzione di scolo e quindi non invasati.

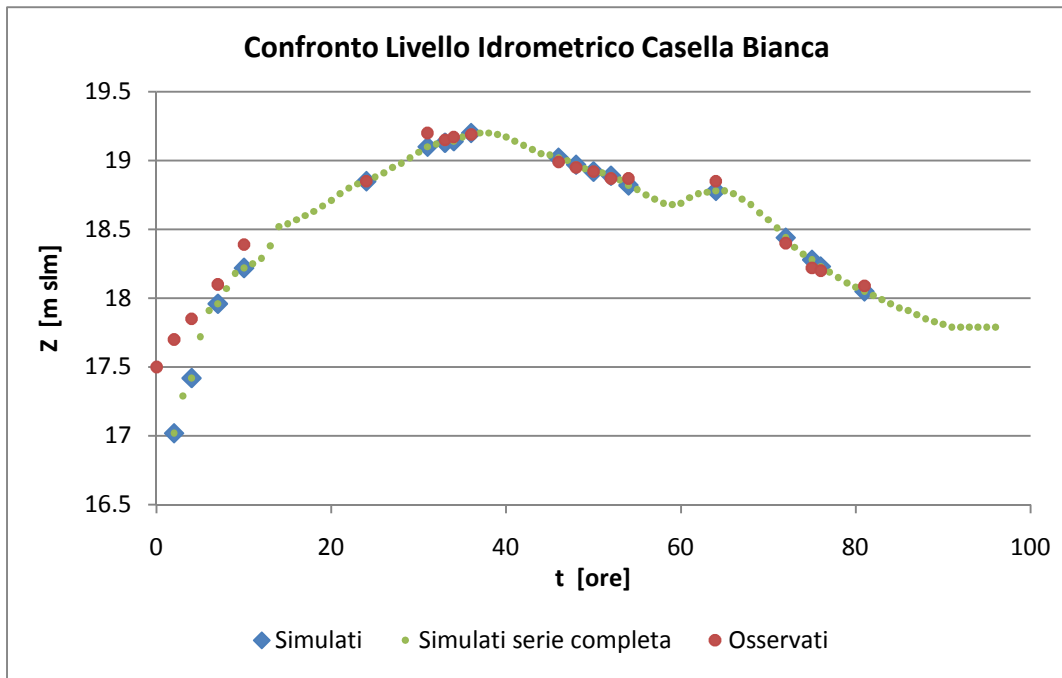


Figura 4.4: Confronto tra il livelli idrometrico a Casella Bianca osservato e quello simulato.

Contemporaneamente alla verifica a Casella Bianca, la taratura prevedeva anche una verifica al Torrione: bisognava infatti controllare che l'andamento delle portate simulate transitate all'impianto idrovoro rispecchiasse quello reale.

Nelle Figure 4.5 e 4.6 sono riportate le curve delle portate cumulate al fine di verificare la validità della simulazione dello sviluppo temporale dell'evento. Si può notare che i volumi cumulati transitati per il Collettore Alfieri ben si accordano con quelli calcolati. Per il Collettore Rinascita si osserva che il modello leggermente sovrastima, con un errore di poco superiore al 5%, i volumi misurati.

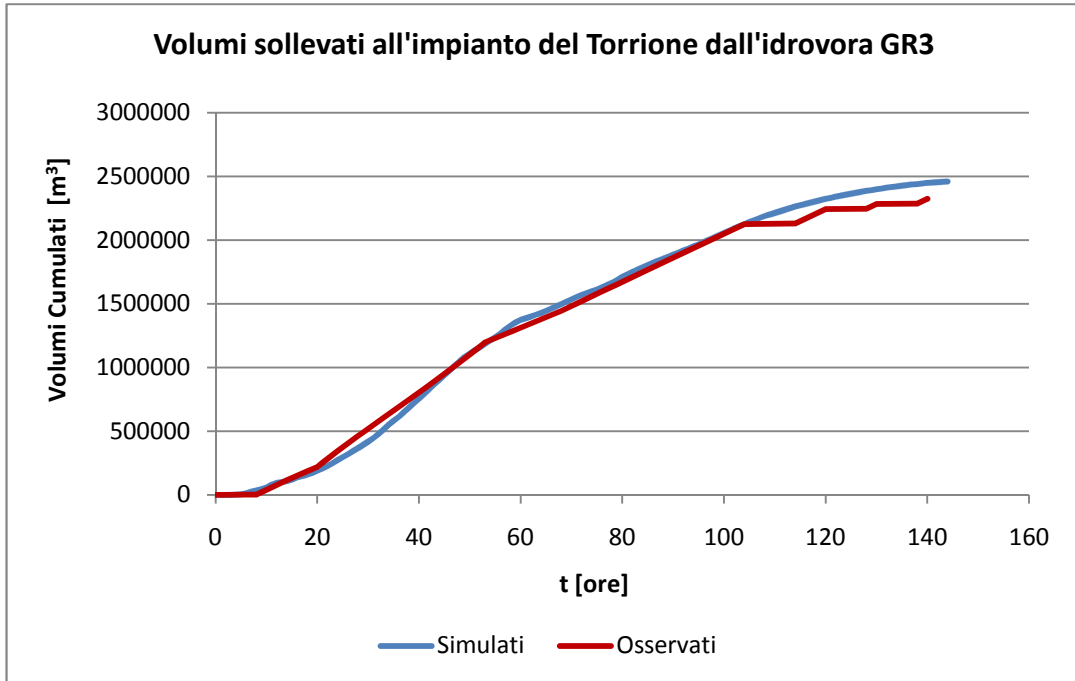


Figura 4.5: Confronto i tra volumi sollevati all'impianto idrovoro del Torrione nel bacino d'arrivo dell'Alfiere.

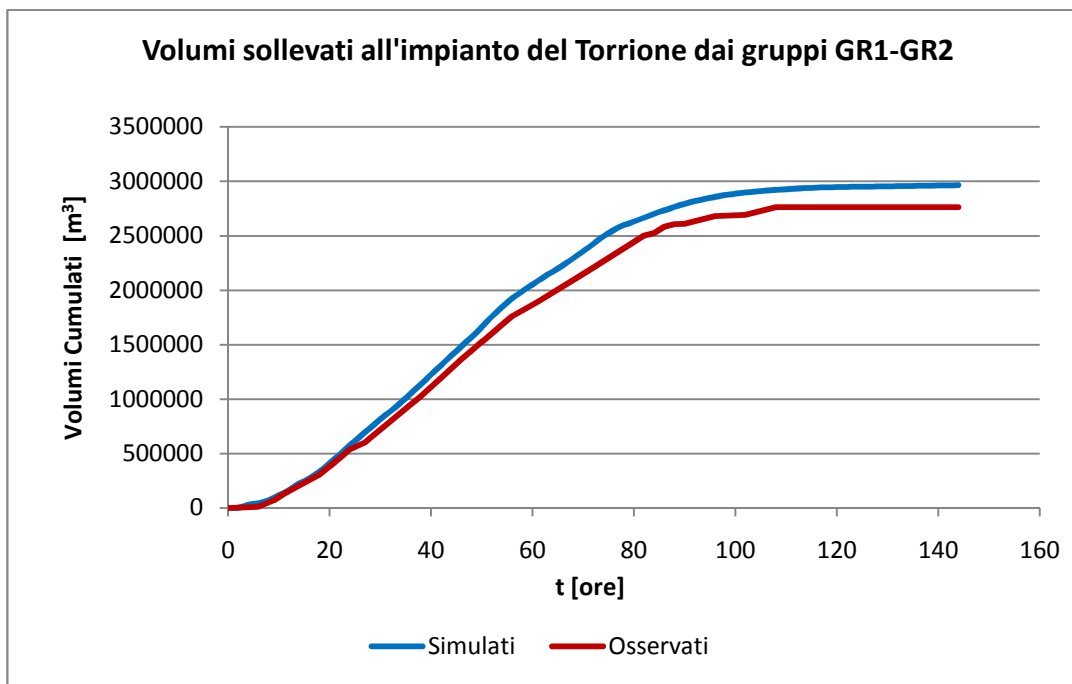


Figura 4.6: Confronto tra i volumi sollevati all'impianto idrovoro del Torrione nel bacino d'arrivo del Rinascita.

Nelle Figure 4.7 e 4.8 vengono mostrati gli andamenti delle portate calcolate con il modello e gli andamenti delle portate stimate dai Tecnici dell'ex Consorzio in base ai dati di funzionamento delle pompe. I dati mostrano il complessivo buon accordo tra il risultato del calcolo e le misure. Il modello non è stato in grado di simulare nel dettaglio il funzionamento intermittente delle pompe adottato nella realtà. Come si avrà modo di spiegare successivamente, uno dei maggiori problemi riscontrati durante le diverse fasi del presente studio è stato quello di riuscire a mantenere l'algoritmo stabile durante le simulazioni. Sebbene le Figure 4.7 e 4.8 mostrino brusche variazioni di portata, l'algoritmo è sempre risultato stabile.

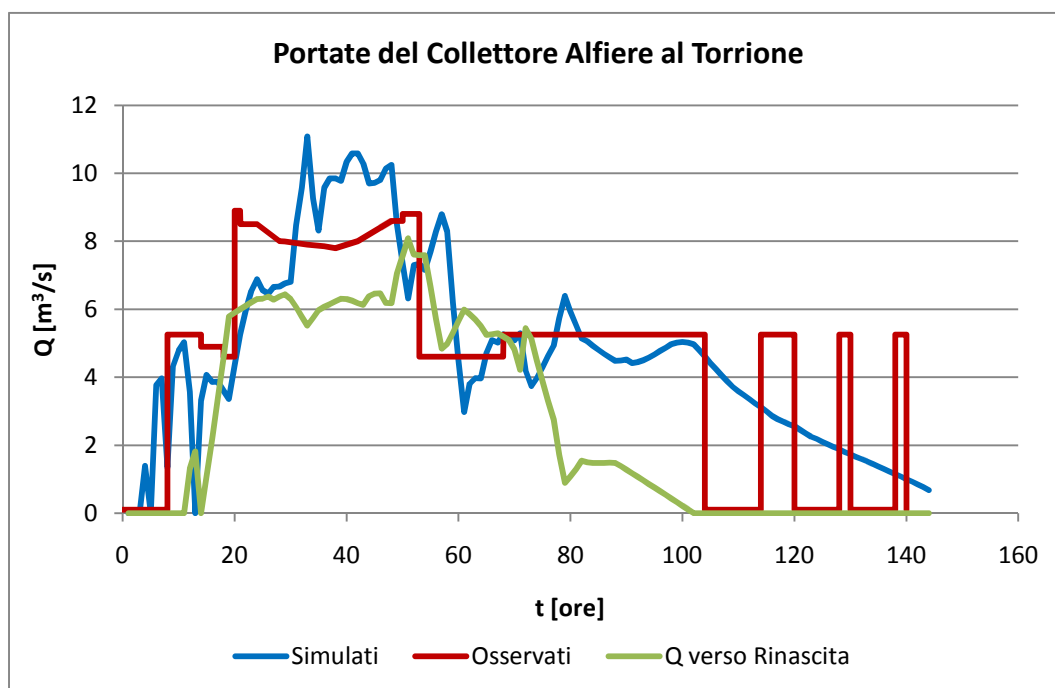


Figura 4.7: Confronto tra gli andamenti delle portate simulate e quelle osservate nel bacino d'arrivo dell'Alfiere.

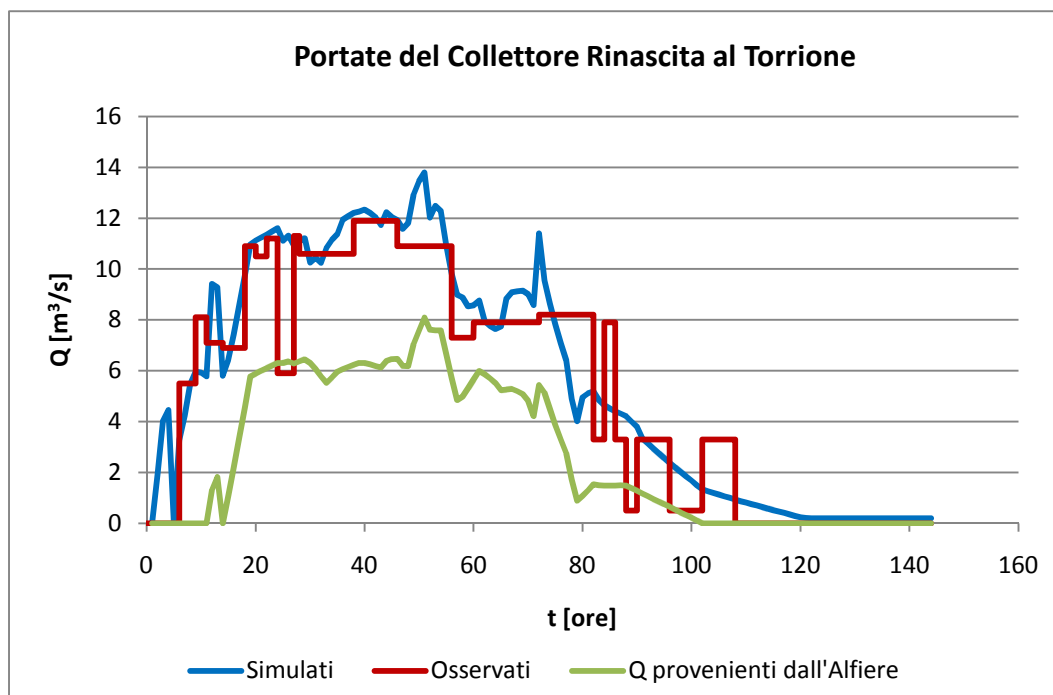


Figura 4.8: Confronto tra gli andamenti delle portate simulate e quelle osservate nel bacino d'arrivo del Rinascita.

