

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI
BOLOGNA**

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE
Laurea specialistica in infrastrutture viarie e trasporti L-S

DIPARTIMENTO
D.I.C.A.M

TESI DI LAUREA

in

Costruzioni idrauliche e protezione idraulica del territorio L-S

**ANALISI IDRAULICA ED IDROLOGICA DEL BACINO
CONSORZIALE "RODELLA" MEDIANTE
MODELLAZIONE DI EVENTI METEORICI
SIGNIFICATIVI E DEL COMPORTAMENTO DELLE
RELATIVE OPERE DI DIFESA DEL SUOLO**

CANDIDATO
Enrico Semprini

RELATORE:
Prof. Ing. Castellarin Attilio

CORRELATORE/CORRELATORI
Dott. Ing. Cicchetti Andrea
Dott. Ing. Maglionico Marco

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

Tesi dedicata a Zamagna Giorgio
02/10/1929 - 23/07/2010

Indice

Introduzione	Pag. 1
Capitolo 1: presentazione del caso di studio	Pag. 4
1.1 Il territorio in analisi	Pag. 4
1.2 Il preesistente Consorzio di Bonifica	Pag. 6
1.2.1 Caratteristiche della rete idraulica	Pag. 7
1.3 Il caso di studio: il bacino “Rodella”	Pag. 8
1.3.1 Le opere idrauliche	Pag. 9
Capitolo 2: Il programma di calcolo SWMM	Pag. 16
2.1 Descrizione Di SWMM	Pag. 16
2.2 Caratteristiche principali del modello matematico utilizzato	Pag. 17
2.2.1 Descrizione dei blocchi di SWMM	Pag. 19
2.3 Calcolo del deflusso superficiale (RUNOFF)	Pag. 21
2.3.1 Routine idraulica	Pag. 23
2.3.2 Equazioni fondamentali del modello idraulico	Pag. 24
2.4 Soluzione numerica con il metodo di Eulero modificato	Pag. 26
2.4.1 Stabilità numerica	Pag. 28
2.4.2 Lo schema esplicito di SWMM	Pag. 30
2.5 Condotti equivalenti	Pag. 31
2.6 Condizione di sovraccarico e allagamento	Pag. 32
Capitolo 3: Creazione, calibrazione e validazione del modello	Pag. 35
3.1 Eventi registrati	Pag. 35
3.1.1 Dati registrati e loro elaborazioni	Pag. 36
3.2 Creazione del modello di calibrazione	Pag. 41
3.2.1 Calibrazione del metodo SCS – Curve Number	Pag. 44
3.2.2 Calibrazione dell’acquifero	Pag. 51
3.3 I risultati di calibrazione	Pag. 53
3.3.1 I risultati di calibrazione della vasca di laminazione	Pag. 58
3.3.2 Calibrazione dello scolmatore	Pag. 60
3.4 Validazione del modello	Pag. 62
Capitolo 4: Dati di progetto	Pag. 66
4.1 Elementi di statistica	Pag. 66
4.2 Distribuzione di probabilità dei valori estremi	Pag. 67
4.2.1 Legge doppio – esponenziale o di Gumbel	Pag. 69
4.3 Metodi di stima dei parametri	Pag. 71
4.3.1 Metodo dei momenti	Pag. 71
4.3.2 Metodo della massima verosimiglianza	Pag. 72
4.3.3 Metodo dei minimi quadrati	Pag. 73
4.4 Analisi delle piogge	Pag. 75
4.5 Inserimento dei dati meteorici: lo ietogramma Chicago	Pag. 82

Capitolo 5: Verifiche idrauliche

- 5.1** **Descrizione evento 1996**
- 5.2** **Simulazione dell'evento del 7-10-1996**
- 5.3** **Simulazione con pioggia sintetica**

Pag. 86

Pag. 86

Pag. 89

Pag. 94

Bibliografia

Pag.102

Introduzione

La recente emanazione nell'ottobre 2007 della Direttiva Europea 2007/60/CE (23/10/2007) per la valutazione e la gestione del rischio da allagamento per tutti i paesi comunitari rappresenta il punto di arrivo di una crescente percezione nei confronti del rischio di allagamento (v. Merz et al., 2007; Wilby et al., 2008). Consapevolezza acuita negli anni recenti in seguito a numerosi eventi in ambito europeo (Gran Bretagna 2004, 2007) ed italiano (v. ad es. recenti eventi alluvionali in Toscana dicembre 2009 e Veneto novembre 2010). In base ai dati raccolti dall'osservatorio internazionale dei disastri ("EM-DAT: The OFDA/CRED International Disaster Database"; www.emdat.be) emerge chiaramente come una quota rilevante dei danni economici complessivamente causati in Europa da disastri naturali siano da imputare ad eventi alluvionali (c.d. circa la metà del danno medio annuale, che ammonta a ~7.5 miliardi di Euro). Dopo il terremoto accaduto in Irpinia nel 1980, i maggiori danni economici occorsi a causa di disastri naturali fino al 2008 sono attribuibili ai recenti casi di straripamento del Fiume Po nel 1994 e 2000. Con riferimento esplicito al contesto italiano, la percezione di una "minaccia" idrogeologica crescente sta conquistando sempre maggior spazio nella scena pubblica, sia