Si ritiene necessario, a questo punto, fare alcune considerazioni riguardo alle indicazioni che è stato possibile trarre durante la procedura di taratura. I problemi maggiori che si sono dovuti affrontare sono stati quelli relativi alla stabilità del modello.

La schematizzazione iniziale della rete prevedeva che l'ultimo ramo del collettore Rinascita (ramo 14) fosse direttamente collegato alla botte (ramo 15) in modo tale che la paratoia (schematizzata in SWMM attraverso un "orifice") collegasse il nodo finale della botte ed il nodo iniziale del bacino d'arrivo del collettore (rispettivamente nodi 16 e 17).

In Figura 4.9 viene riportata (a sinistra) la schematizzazione dell'impianto idrovoro del Torrione adottata inizialmente nella procedura di taratura.

Ben presto ci si è però accorti che tale schematizzazione rendeva l'algoritmo instabile: probabilmente il collegare allo stesso nodo, il 17, due "orifice", ciascuno con le proprie manovre, causava instabilità al modello. In prima battuta si è provato a ridurre il passo temporale della simulazione, dopodiché si è deciso di schematizzare quel tratto di rete nel modo rappresentato in Figura 4.3 (riproposto in Figura 4.9, immagine di destra) ed adottato in tutta la fase di taratura. Solamente così non si riscontrava instabilità.

Questa schematizzazione aveva però l'inconveniente di provocare delle perdite di carico troppo elevate nella corrente che sottopassa il Derivatore. A questo problema si è ovviato andando a concentrare tutte le perdite di carico nella paratoia. In fase di calibrazione pertanto si è attribuita una scabrezza della botte pari ad un coefficiente di Manning di $0.002 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ e l'unica variabile da ottimizzare è stata la sezione della paratoia il cui valore finale è stato assunto pari a 28 m^2 .



Figura 4.9: Schematizzazione dell'impianto idrovoro. A sinistra è riportata la schematizzazione adottata inizialmente nella fase di taratura. A destra viene riproposta la Figura 4.3 (schematizzazione adottata successivamente ed utilizzata per calibrare il modello).

Nella procedura di taratura è stato inoltre osservato che il collegamento costituito dal Diaframma Alfieri-Rinascita influenza in maniera sostanziale il funzionamento idraulico della rete delle Acque Basse; solamente la corretta simulazione della sua manovra ha consentito di raggiungere un'accettabile rappresentazione del complessivo fenomeno idraulico. Sulla base delle informazioni a disposizione, la paratoia risulta essere sempre stata mantenuta completamente aperta.

Vi è infine un'ultima considerazione da fare relativamente ai punti di insufficienza della rete.

Durante la procedura di taratura, i collettori sono sempre stati in grado di convogliare le portate in ingresso; solamente in brevi tratti del Vittoria e dell'Alfiere, rispettivamente nei pressi del sostegno Due Luci e di Casella Bianca, si è notato un ridottissimo franco arginale. Queste osservazioni confermano la validità del modello.

Come riportato infatti in studi precedenti svolti dall'ex Consorzio, nelle attuali situazioni le esondazioni che si verificano per insufficienza della rete secondaria laminano le portate entranti nei collettori principali. Per tale ragione la loro capacità di deflusso è quasi ovunque compatibile con le portate che questi sono chiamati a

convogliare. I punti più critici della rete risultano essere il Collettore Alfieri nei pressi di Casella Bianca ed il tratto terminale del Vittoria.

4.2.2 Schematizzazione dell'impianto idrovoro del Torrione

La procedura di taratura appena descritta ha permesso di determinare il valore della scabrezza dei collettori e delle botti.

Per poter però simulare il funzionamento della rete nelle ipotesi di diversi eventi di piena, è stato necessario introdurre in SWMM una schematizzazione opportuna dell'impianto idrovoro del Torrione. Sulla base delle informazioni rilevate sono state quindi implementate tre pompe che rappresentano le tre idrovore presenti nell'impianto. Per controllare la validità della schematizzazione è stato simulato l'evento del '92 con allagamenti (l'unico evento i cui dati di funzionamento dell'impianto erano a disposizione) ed è stato controllato che le portate simulate sollevate dalle pompe rispecchiassero il reale andamento. La portata massima che l'idrovora sull'Alfiere (idrovora GR3) può sollevare è stata posta pari a $9 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre per i gruppi GR1 e GR2 (idrovore a servizio del Rinascita) la capacità massima è stata posta pari a $12 \text{ m}^3/\text{s}$.

E' stata considerata una manovra sul Diaframma Alfieri-Rinascita identica a quella utilizzata per la calibrazione.

Le Figure 4.10 e 4.11 mostrano il complessivo buon accordo tra dati osservati e simulati. Per entrambi i collettori, più evidente per l'Alfiere, si nota una leggera sovrastima del modello e ciò è da attribuirsi all'impossibilità di riprodurre il funzionamento intermittente delle pompe nella fase di esaurimento della piena. Va ricordato che i livelli idrometrici massimi registrati al Torrione sono compresi tra le 30 e le 50 ore e che durante la messa a punto dell'implementazione delle idrovore è stato ritenuto prioritario simulare correttamente il funzionamento dell'impianto nei momenti di picco della piena. La schematizzazione adottata è stata ritenuta pertanto soddisfacente.

Nelle Figure 4.12 e 4.13 viene riportato il confronto tra le portate sollevate dalle idrovore simulate dal modello e quelle stimate dai Tecnici dell'ex Consorzio. Anche in questo caso si nota la buona corrispondenza tra il modello ed i dati osservati.

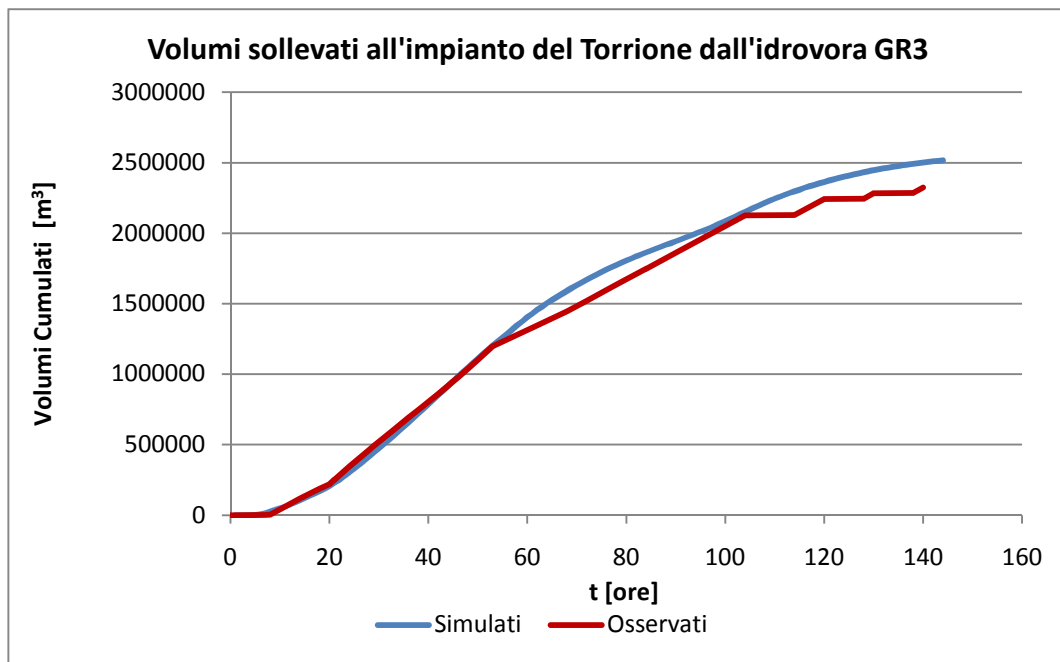


Figura 4.10: Confronto i tra volumi sollevati all'impianto idrovoiro del Torrione nel bacino d'arrivo dell'Alfiere.

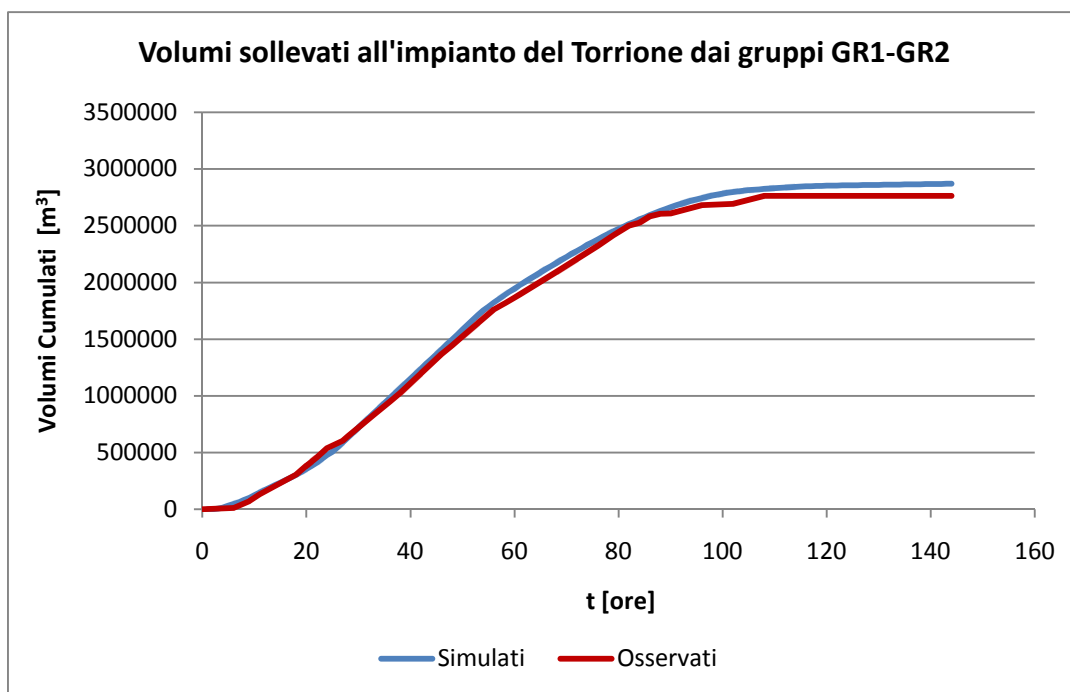


Figura 4.11: Confronto i tra volumi sollevati all'impianto idrovoiro del Torrione nel bacino d'arrivo del Rinascita.

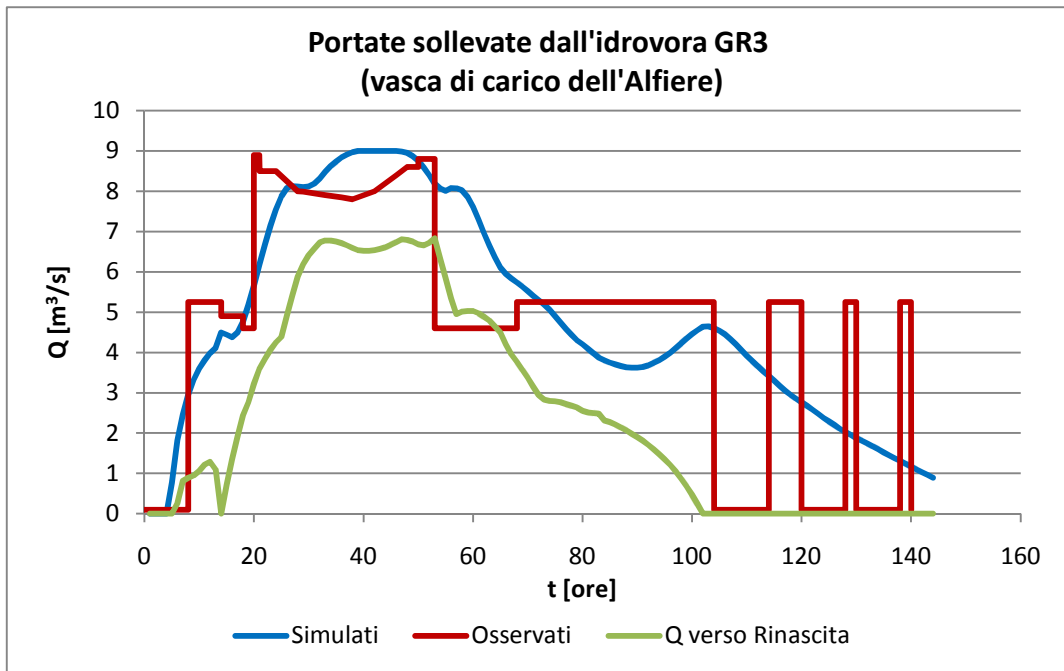


Figura 4.12: Confronto tra gli andamenti delle portate sollevate simulate e quelle osservate nel bacino d'arrivo dell'Alfiere in seguito all'implementazione in SWMM delle idrovore.

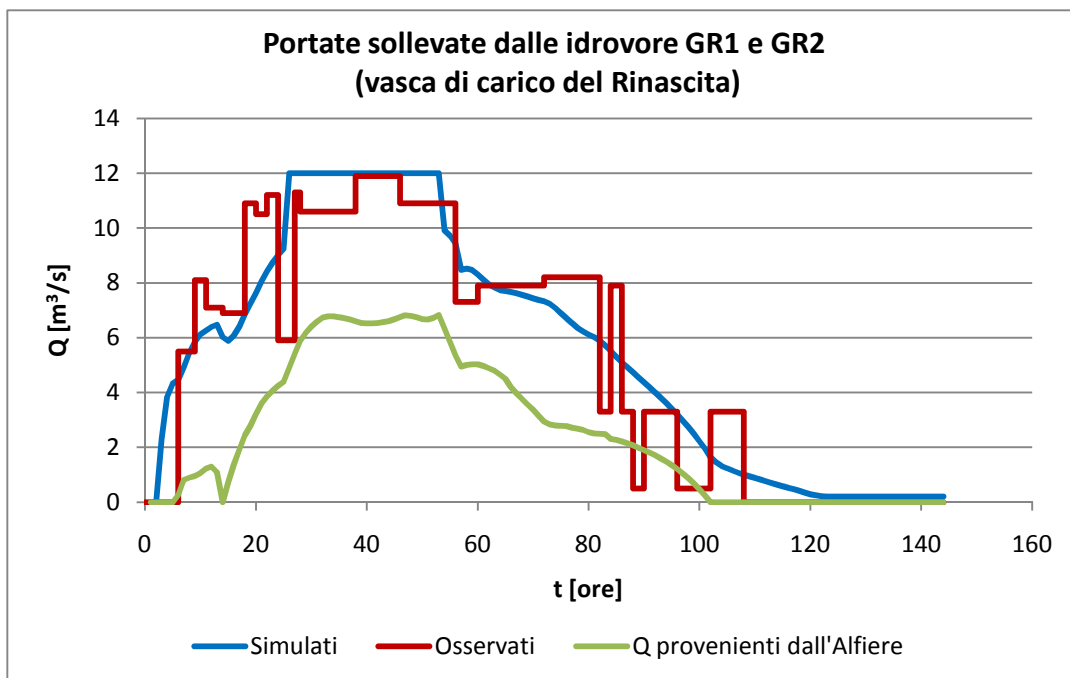


Figura 4.13: Confronto tra gli andamenti delle portate sollevate simulate e quelle osservate nel bacino d'arrivo del Rinascita in seguito all'implementazione in SWMM delle idrovore.

Capitolo 5

Implementazione della cassa d'espansione

5.1 Premessa

Come già ampiamente discusso nel Capitolo precedente, la procedura di taratura del modello è stata eseguita inserendo nei nodi d'ingresso della rete gli idrogrammi laminati dell'evento di piena del Dicembre '92. Tali idrogrammi considerano l'attuale insufficienza della rete secondaria che di fatto lamina le onde in arrivo ai collettori principali. Per questo motivo la rete principale è in grado di convogliare con bassissimi sormonti arginali le acque all'impianto idrovoro che, a sua volta, può sollevarle ed inviarle nel Torrente Crostolo.

Sulla base delle indicazioni fornite dal Consorzio, nel presente Capitolo viene ipotizzata una rete secondaria completamente sufficiente. Sotto questa ipotesi diventa evidente l'inadeguatezza dei collettori principali e la necessità, nel caso in cui l'impianto del Torrione non dovesse subire potenziamenti, dell'inserimento di una cassa d'espansione per poter garantire un'adeguata sicurezza dei territori del Bacino.

Più precisamente, su indicazioni del Consorzio, è stato ipotizzato un risezionamento dell'Alfiere e che l'impianto idrovoro del Torrione fosse a completo servizio di questo collettore. Pertanto si è andato a determinare il volume di una cassa d'espansione inserita nel Rinascita tale da non provocare esondazioni nel presente Collettore.

Nella prima parte del Capitolo viene simulato il comportamento della rete imponendo nei nodi d'ingresso dei Collettori gli idrogrammi dell'evento del '92 non laminati (Figure 3.5÷3.8). Sulla base di studi precedentemente svolti dal Consorzio è stato osservato che questi corrispondono ad un evento di piena con tempo di ritorno di circa 20 anni. Tali idrogrammi d'ora innanzi, saranno brevemente chiamati Q_{20} .

Nei paragrafi successivi sono riportati i risultati ottenuti andando ad implementare nel modello la cassa d'espansione sul Rinascita. Non avendo a disposizione gli idrogrammi corrispondenti ad un tempo di ritorno maggiore di vent'anni si è deciso di incrementare del 5%, 10%, 15% e 20% l'idrogramma non laminato del '92.

5.2 Condizione di rete secondaria efficiente

L'implementazione in SWMM della rete e la sua calibrazione hanno consentito di rappresentare il funzionamento del Bacino nell'ipotesi in cui la rete secondaria avesse dimensioni ovunque sufficienti e che la manovra del diaframma Alfieri-Rinascita fosse rimasta uguale a quella effettivamente eseguita.

Le Figure 3.5÷3.8 riportano l'andamento delle onde entranti nei collettori principali supponendo che non fossero avvenute esondazioni a monte.

Il calcolo ovviamente indica che, durante la prima fase dell'evento di piena, vi sarebbe stata una portata esuberante le capacità di sollevamento all'impianto del Torrione. La durata della piena in questo caso sarebbe stata non superiore alle 100 ore con una riduzione quindi, di circa due giorni rispetto a quanto storicamente verificato.

Le portate al colmo allo sbocco dei collettori nelle vasche d'arrivo sarebbero state pressappoco di 15.2 m³/s per l'Alfiere e di 10 m³/s per il Rinascita.

Risulta quindi semplice notare che i gruppi GR1 e GR2 sarebbero stati completamente in grado di sollevare le portate in arrivo dal Rinascita ma che, con quella ipotetica manovra del Diaframma, parte della portata in arrivo dall'Alfiere sarebbe stata deviata nell'altro Collettore determinando in questo modo esondazioni sul Rinascita.

In Figura 5.1 vengono riportati gli andamenti delle portate sollevate dall'impianto idrovoro. La particolare forma dell'idrogramma dei gruppi GR1 e GR2 è da attribuirsi al fatto che la manovra sul Diaframma è quella realmente eseguita durante l'evento del '92 e pertanto non risulta essere del tutto appropriata con le portate che, nell'ipotesi di rete secondaria efficiente, giungono al Torrione.

Il modello segnala che, in assenza di esondazioni a monte, il sormonto degli argini del Collettore Alfieri alla confluenza del Collettore Vittoria risulta molto più grave. Viene segnalata inoltre una leggera esondazione all'inizio del Collettore Rinascita.

Il volume totale fuoriuscito dalla rete è stato stimato attorno ai 750×10³ m³.

In Tabella 5.1 vengono riportati i risultati della simulazione.

Va ricordato che SWMM rappresenta le esondazioni come fuoriuscita di acqua concentrata nei soli nodi. Sfruttando però un'opzione del software è stato possibile osservare che il sormonto arginale ha interessato interamente il ramo 3 e parzialmente i rami 2 e 4, estendendosi fin quasi all'impianto idrovoro.

Questi risultati sono stati confermati da studi precedenti svolti dal Consorzio i quali mettono in luce la condizione di grave insufficienza dell'Alfiere nel caso in cui la rete secondaria fosse completamente sufficiente.

Collettore	Nodo	Volume esondato [10 ³ m ³]	Durata dell'esondazione [ore]
Alfiere	3	293	16
Alfiere	4	458	23
Rinascita	13	6	4

Tabella 5.1: Volumi esondati stimati dal modello nell'ipotesi di rete secondaria completamente sufficiente.

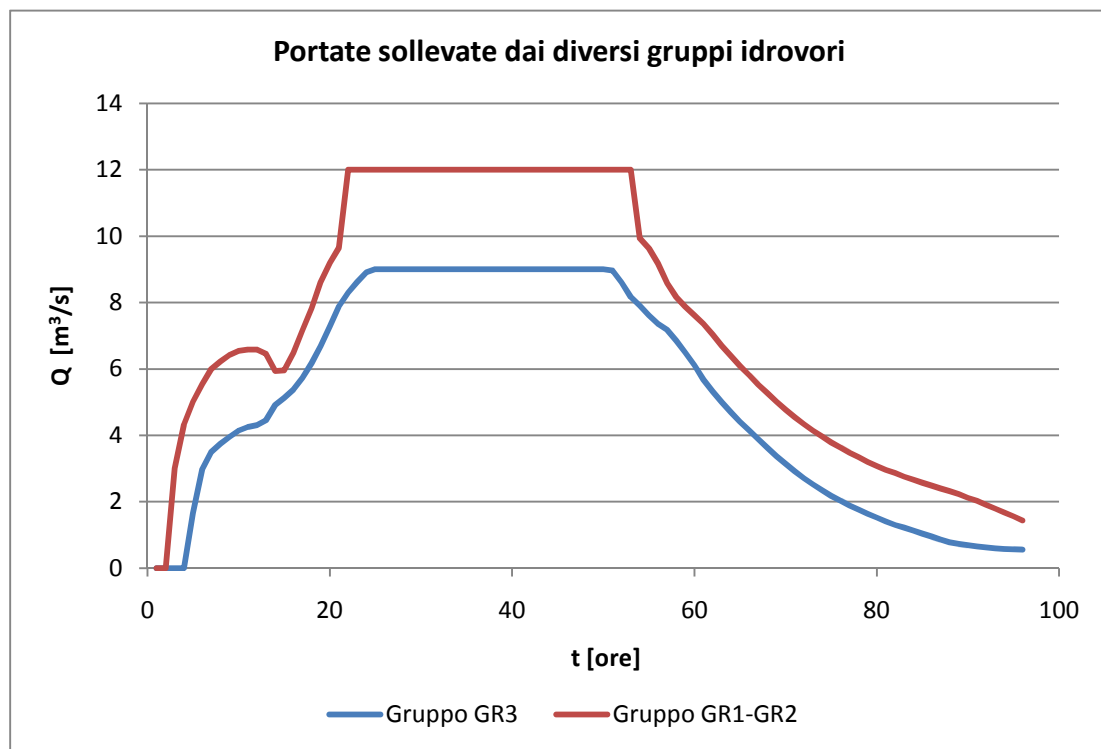


Figura 5.1: Portate sollevate simulate nelle ipotesi di rete secondaria completamente sufficiente e geometria dei collettori principali pari a quella attuale.

5.3 Risezionamento dell'Alfiere

In seguito alle evidenti carenze della rete di drenaggio mostrate nel precedente paragrafo, sulla base delle indicazioni fornite dal Consorzio, è stato simulato il comportamento della rete nell'ipotesi di un risezionamento dell'Alfiere. In particolar modo sono stati innalzati gli argini del collettore di circa settanta centimetri.

Col modello così ottenuto è stato simulato lo stesso evento illustrato nel precedente paragrafo.

Le portate al colmo allo sbocco dei collettori nelle vasche d'arrivo sarebbero state pressappoco di 24 m³/s per l'Alfiere e di 7 m³/s per il Rinascita.

Confrontando questi risultati con quelli del caso precedente si rileva immediatamente l'elevato aumento della portata dell'Alfiere (circa del 70%) e la diminuzione di quella del Rinascita (pari al 30%).

Ciò è dovuto al fatto che, nell'ipotesi di risezionamento dell'Alfiere, le portate che nella simulazione precedente esondavano, ora sono in grado di essere convogliate fino al Torrione dove qui vengono in parte sollevate dall'idrovora GR3 ed in parte vengono deviate attraverso il Diaframma nel Bacino d'arrivo del Rinascita.

L'elevato incremento delle portate dell'Alfiere comportano ovviamente, nell'ipotesi in cui la manovra del Diaframma sia la medesima del caso precedente, anche un aumento delle portate che transitano nel Bacino d'arrivo del Rinascita. Va inoltre ricordato che tale Bacino è posto a quote inferiori rispetto a quello dell'Alfiere. Pertanto il Rinascita, non riuscendo più a convogliare le proprie acque all'impianto, è costretto a rigurgitare provocando esondazioni.

Sulla base di quanto appena esposto si può quindi osservare che l'impianto idrovoro funzioni, almeno nella fase iniziale della piena, quasi completamente a servizio dell'Alfiere.

La simulazione indica che si sarebbero verificate estese esondazioni a botte Oleta (nodo 13) ed al Torrione nel nodo terminale della vasca di carico dell'Alfiere (nodo 19). Viene segnalato inoltre un sormonto arginale nel Vittoria in corrispondenza del sostegno due Luci (nodo12).

Come già precedentemente evidenziato, è stato possibile osservare che tali esondazioni avrebbero interessato completamente il ramo finale del Vittoria (ramo 12) e quello iniziale del Rinascita (ramo 13).

In Tabella 5.2 sono riportati la stima dei volumi fuoriusciti nei diversi nodi.

Collettore	Nodo	Volume esondato [10 ³ m ³]	Durata dell'esondazione [ore]
Bac. Arrivo Alfiere	19	381	17
Vittoria	12	64	9
Rinascita	13	227	21

Tabella 5.2: Volumi esondati stimati dal modello nelle ipotesi di rete secondaria completamente sufficiente e di risezionamento dell'Alfiere.

Tali esondazioni si giustificano considerando la nuova schematizzazione adottata: alzando gli argini dell'Alfiere l'acqua, che prima esondava nei pressi di Casella Bianca, ora può essere convogliata fino all'impianto idrovoro dove si verificano le esondazioni.

Il modello segnala (Figura 5.2) che le idrovore a servizio dell'Alfiere e del Rinascita, rispettivamente dalle ore 25 e 22, hanno cominciato a sollevare 9 m³/s e 12 m³/s (portate massime sollevabili). Come si può osservare confrontando questa Figura con quella della simulazione precedente, l'impianto idrovoro in questo caso funziona al massimo delle sue capacità per 33 ore, con un aumento di quasi 10 ore rispetto al caso precedente.

In Figura 5.3 viene riportato il livello idrometrico assoluto nel nodo terminale del Bacino d'arrivo dell'Alfiere, corrispondente alla vasca di carico dell'idrovora GR3 (nodo19). Dal confronto con le precedenti Figure si può dedurre che dalle ore 25 in poi l'impianto del Torrione, seppur a regime, non è stato in grado di sollevare le portate in arrivo. In un primo momento queste sono state invase nella rete generando un progressivo aumento del tirante dei collettori fino a quando, dalle ore 29 alle ore 47, il livello dell'acqua nel nodo 19 ha raggiunto i 19.50 m slm causando esondazioni (si ricorda che in base alla geometria adottata tale nodo risulta essere l'unico attraverso cui l'Alfiere può esondare).

Relativamente al Vittoria il sormonto arginale che si verifica è giustificato dal fatto che, risezionando l'Alfiere, quest'ultimo è in grado di aumentare il proprio tirante. Il Collettore Vittoria non potendo più scaricare le proprie acque nell'Alfiere è costretto a rigurgitare provocando esondazioni.

Le esondazioni avvenute nel Rinascita vanno interpretate nel seguente modo: come già osservato precedentemente l'impianto idrovoro è entrato in crisi dopo le ore 25. Nelle ore successive parte della portata in arrivo dall'Alfiere è stata scaricata attraverso il Diaframma nel bacino d'arrivo del Rinascita provocando un aumento del livello nel nodo 17 ed in tutto il ramo 16. Come per il Vittoria, anche le acque del Rinascita sono state costrette a rigurgitare generando esondazioni a botte Oleta.

Confrontando questi risultati con quelli ottenuti nel paragrafo precedente si può osservare che in questo caso gli allagamenti sul Rinascita risultano molto più evidenti: rispetto ai $6 \times 10^3 \text{ m}^3$ di prima ora il calcolo segnala $227 \times 10^3 \text{ m}^3$.

Va infine ricordato che quest'ultimo Collettore raccoglie le acque dei terreni più depressi del territorio e pertanto risulta essere posto a quote inferiori rispetto agli altri canali. In base ad alcune simulazioni svolte e sotto certe condizioni, il modello segnala che è del tutto possibile far transitare attraverso il Diaframma e la paratoia portate dall'Alfiere al Rinascita anche superiori a $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

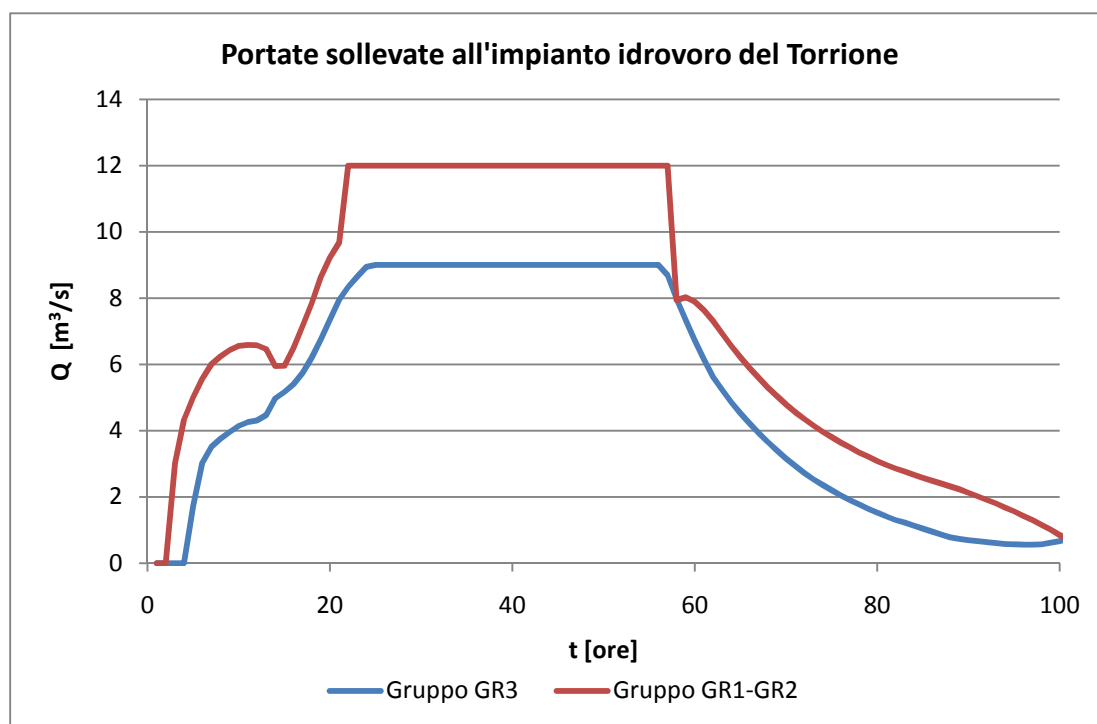


Figura 5.2: Portate sollevate simulate nelle ipotesi di rete secondaria completamente sufficiente e riserzionamento dell'Alfiere.

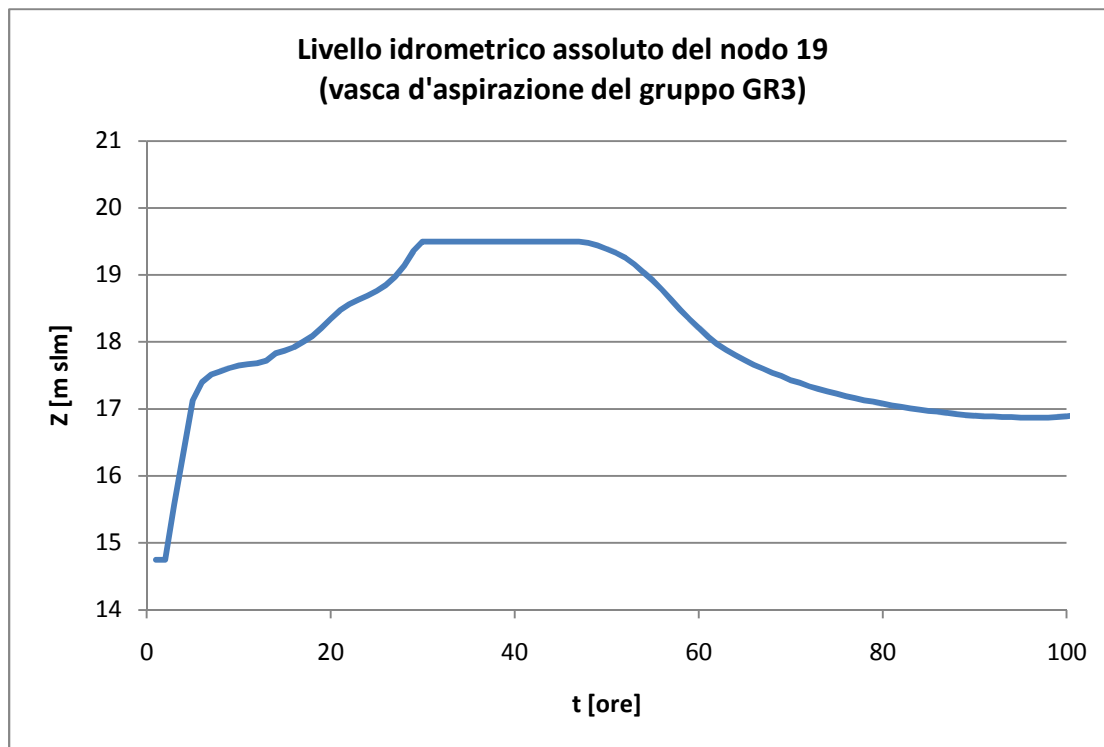


Figura 5.3: Quota assoluta del pelo libero nel nodo 19 (vasca di carico sull'Alfiere).

5.4 Provvedimenti atti a ridurre il rischio di inondazione

5.4.1 Considerazioni generali

Studi precedenti svolti dall'ex Consorzio dimostrano che la sicurezza idraulica del comprensorio delle Acque Basse risulta incompatibile con quanto attualmente richiesto per l'ordinario svolgimento delle attività produttive. La rete dei collettori principali è attualmente di dimensioni sufficienti a raccogliere le acque provenienti dai diversi bacini tributari in quanto le piene giungono ad essi già laminate dall'inondazione sui campi. L'adeguamento della rete secondaria metterebbe in evidenza le carenze dei collettori principali che già ora, in alcuni tratti, si trovano al limite della tracimazione.

Come tuttavia dimostrano le precedenti simulazioni anche nel caso di risezionamento dell'Alfiere (Collettore che risulta essere quello a più alto rischio d'esondazione) le portate in arrivo al Torrione sarebbero superiori alle sue capacità di sollevamento mandandolo facilmente in crisi e causando così estese esondazioni.

Tra i diversi interventi proposti dal personale Tecnico dell'ex Consorzio che si possono considerare per controllare le situazioni di rischio idraulico vi è la possibilità di realizzare un'area di espansione nel Rinascita nei pressi del Torrione. Durante gli eventi di piena grazie a questo manufatto si potrebbe accumulare temporaneamente l'acqua in arrivo dal Rinascita; in tal modo l'impianto idrovoro verrebbe ad essere a completa disposizione del solo Alfiere.

Con la presente Tesi si è cercato pertanto di fornire indicazioni sul comportamento della rete nell'ipotesi in cui si realizzasse tale intervento.

E' infine necessario ricordare che tutti i risultati sin qui ottenuti si riferiscono ad un evento di piena con un tempo di ritorno di circa 20 anni. A giudizio dei Tecnici dell'ex Consorzio le condizioni di sicurezza richieste per lo sviluppo delle attività produttive nel Comprensorio della Bonifica dell'Emilia Centrale impongono una sensibile riduzione degli episodi di inondazione rispetto a quanto accade attualmente; si consiglia un periodo medio non inferiore ai 30 nella ricorrenza di gravi inondazioni.

Tuttavia, nel presente studio, non avendo a disposizione piene di progetto con tale tempo di ritorno, sono stati utilizzati gli idrogrammi di un evento con tempo di ritorno di 20 anni (evento non laminato del '92) incrementati del 5%,10%,15% e 20%.

I risultati ottenuti nei successivi paragrafi sono stati determinati sulla base delle seguenti ipotesi assunte in collaborazione coi Tecnici dell'ex Consorzio:

- risezionamento dell'Alfiere;
- realizzazione di una cassa d'espansione sul Rinascita nei pressi del Torrione;
- impianto idrovoro a completo servizio dell'Alfiere.

5.4.2 Implementazione della cassa d'espansione

Prima di poter simulare il comportamento della rete nell'ipotetica situazione di inserimento di una cassa d'espansione è stato ovviamente necessario implementare tale manufatto in SWMM.

Su segnalazione dei Tecnici dell'ex Consorzio le aree a disposizione per la realizzazione della cassa si trovano nei pressi dell'impianto idrovoro del Torrione (Figura 5.4).

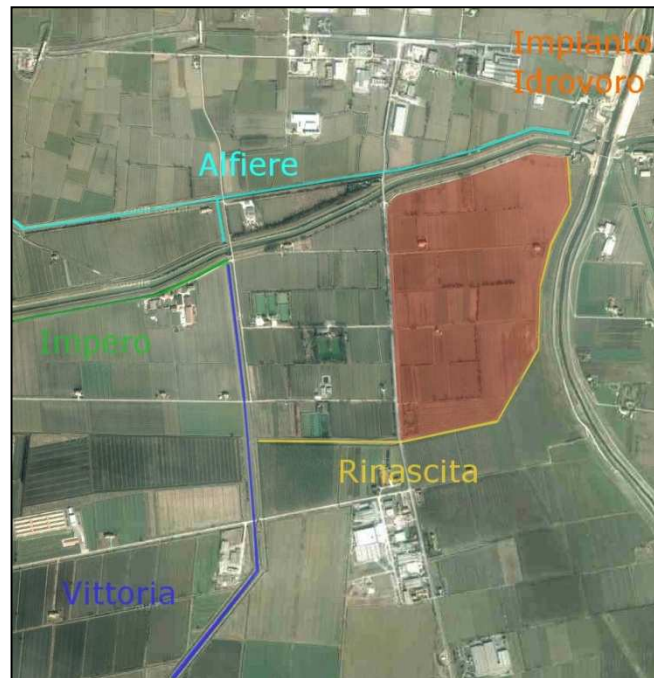


Figura 5.4: Area a disposizione per la realizzazione della cassa d'espansione.

La cassa d'espansione è stata schematizzata in SWMM attraverso un “weir” collegante il nodo 21 e l'outfull 4. Ovviamente, prima di far questo, si è reso necessario suddividere il ramo finale del Rinascita (ramo 14) in due differenti rami (il 14.1 ed il 14.2) collegati dal nodo 21. Sulla base delle indicazioni dell'ipotetica posizione della cassa d'espansione al ramo 14.2 è stata attribuita una lunghezza di 200 m.

Per ciò che concerne i parametri utilizzati per il dimensionamento dello scaricatore si rimanda ai paragrafi successivi.

La Figura 5.5 riporta la schematizzazione del manufatto in SWMM. Nell'immagine si può notare sia la rappresentazione della cassa d'espansione sia l'intero impianto idrovororo del Torrione.

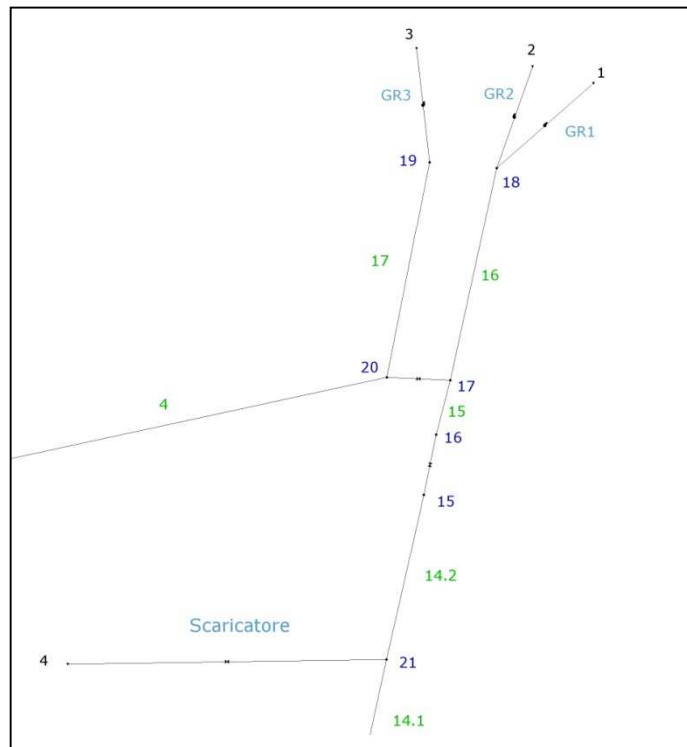


Figura 5.5: Schematizzazione della cassa d'espansione e dell'impianto idrovoro del Torrione (immagine tratta da SWMM).

5.4.3 Simulazione della rete con la cassa d'espansione

5.4.3.1 Ipotesi adottate

L'implementazione della cassa d'espansione in SWMM ha permesso di poter simulare il funzionamento della rete nell'ipotesi di diversi eventi di piena e di fornire indicazioni sui benefici, intesi come riduzione del rischio d'inondazione che tale elemento può apportare al Bacino in esame.

Sulla base delle indicazioni dei Tecnici del Consorzio è stato necessario poter "implementare" in SWMM le ipotesi mostrate precedentemente e qui di seguito riportate:

- risezionamento dell'Alfiere;
- realizzazione di una cassa d'espansione sul Rinascita nei pressi del Torrione;
- impianto idrovoro a completo servizio dell'Alfiere.

Le prime due assunzioni non è stato difficile “implementarle” in SWMM. Come già mostrato infatti, la prima è stata ottenuta aumentando di circa settanta centimetri gli argini attuali dell’Alfiere, la seconda introducendo uno scaricatore nel modello.

Relativamente al terzo “vincolo” è necessario descrivere innanzitutto lo schema concettuale utilizzato per caratterizzare il funzionamento delle idrovore.

Sulla base dei dati a disposizione è stato possibile definire il loro funzionamento attraverso l’attribuzione di curve del tipo “livello del pelo libero nel nodo 19 (o nel nodo 18) - portata sollevata dall’idrovora GR3 (o dalle idrovore GR1 e GR2)”. Così facendo però non veniva considerato il caso in cui l’idrovora sull’Alfiere fosse stata insufficiente mentre quelle del Rinascita completamente sufficienti.

Va ricordato infatti che il Diaframma nella realtà viene utilizzato proprio per evitare quanto appena osservato. Più precisamente, nel momento in cui l’idrovora sull’Alfiere non è più in grado di mantenere il livello dell’acqua alle quote di regolazione, attraverso l’apertura del Diaframma si cerca di far defluire parte della portata in arrivo dal Collettore nel Bacino d’arrivo del Rinascita, ridistribuendo così le portate all’intero impianto idrovoro. Come già precedentemente evidenziato il Rinascita raccoglie le acque dei terreni più depressi del Compensorio e pertanto l’intero Collettore (ed anche ovviamente il suo Bacino d’arrivo) risulta essere posto a quote inferiori rispetto agli altri. Inoltre va sottolineato che, le idrovore a disposizione del Rinascita, sono in grado di sollevare complessivamente $12 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre quella sull’Alfiere può sollevarne solamente $9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Sulla base di queste considerazioni e di quanto riportato dai Tecnici del Consorzio, durante tutti gli eventi di piena il pelo libero nel Bacino d’arrivo dell’Alfiere risulta essere, in quote assolute, superiore a quello del Rinascita permettendo così il passaggio dell’acqua attraverso il Diaframma.

Le osservazioni effettuate sino ad ora giustificano un ulteriore controllo imposto al funzionamento delle idrovore GR1 e GR2 basato sul livello del pelo libero del nodo 19 (nodo terminale del Bacino d’arrivo dell’Alfiere).

Più precisamente nel caso in cui tale livello superi i 18.50 m s.l.m. e le due idrovore non siano a regime, la portata complessiva sollevata dai due gruppi passa direttamente a $12 \text{ m}^3/\text{s}$. Il passaggio dell’acqua dall’Alfiere al Rinascita, ad esclusione della fase di

calibrazione, è garantito imponendo un grado d'apertura al Diaframma sempre pari all'unità.

A conclusione di quanto precedentemente enunciato, affinché sia rispettata la terza ipotesi, sono stati utilizzati i controlli appena descritti con l'aggiunta della seguente ulteriore condizione: nel caso in cui la portata dell'ultimo tratto del Collettore Alfieri superi i $21 \text{ m}^3/\text{s}$ la paratoia si chiude impedendo alle acque del Rinascita di defluire all'impianto idrovoro e permettendo a quest'ultimo di essere a completo servizio dell'Alfiere. Per evitare esondazioni, le portate del Rinascita vengono invasate nella cassa d'espansione.

Prima di procedere alla trattazione delle simulazioni eseguite, è necessario effettuare un'ultima precisazione riguardo ad un aspetto forse non sufficientemente illustrato.

Come si è avuto modo di notare in fase di calibrazione, le manovre eseguite sul Diaframma influenzano in maniera sostanziale il funzionamento della rete esaminata.

Sulla base dei risultati ottenuti nelle prime simulazioni eseguite in seguito all'implementazione della cassa d'espansione, è stato possibile notare che la manovra migliore del Diaframma ai fini della "ridistribuzione" delle portate nell'intero impianto idrovoro è lasciare questo manufatto completamente aperto durante il colmo dell'evento di piena. Pertanto tutte le simulazioni di seguito descritte sono state ottenute caratterizzando il Diaframma con un grado d'apertura sempre pari all'unità.

5.4.3.2 Dimensionamento

Nel presente paragrafo viene descritta la procedura di simulazione eseguita per determinare come variano i volumi della cassa al variare delle dimensioni del manufatto scaricatore.

L'evento di piena disponibile corrisponde ad un evento con tempo di ritorni di vent'anni. Tuttavia, col fine di fornire indicazioni sul comportamento della rete anche nel caso di eventi di piena più gravosi, gli idrogrammi di progetto a disposizione sono stati incrementati del 5%, 10%, 15% e 20%, valutando così 5 diversi scenari di piena.

Nelle Figure 5.6÷5.9 sono riportati gli idrogrammi in ingresso ai diversi Collettori relativi ai diversi eventi.

Le simulazioni sono avvenute imponendo:

- alle idrovore ed alla paratoia i controlli sopracitati,
- al Diaframma un grado d'apertura sempre pari all'unità,
- ai nodi d'ingresso della rete gli idrogrammi corrispondenti all'evento di piena considerato

ed andando a dimensionare la lunghezza e l'altezza della soglia (rispetto al fondo del Collettore) dello scaricatore laterale in modo da evitare esondazioni nel Rinascita.

Per determinare come variano le dimensioni del manufatto sfioratore e dei volumi della cassa d'espansione sono state ipotizzate, per ogni evento di piena, 4 possibili altezze della soglia: 3 m, 2.5 m, 2 m e 1.8 m; per ognuna di queste sono state simulate 4 diverse lunghezze: 150 m, 100 m, 70 m e 35 m.

Ai fini della tesi, non è stato ritenuto significativo descrivere in maniera dettagliata tutte le diverse simulazioni in quanto, in primo luogo, si appesantirebbe ulteriormente l'elaborato ed in secondo luogo, dal punto di vista del funzionamento idraulico della rete, i diversi scenari di piena sono del tutto simili: ovviamente in funzione dell'evento considerato e delle dimensioni del manufatto scaricatore variano i volumi della cassa d'espansione, ma le manovre dei dispositivi rimangono le medesime per tutti gli eventi (questi sono infatti regolati dalle ipotesi sopracitate).

Sulla base di quanto appena osservato viene riportato come esempio del funzionamento della rete l'evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni.

Nel successivo paragrafo verranno invece trattati dettagliatamente i risultati delle diverse simulazioni.

Piena di progetto con tempo di ritorno di 20 anni

La simulazione è stata ottenuta inserendo nei nodi d'ingresso della rete gli idrogrammi riportati nelle Figure 5.6÷5.9 mentre lo scaricatore è stato caratterizzato da una lunghezza ed altezza della soglia (rispetto al fondo del Collettore) rispettivamente di 100 m e 2 m.

Il calcolo segnala limitate esondazioni nel Vittoria (al sostegno due Luci) pari a $12 \times 10^3 \text{ m}^3$ e nell'Alfiere (nel nodo terminale del Bacino d'arrivo) pari a $15 \times 10^3 \text{ m}^3$. Il modello quantifica in $1238 \times 10^3 \text{ m}^3$ il volume fuoriuscito dallo sfioratore.

Le portate al colmo allo sbocco dei Collettori nelle vasche del Torrione sono di $23.5 \text{ m}^3/\text{s}$ per l'Alfiere e di $5 \text{ m}^3/\text{s}$ per il Rinascita. Dal confronto con le portate ottenute nelle simulazioni senza cassa d'espansione (Paragrafo 5.3) si può notare che la portata al colmo dell'Alfiere rimane pressoché invariata mentre la portata del Rinascita viene abbattuta di circa il 30%.

Risulta evidente che la cassa d'espansione ha laminato l'onda del Rinascita permettendo così di evitare esondazioni in questo collettore.

Un aspetto rilevante che emerge dalla simulazione è che, nonostante l'inserimento del manufatto laminatore sul Rinascita, si registrano comunque esondazioni nell'Alfiere e nel Vittoria. Questi risultati si giustificano considerando innanzitutto il valore della portata al colmo nel tratto terminale dell'Alfiere; tale valore infatti è superiore alla capacità complessiva di sollevamento dell'impianto idrovoro.

Il modello segnala che alle ore 30 la portata nel ramo 4 (tratto terminale dell'Alfiere) supera i $21 \text{ m}^3/\text{s}$. A questo punto la paratoia si chiude e l'intero impianto idrovoro è a servizio dell'Alfiere. Tuttavia dalle ore 37 fino alle ore 41 la quota assoluta del pelo libero nel nodo terminale del Bacino d'arrivo dell'Alfiere supera i 19.50 m s.l.m. generando esondazioni.

Il sormonto arginale nel Vittoria va interpretato nel modo già precedentemente descritto e cioè che a causa dell'insufficienza dell'impianto idrovoro il livello dell'Alfiere aumenta progressivamente impedendo al Vittoria di scaricare le proprie acque e costringendolo così a rigurgitare.

E' necessario infine fare un'ultima considerazione relativa al Diaframma e all'impianto del Torrione: il modello segnala che già poche ore dopo l'inizio della simulazione l'impianto idrovoro può essere considerato a completo servizio dell'Alfiere. Infatti, ipotizzando un Diaframma sempre completamente aperto, le portate dell'Alfiere sono in grado di transitare senza ostacoli nel Bacino d'arrivo del Rinascita che, come si ricorda, è posto a quote inferiori rispetto a quello dell'Alfiere. Inoltre, grazie alla presenza della cassa, le portate in arrivo all'impianto dai terreni più depressi del Bacino risultano essere ridotte di circa 30%.

Come si vedrà in seguito, nel caso in cui s'ipotizzi una paratoia sempre completamente aperta, dopo poche ore le portate dell'Alfiere sono in grado di risalire, attraverso il Diaframma e la paratoia, il tratto terminale del Rinascita ed andare a riempire la cassa d'espansione.

In Figura 5.10 vengono mostrate le portate sollevate dall'impianto idrovoro del Torrione.

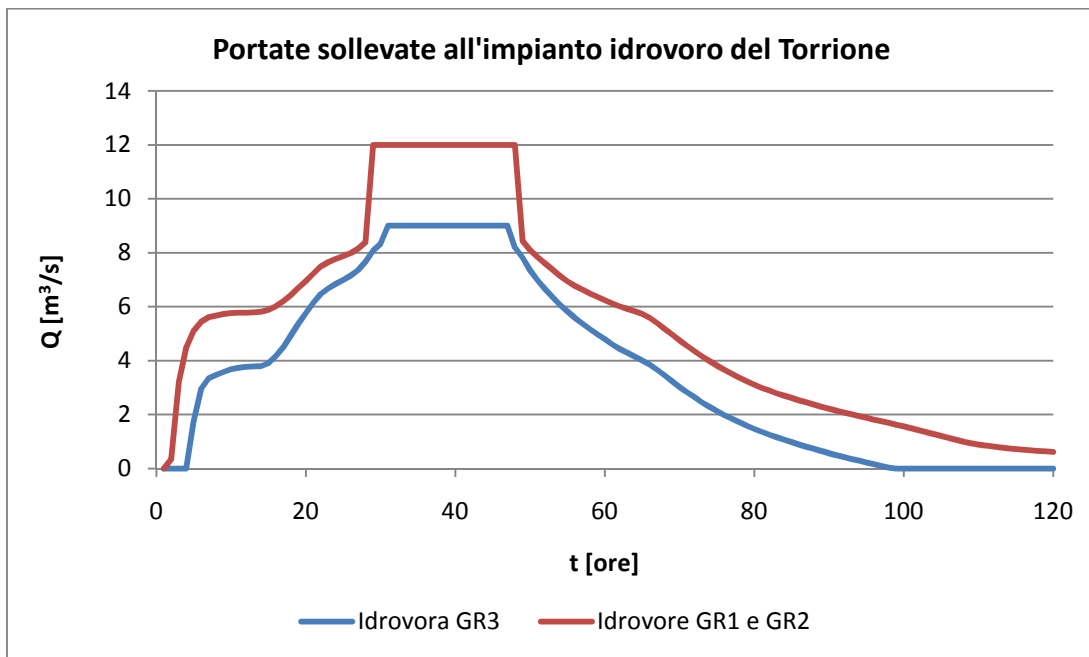


Figura 5.10: Portate sollevate all'impianto idrovoro del Torrione.

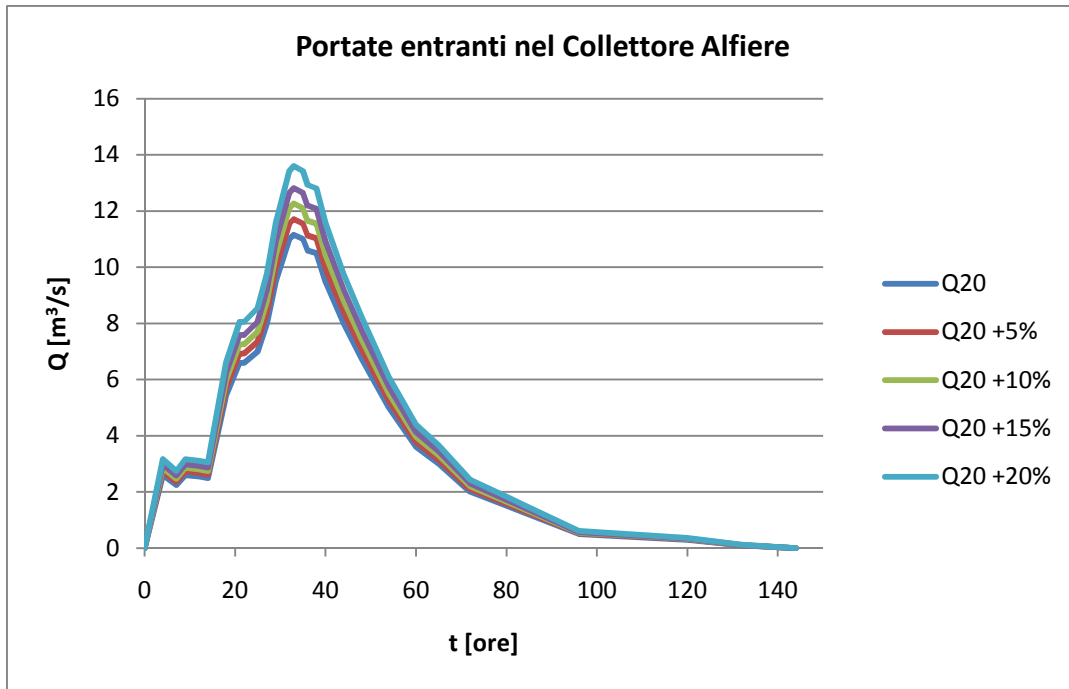


Figura 5.6: Portate entranti nel Collettore Alfieri.

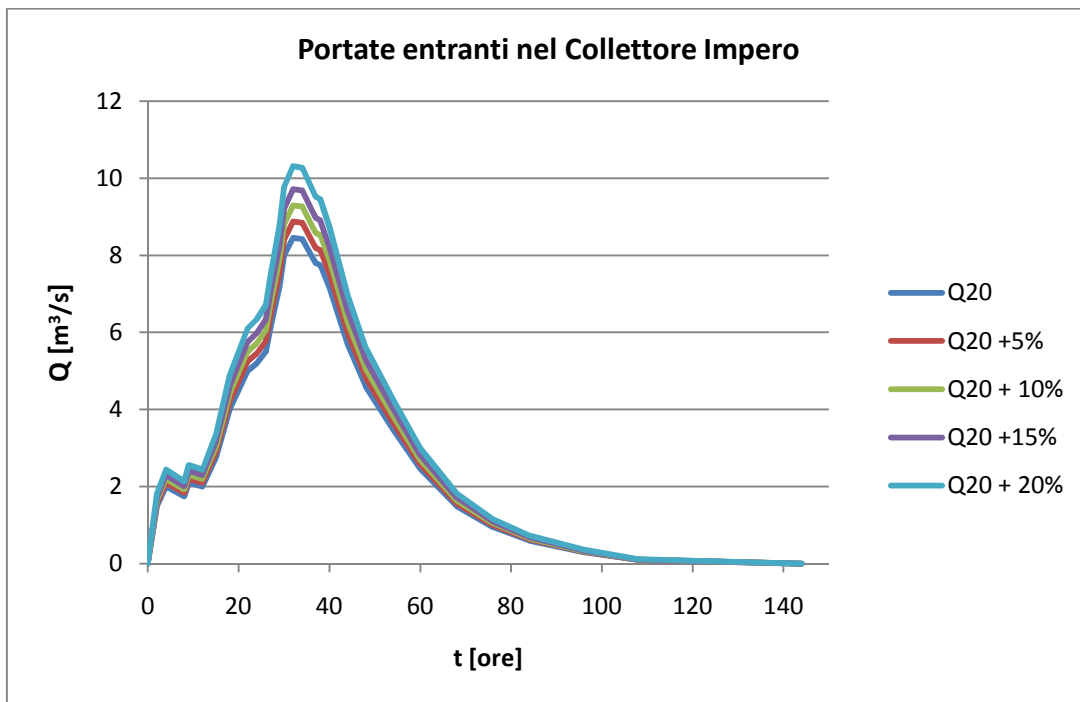


Figura 5.7: Portate entranti nel Collettore Impero.

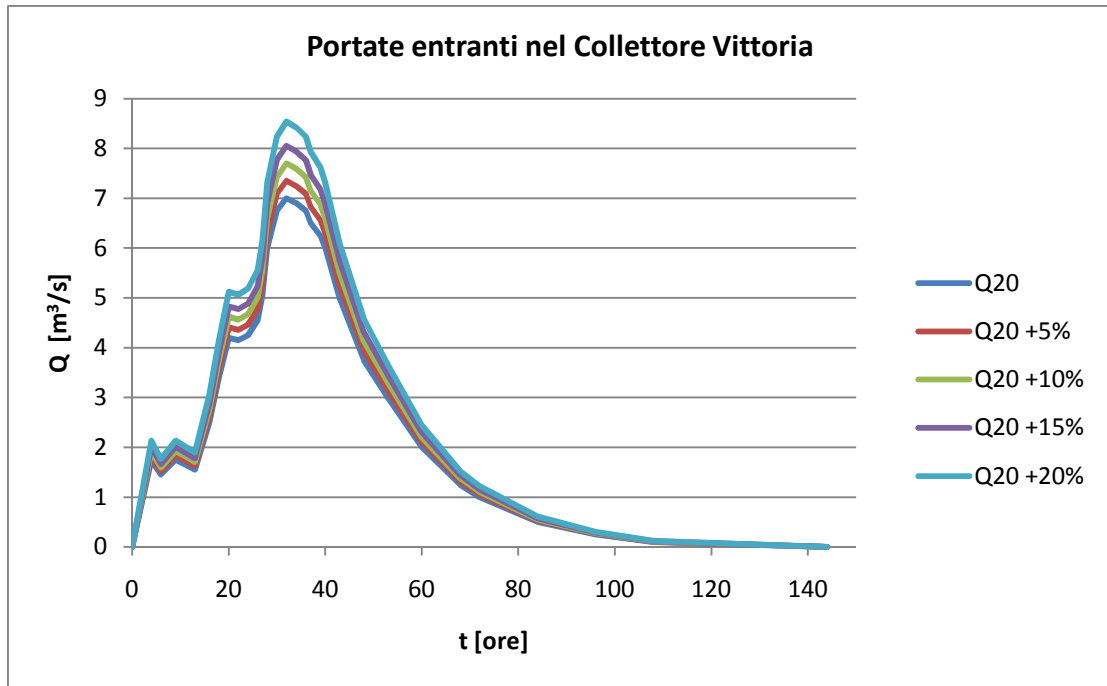


Figura 5.8: Portate entranti nel Collettore Vittoria.

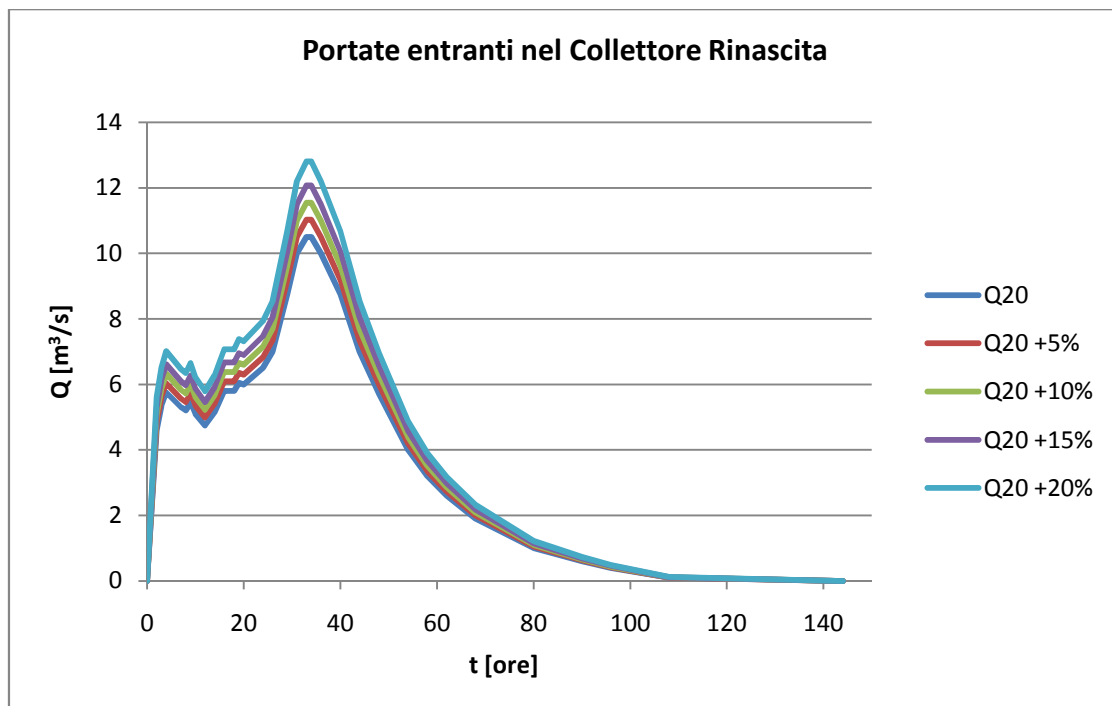


Figura 5.9: Portate entranti nel Collettore Rinascita.

5.4.3.3 Interpretazione dei risultati

Nel presente Paragrafo vengono riportati i risultati delle simulazioni dei 5 possibili eventi di piena descritti precedentemente.

Per una compressione più intuitiva si è deciso di rappresentare questi attraverso dei grafici. Si rimanda all'Appendice A l'analisi più dettagliata dei risultati del modello.

Come descritto nel precedente Paragrafo per ogni scenario di piena si è cercato di definire come varia il volume della cassa d'espansione in funzione della lunghezza dello scaricatore e dell'altezza della soglia.

Sulla base dei risultati delle simulazioni è stato osservato che, considerando lo stesso evento di piena e fissando l'altezza della soglia, il volume della cassa d'espansione non variava in maniera significativa al variare della lunghezza dello scaricatore. Fissando invece la lunghezza del manufatto e variando l'altezza della soglia i volumi della cassa d'espansione subivano variazioni apprezzabili.

La Figura 5.11 e la Tabella 5.3 mostrano la variazione del volume della cassa d'espansione (V) al variare dell'altezza della soglia (C) e considerano fissata la lunghezza del manufatto a 100 m.

Altezza della soglia [m]	Volume della cassa d'espansione [$\times 10^3 \text{m}^3$]				
	Q ₂₀	Q _{20+5%}	Q _{20+10%}	Q _{20+15%}	Q _{20+20%}
3	656	738	821	906	1024
2.5	863	943	1023	1106	1226
2	1238	1330	1425	1519	1648
1.8	1440	1529	1625	1719	1850

Tabella 5.3: Volumi della cassa d'espansione ottenuti dalle simulazioni

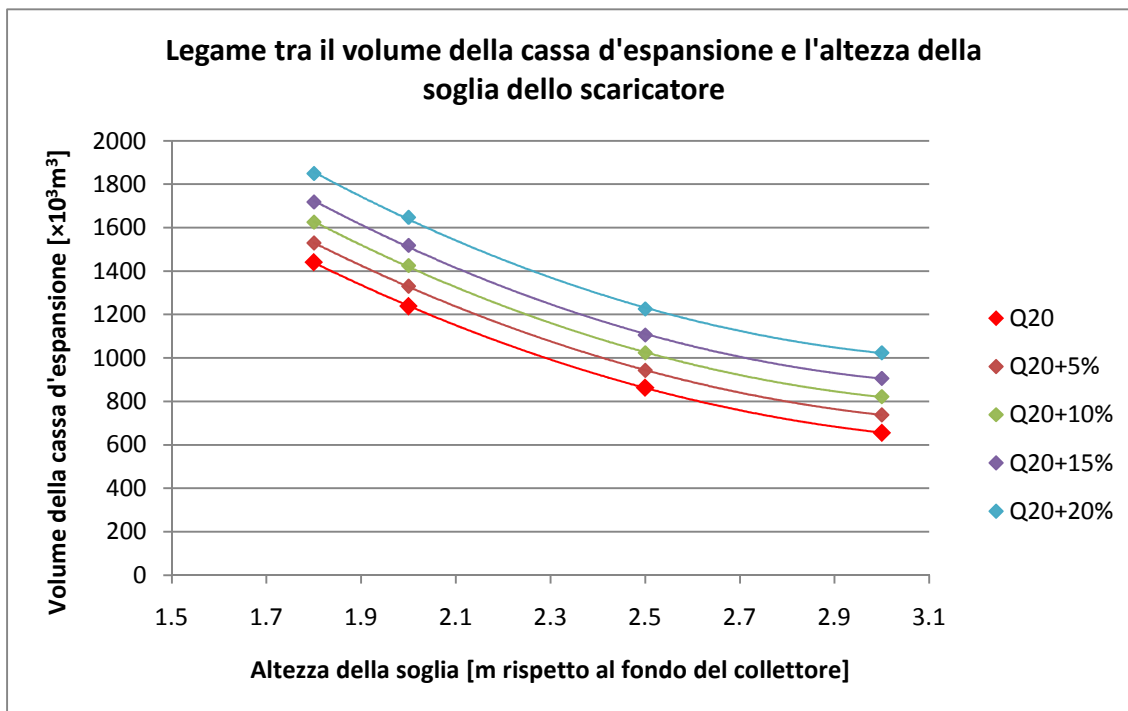


Figura 5.11: Rappresentazione grafica dei volumi della cassa d'espansione ottenuti variando l'evento di piena considerato.

La prima considerazione da rilevare è che nella Figura 5.11 i risultati delle simulazioni dello stesso evento (indicati con dei rombi) sono stati collegati attraverso una linea di tendenza. L'interpolazione è stata ottenuta utilizzando un polinomio di secondo grado. Sulla base di questa considerazione, come risulta evidente dal grafico, si nota un elevato incremento del volume della cassa a seconda che l'altezza della soglia sia 3 m, 2.5 m o 2 m.

Nelle simulazioni è stato ritenuto sufficiente fermarsi ad un valore minimo dell'altezza della soglia pari a 1.8 m poiché, come si nota dai risultati, a questa altezza della soglia corrispondono, in tutti gli eventi considerati, notevoli volumi della cassa.

Inoltre in base ai risultati delle simulazioni, per tale altezza si raggiungevano franchi arginali del collettore Rinascita pari a 80 cm per l'evento di piena più gravoso e di 96 cm per l'evento di piena meno intenso. Si ricorda che la profondità del Collettore varia da un minimo di 3 m ad un massimo di 4 m pertanto sembra prudente non superare i 3 metri come livello massimo dell'acqua nel Collettore.

In analogia con quanto appena esposto, è stato scelto di fissare il valore massimo dell'altezza della soglia pari a 3 m poiché in base ai risultati del modello si è osservato che, per tale valore, il franco arginale del Rinascita nel punto più sfavorevole variava tra i 23 cm ed i 6 cm.

Per le ragioni appena descritte i valori “limite” dell'altezza di soglia sono stati assunti pari a 1.8 m (al quale corrispondono volumi della cassa d'espansione elevati e franchi arginali altrettanto cospicui) ed a 3 m (al quale corrispondono volumi della cassa d'espansione notevolmente ridotti rispetto ai precedenti, ma franchi arginali di pochi cm). Ai fini della Tesi, variazioni dell'altezza della soglia al di fuori di questo range, sono state ritenute non significative.

Un'ulteriore considerazione che si può fare osservando i risultati riportati nella Figura 5.11 e nella Tabella 5.3 è relativa alla variazione del volume della cassa d'espansione al variare dell'evento di piena considerato.

Dall'osservazione dell'immagine potrebbe conseguire che le diverse curve siano tra loro traslate rigidamente in verticale di una quantità fissata. Si potrebbe giustificare questo fatto considerando che gli idrogrammi di progetto utilizzati sono stati ottenuti incrementando del 5%, 10%, 15% e 20% l'idrogramma con tempo di ritorno pari a 20 anni. Sulla base di questa ipotesi verrebbe rilevato che, incrementando del 20% il volume della cassa d'espansione dell'evento di piena meno intenso, si otterrebbe il volume della cassa d'espansione dell'evento più gravoso.

Considerati i risultati del modello, quanto appena detto sembra non essere valido.

In Tabella 5.4 sono stati riportati i volumi ottenuti dalle simulazioni dell'evento di piena più gravoso e meno gravoso (gli stessi riportati nella Tabella 5.3) mentre i volumi in giallo sono stati calcolati incrementando del 20% i valori della prima colonna.

Come si nota i volumi ottenuti attraverso i due differenti metodi sono differenti, soprattutto all'aumentare dell'altezza della soglia.

Altezza della soglia [m]	Volume della cassa d'espansione [$\times 10^3 \text{m}^3$]		
	Q_{20}	$Q_{20+20\%}$	$Q_{20+20\%}$
3	656	787	1024
2.5	863	1035	1226
2	1238	1485	1648
1.8	1440	1728	1850

Tabella 5.4: Confronto tra i volumi della cassa d'espansione ottenuti dalle simulazioni e quelli ottenuti incrementando del 20% i volumi calcolati utilizzando le Q_{20} .

L'ultima considerazione, di carattere generale, relativa ai risultati ottenuti riguarda i notevoli volumi che la cassa d'espansione dovrebbe essere in grado di poter contenere al fine di non creare sormonti arginali nel Rinascita.

Anche se in un primo momento questi volumi possono apparire troppo elevati, occorre tuttavia considerare l'entità del volume d'acqua sui campi che si invasa in seguito all'insufficienza della rete secondaria. Per un evento di piena con un tempo di ritorno di 20 anni, studi precedenti svolti dall'ex Consorzio, quantificano questo volume in $1.8 \times 10^3 \text{m}^3$ e pertanto è plausibile ottenere dimensioni così elevate della cassa d'espansione. Se in aggiunta a questa affermazione si considera quanto mostrato nei paragrafi precedenti e ciò che, in seguito al risezionamento dell'Alfiere le portate in arrivo al Torrione da questo Collettore possono aumentare significativamente causando il rigurgito del Rinascita, i volumi ottenuti possono risultare non così eccessivi.

Va infine ricordato che il presente studio si è basato su diverse ipotesi semplificative relative alla geometria dei collettori e dei manufatti della rete. Sicuramente studi più approfonditi permetterebbero di stimare in maniera più accurata il comportamento reale della rete ed il volume della cassa d'espansione.

Conclusioni

Lo scopo della presente Tesi è stato quello di fornire indicazioni sulla realizzazione di interventi finalizzati alla individuazione di più sicure condizioni di funzionamento della rete dei collettori del Bacino delle Acque Basse dell'ex Consorzio di Bonifica Bentivoglio Enza. In particolar modo ha avuto il compito di definire l'effetto che la realizzazione di una cassa d'espansione avrebbe sul comportamento dei collettori che drenano questi territori.

Il Bacino in esame ha un'estensione di circa 6000 ha e viene drenato meccanicamente attraverso un impianto idrovoro situato nei pressi della confluenza tra il Torrente Crostolo ed il Po.

Per la realizzazione dello studio ci si è avvalsi delle informazioni fornite dall'ex Consorzio.

La Tesi è stata sviluppata attraverso la realizzazione di un modello idraulico della rete dei collettori principali che ha permesso di simulare, considerando diversi scenari di piena, il comportamento della rete in seguito all'inserimento di una cassa d'espansione.

Per le simulazioni si è utilizzato il software di calcolo EPA Storm Water Management Model (SWMM).

Particolarmente impegnativa è stata la fase di calibrazione, durante la quale è stata osservata l'elevata influenza che il cosiddetto Diaframma Alfieri-Rinascita ha sul comportamento idraulico dell'intera rete; solo la corretta simulazione della sua manovra ha consentito di raggiungere un'accettabile rappresentazione del fenomeno osservato.

La procedura di taratura è terminata in seguito all'implementazione dell'impianto idrovoro del Torrione, ottenuto inserendo tre pompe nel modello.

Studi precedenti svolti dal Consorzio dimostrano che, nelle attuali condizioni, l'insufficienza della rete secondaria dei canali lamina le onde di piena attraverso l'invaso sui campi, riducendo i deflussi verso i collettori principali e all'impianto idrovoro. Per tale ragione, attualmente, questi risultano essere compatibili con le portate che essi sono chiamati a convogliare.

In seguito all'implementazione della rete ed alla sua calibrazione è stato possibile simulare il suo comportamento nell'ipotesi che la rete secondaria avesse dimensioni ovunque sufficienti.

Le simulazioni hanno evidenziato che, in assenza di esondazioni a monte, vi sarebbe una grave insufficienza dei collettori e dell'impianto idrovoro, con evidenti sormonti arginali.

Sulla base di questi risultati è stato possibile inserire nel modello una cassa d'espansione. I volumi che questo manufatto dovrebbe avere per la messa in sicurezza del Bacino, variano ovviamente in funzione dell'evento di piena considerato. Per un evento con tempo di ritorno di vent'anni il modello quantifica un volume che, a seconda delle dimensioni dello scaricatore, varia tra circa 600 mila m³ e 1400 mila m³.

Col fine di valutare il comportamento della rete anche durante eventi di piena più gravosi ma non avendo a disposizione eventi di piena con un tempo di ritorno superiore a vent'anni si è deciso di incrementare tale l'evento del 5%, 10%, 15% e 20%.

Per ognuna di queste situazioni è stato osservato il legame tra la lunghezza dello sfioratore, l'altezza della sua soglia ed il volume della cassa d'espansione.

Le simulazioni indicano che il volume della cassa d'espansione per l'evento più gravoso risulta variare, a seconda delle dimensioni del manufatto scaricatore, tra i 1024 mila m³ ed i 1850 mila m³.

Anche se in un primo momento i volumi calcolati dal modello possono sembrare troppo elevati, occorre considerare l'enorme invaso d'acqua che si verifica sui campi in seguito all'insufficienza della rete secondaria. Per un evento di piena con un tempo di ritorno di 20 anni, studi precedenti svolti dall'ex Consorzio, quantificano questo volume in 1800 mila m³ e pertanto è plausibile ottenere dimensioni così elevate della cassa d'espansione.

Va infine ricordato che il presente studio si è basato su diverse ipotesi semplificative relative alla geometria dei collettori e dei manufatti della rete. Sicuramente studi più approfonditi riuscirebbero a stimare in maniera più accurata il comportamento reale della rete ed il volume dell'eventuale cassa d'espansione.

Bibliografia

Prof. Ing. Natale “Valutazione delle situazioni di rischio idraulico nel territorio della Bonifica Bentivoglio Enza e predisposizione delle misure atte a garantirne la salvaguardia”.

U.S. EPA, “Storm Water Management Model. User’s Guide”, Athens, Georgia, 1992.

“Manuale di Ingegneria Civile”, E.S.A.C., Roma, 1987.

www.bentivoglioenza.re.it

Ringraziamenti

Un ringraziamento dovuto e sentito va a chi ha permesso che questa tesi potesse essere realizzata: al Prof. Ing. Montanari ed al Dott.Ing. Castiglioni, che con estrema disponibilità mi ha seguito in questi mesi di intenso lavoro. Gli incontri settimanali si sono susseguiti in un clima di serenità e di didattica amichevole, rendendo piacevole e stimolante il lavoro.

Un doveroso ringraziamento lo rivolgo all'Ing. Monica ed al Geom. Ferrari per la disponibilità e la gentilezza dimostrata durante gli incontri necessari per la stesura dell'elaborato.

Grazie ancora a Simone, Alessio, Monica ed a tutti gli altri ragazzi del D.I.S.T.A.R.T. che mi hanno accolto in modo così amichevole.

Un ringraziamento particolare va a tutti i compagni di corso sia di Modena che di Bologna: Luca, il nonno, Dotti, Fede, Giulia, Zanna, Francesca, Serra, Lollo, Fra, Ari, Bea.

Dei ringraziamenti speciali vanno a Dando, Bre ed a Nico per gli indimenticabili mesi trascorsi a Bologna. Mai mi sarei aspettato dei coinquilini così..fantastici.

Ed è finalmente arrivato il momento di ringraziare gli amici della compagnia di Ravarino: Luca, Calzo, Lollo, Vigna, Dani, Rebo, Simeoni, Je e Bre. Sono gli amici a me più cari, quelli che mi hanno accompagnato fin da piccolo. Li desidero ringraziare per esserci sempre stati nei momenti più difficili. Un ringraziamento altrettanto sentito va a Sonia, Giulia, Stefi, ed a quella gnappetta della Giorgia.

Un forte abbraccio va alla Linda, Mirco, Manu, i Fabi, Cori, Leti, Buf, Vera ed Enri, meravigliosi amici che mi son sempre stati accanto.

Saluto Davide, il maestro, Stefano, Tomas, Elia e Michele.

Particolari ringraziamenti sono rivolti all'Elisa, per tutta la serenità che mi ha trasmesso in questi anni.

Infine se sono qui a scrivere lo devo a mamma, papà ed a mio fratello, che hanno fatto tanti sacrifici per me, e che spero di ricompensare. Saperli orgogliosi e contenti mi fa guardare al futuro con più sicurezza e serenità.

APPENDICE A

Il comportamento della rete sottoposta ai differenti eventi di piena è stato interpretato andando ad osservare i valori che determinate variabili assumevano in punti della rete considerati significativi per il comportamento dell'intero Bacino.

Le variabili osservate sono state:

- livello idrometrico a Casella Bianca (CB): questo è indicativo della quota del pelo libero dei Collettori Vittoria ed Impero. Va ricordato infatti che tutti i Collettori della rete sono caratterizzati da pendenze di fondo bassissime e possono essere senza dubbio considerati come alvei a debole pendenza. Pertanto il loro profilo viene influenzato dalle condizioni di valle;
- livelli idrometrici delle vasche di carico all'impianto idrovoro del Torrione: sono stati ritenuti significativi in quanto sono i nodi terminali della rete e pertanto, sulla base delle considerazioni precedenti, possono considerarsi determinanti per il funzionamento dell'intera rete. Nelle Tabelle i nodi corrispondenti alle due vasche di carico sono indicati con la sigla GR3 per quella sull'Alfiere, GR1-GR2 per quella sul Rinascita;
- livello idrometrico a botte Oleta (nodo 13) e del nodo 15 (nodo che collega l'ultimo tratto del Rinascita con la botte sottopassante il Derivatore): questi sono indicativi dell'altezza del pelo libero che il Rinascita può raggiungere.

In aggiunta a questi parametri sono state considerate le portate al colmo nell'ultimo tratto dell'Alfiere e nello scaricatore. Di questo manufatto si è inoltre registrato il livello massimo che ha raggiunto l'acqua sopra la soglia, indicato con H^* .

Infine, per ogni simulazione, viene riportato il volume della cassa d'espansione e le eventuali esondazioni.

Si ricorda che nelle seguenti Tabelle tutti valori riportati relativi alle portate ed a dei livelli idrometrici si riferiscono ai valori massimi ottenuti considerando la durata dell'intera simulazione, pertanto prescindono dal momento in cui si sono verificati.

Tabella A.1

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	3	19.83	19.50	18.76	18.61	18.73	23.83	10.99	0.15	662	Vitt. (nodo 12)	40
											GR3 (nodo 19)	58
100	3	19.83	19.50	18.76	18.65	18.77	23.83	10.89	0.19	656	Vitt. (nodo 12)	42
											GR3 (nodo 19)	61
70	3	19.83	19.50	18.77	18.70	18.81	23.83	10.84	0.24	648	Vitt. (nodo 12)	43
											GR3 (nodo 19)	65
35	3	19.83	19.50	18.78	18.81	18.91	23.88	10.41	0.35	622	Vitt. (nodo 12)	47
											GR3 (nodo 19)	82
150	2.5	19.83	19.50	18.74	18.11	18.36	23.58	11.39	0.15	876	Vitt. (nodo 12)	21
											GR3 (nodo 19)	28
100	2.5	19.82	19.50	18.74	18.16	18.38	23.58	11.37	0.2	863	Vitt. (nodo 12)	22
											GR3 (nodo 19)	30
70	2.5	19.83	19.50	18.74	18.20	18.42	23.66	11.34	0.24	849	Vitt. (nodo 12)	24
											GR3 (nodo 19)	32
35	2.5	19.83	19.50	18.75	18.33	18.51	23.84	11.26	0.37	815	Vitt. (nodo 12)	27
											GR3 (nodo 19)	37

Tabella A.1: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni.

Tabella A.1- segue

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	2	19.82	19.50	18.73	17.62	18.10	23.53	11.65	0.16	1260	Vitt. (nodo 12)	12
											GR3 (nodo 19)	14
100	2	19.82	19.50	18.73	17.65	18.11	23.51	11.63	0.20	1238	Vitt. (nodo 12)	12
											GR3 (nodo 19)	15
70	2	19.82	19.50	18.73	17.71	18.13	23.51	11.60	0.25	1215	Vitt. (nodo 12)	13
											GR3 (nodo 19)	16
35	2	19.83	19.50	18.73	17.83	18.19	23.51	11.53	0.37	1159	Vitt. (nodo 12)	15
											GR3 (nodo 19)	19
150	1.8	19.82	19.50	18.72	17.59	18.03	23.48	11.75	0.17	1446	Vitt. (nodo 12)	8
											GR3 (nodo 19)	10
100	1.8	19.83	19.50	18.73	17.47	18.04	23.48	11.73	0.2	1440	Vitt. (nodo 12)	9
											GR3 (nodo 19)	11
70	1.8	19.83	19.50	18.73	17.51	18.06	23.53	11.71	0.25	1412	Vitt. (nodo 12)	10
											GR3 (nodo 19)	12
35	1.8	19.83	19.50	18.73	17.64	18.10	23.53	11.64	0.38	1341	Vitt. (nodo 12)	12
											GR3 (nodo 19)	15

Tabella A.1: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni (segue).

Tabella A.2

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	3	19.83	19.50	18.76	18.62	18.75	23.90	11.51	0.15	744	Vitt. (nodo 12)	78
											GR3 (nodo 19)	81
100	3	19.83	19.50	18.76	18.66	18.78	23.65	11.40	0.20	738	Vitt. (nodo 12)	80
											GR3 (nodo 19)	85
70	3	19.83	19.50	18.75	18.70	18.82	23.90	11.35	0.24	730	Vitt. (nodo 12)	81
											GR3 (nodo 19)	89
35	3	19.83	19.50	18.79	18.82	18.91	24.18	10.89	0.36	699	Vitt. (nodo 12)	85
											GR3 (nodo 19)	110
150	2.5	19.83	19.50	18.74	18.12	18.38	23.91	11.91	0.16	957	Vitt. (nodo 12)	58
											GR3 (nodo 19)	50
100	2.5	19.83	19.50	18.74	18.16	18.41	23.83	11.97	0.20	943	Vitt. (nodo 12)	59
											GR3 (nodo 19)	51
70	2.5	19.83	19.50	18.74	18.21	18.44	24.21	11.93	0.25	928	Vitt. (nodo 12)	60
											GR3 (nodo 19)	53
35	2.5	19.83	19.50	18.75	18.34	18.53	24.17	11.82	0.38	893	Vitt. (nodo 12)	63
											GR3 (nodo 19)	59

Tabella A.2: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 5%.

Tabella A.2- segue

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	2	19.83	19.50	18.73	17.63	18.13	24.14	12.31	0.16	1352	Vitt. (nodo 12)	48
											GR3 (nodo 19)	35
100	2	19.83	19.50	18.73	17.66	18.15	24.13	12.29	0.21	1330	Vitt. (nodo 12)	49
											GR3 (nodo 19)	35
70	2	19.83	19.50	18.73	17.71	18.17	24.13	12.26	0.26	1305	Vitt. (nodo 12)	49
											GR3 (nodo 19)	36
35	2	19.83	19.50	18.73	17.83	18.20	23.84	12.19	0.39	1247	Vitt. (nodo 12)	51
											GR3 (nodo 19)	40
150	1.8	19.83	19.50	18.73	17.45	18.07	24.26	12.39	0.16	1556	Vitt. (nodo 12)	44
											GR3 (nodo 19)	29
100	1.8	19.83	19.50	18.73	17.48	18.08	24.25	12.37	0.22	1529	Vitt. (nodo 12)	45
											GR3 (nodo 19)	30
70	1.8	19.83	19.50	18.73	17.52	18.10	23.92	12.35	0.26	1501	Vitt. (nodo 12)	46
											GR3 (nodo 19)	32
35	1.8	19.83	19.50	18.73	17.65	18.14	24.14	12.29	0.39	1429	Vitt. (nodo 12)	48
											GR3 (nodo 19)	34

Tabella A.2: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 5% (segue).

Tabella A.3

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	3	19.83	19.50	18.76	18.62	18.76	24.52	12.03	0.16	829	Vitt. (nodo 12)	122
											GR3 (nodo 19)	105
100	3	19.83	19.50	18.76	18.66	18.80	24.52	11.95	0.20	821	Vitt. (nodo 12)	124
											GR3 (nodo 19)	109
70	3	19.83	19.50	18.77	18.71	18.84	24.52	11.86	0.25	813	Vitt. (nodo 12)	126
											GR3 (nodo 19)	115
35	3	19.83	19.50	18.78	18.83	18.94	24.51	11.36	0.37	780	Vitt. (nodo 12)	130
											GR3 (nodo 19)	138
150	2.5	19.83	19.50	18.74	18.12	18.40	24.68	12.53	0.16	1037	Vitt. (nodo 12)	100
											GR3 (nodo 19)	71
100	2.5	19.83	19.50	18.74	18.17	18.43	24.62	12.49	0.21	1023	Vitt. (nodo 12)	101
											GR3 (nodo 19)	74
70	2.5	19.83	19.50	18.75	18.22	18.46	24.56	12.45	0.26	1009	Vitt. (nodo 12)	103
											GR3 (nodo 19)	76
35	2.5	19.83	19.50	18.75	18.35	18.56	24.52	12.34	0.39	975	Vitt. (nodo 12)	106
											GR3 (nodo 19)	82

Tabella A.3: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 10%.

Tabella A.3-segue

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	2	19.83	19.50	18.73	17.63	18.16	23.85	12.86	0.17	1449	Vitt. (nodo 12)	90
											GR3 (nodo 19)	54
100	2	19.83	19.50	18.73	17.67	18.18	24.51	12.83	0.21	1425	Vitt. (nodo 12)	91
											GR3 (nodo 19)	55
70	2	19.83	19.50	18.73	17.72	18.20	24.51	12.80	0.26	1400	Vitt. (nodo 12)	92
											GR3 (nodo 19)	57
35	2	19.83	19.50	18.74	17.86	18.26	24.52	12.72	0.40	1339	Vitt. (nodo 12)	93
											GR3 (nodo 19)	60
150	1.8	19.83	19.50	18.73	17.43	18.11	24.53	13.29	0.17	1652	Vitt. (nodo 12)	87
											GR3 (nodo 19)	49
100	1.8	19.83	19.50	18.73	17.47	18.08	24.51	12.95	0.21	1625	Vitt. (nodo 12)	87
											GR3 (nodo 19)	50
70	1.8	19.83	19.50	18.73	17.52	18.13	24.51	12.91	0.26	1596	Vitt. (nodo 12)	88
											GR3 (nodo 19)	51
35	1.8	19.83	19.50	18.73	17.64	18.17	24.51	12.84	0.40	1522	Vitt. (nodo 12)	90
											GR3 (nodo 19)	55

Tabella A.3: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 10% (segue).

Tabella A.4

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	3	19.83	19.50	18.76	18.62	18.78	24.84	12.54	0.16	914	Vitt. (nodo 12)	171
											GR3 (nodo 19)	130
100	3	19.83	19.50	18.77	18.67	18.82	24.84	12.47	0.21	906	Vitt. (nodo 12)	173
											GR3 (nodo 19)	134
70	3	19.83	19.50	18.77	18.72	18.86	24.84	12.37	0.26	896	Vitt. (nodo 12)	175
											GR3 (nodo 19)	140
35	3	19.83	19.50	18.79	18.84	18.96	24.82	11.83	0.38	859	Vitt. (nodo 12)	179
											GR3 (nodo 19)	167
150	2.5	19.83	19.50	18.74	18.13	18.43	24.86	13.05	0.17	1119	Vitt. (nodo 12)	148
											GR3 (nodo 19)	93
100	2.5	19.83	19.50	18.74	18.17	18.46	24.89	13.02	0.22	1106	Vitt. (nodo 12)	149
											GR3 (nodo 19)	95
70	2.5	19.83	19.50	18.75	18.22	18.49	24.94	12.93	0.26	1092	Vitt. (nodo 12)	151
											GR3 (nodo 19)	98
35	2.5	19.83	19.50	18.75	18.36	18.58	24.85	12.86	0.40	1058	Vitt. (nodo 12)	154
											GR3 (nodo 19)	105

Tabella A.4: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 15%.

Tabella A.4-segue

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	2	19.83	19.50	18.73	17.63	18.20	24.84	13.38	0.17	1544	Vitt. (nodo 12)	138
											GR3 (nodo 19)	74
100	2	19.83	19.50	18.73	17.68	18.21	24.84	13.35	0.22	1519	Vitt. (nodo 12)	138
											GR3 (nodo 19)	76
70	2	19.83	19.50	18.73	17.73	18.23	24.84	13.26	0.27	1493	Vitt. (nodo 12)	139
											GR3 (nodo 19)	77
35	2	19.83	19.50	18.74	17.86	18.29	24.85	13.24	0.41	1429	Vitt. (nodo 12)	141
											GR3 (nodo 19)	81
150	1.8	19.83	19.50	18.73	17.43	18.15	24.93	13.49	0.17	1747	Vitt. (nodo 12)	134
											GR3 (nodo 19)	68
100	1.8	19.83	19.50	18.73	17.48	18.16	24.90	13.46	0.22	1719	Vitt. (nodo 12)	135
											GR3 (nodo 19)	70
70	1.8	19.83	19.50	18.73	17.53	18.17	24.87	13.44	0.27	1690	Vitt. (nodo 12)	136
											GR3 (nodo 19)	71
35	1.8	19.83	19.50	18.73	17.67	18.21	24.84	13.36	0.41	1615	Vitt. (nodo 12)	138
											GR3 (nodo 19)	75

Tabella A.4: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 15% (segue).

Tabella A.5

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	3	19.83	19.50	18.76	18.63	18.80	25.28	13.24	0.17	1033	Vitt. (nodo 12)	246
											GR3 (nodo 19)	166
100	3	19.83	19.50	18.77	18.68	18.84	25.25	13.19	0.22	1024	Vitt. (nodo 12)	248
											GR3 (nodo 19)	170
70	3	19.83	19.50	18.77	18.73	18.88	25.27	13.09	0.27	1014	Vitt. (nodo 12)	250
											GR3 (nodo 19)	177
35	3	19.83	19.50	18.79	18.85	18.99	25.26	12.52	0.39	971	Vitt. (nodo 12)	254
											GR3 (nodo 19)	209
150	2.5	19.83	19.50	18.74	18.13	18.46	25.29	13.78	0.17	1240	Vitt. (nodo 12)	222
											GR3 (nodo 19)	125
100	2.5	19.83	19.50	18.74	18.18	18.49	25.29	13.70	0.22	1226	Vitt. (nodo 12)	223
											GR3 (nodo 19)	127
70	2.5	19.83	19.50	18.74	18.23	18.52	25.29	13.70	0.27	1213	Vitt. (nodo 12)	225
											GR3 (nodo 19)	130
35	2.5	19.83	19.50	18.75	18.37	18.61	25.28	13.58	0.41	1179	Vitt. (nodo 12)	229
											GR3 (nodo 19)	138

Tabella A.5: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 20%.

Tabella A.5-segue

L [m]	C [m]	Livello idrometrico [m slm]					Portate [m ³ /s]			Vol. Cassa [10 ³ m ³]	Esondazioni 10 ³ m ³	
		CB	GR3	GR1- GR2	B.te Rin.	B.te Oleta	Alfiere	Scaricatore				
		Nodo 8	Nodo 19	Nodo 18	Nodo 13	Nodo 15	Ramo 4	Q _{max}	H*			
150	2	19.83	19.50	18.73	17.64	18.24	25.30	14.11	0.18	1674	Vitt. (nodo 12)	211
											GR3 (nodo 19)	104
100	2	19.83	19.50	18.73	17.68	18.26	25.30	14.08	0.22	1648	Vitt. (nodo 12)	211
											GR3 (nodo 19)	105
70	2	19.83	19.50	18.73	17.73	18.28	25.30	14.05	0.28	1619	Vitt. (nodo 12)	212
											GR3 (nodo 19)	107
35	2	19.83	19.50	18.73	17.88	18.33	25.29	13.89	0.42	1552	Vitt. (nodo 12)	214
											GR3 (nodo 19)	112
150	1.8	19.83	19.50	18.73	17.44	18.19	25.30	14.22	0.18	1878	Vitt. (nodo 12)	207
											GR3 (nodo 19)	97
100	1.8	19.83	19.50	18.73	17.48	18.21	25.30	14.20	0.23	1850	Vitt. (nodo 12)	208
											GR3 (nodo 19)	99
70	1.8	19.83	19.50	18.73	17.54	18.22	25.30	14.17	0.28	1819	Vitt. (nodo 12)	209
											GR3 (nodo 19)	100
35	1.8	19.83	19.50	18.73	17.68	18.26	25.30	14.08	0.42	1740	Vitt. (nodo 12)	211
											GR3 (nodo 19)	105

Tabella A.5: Risultati ottenuti considerando un evento di piena con tempo di ritorno di vent'anni incrementato del 20% (segue).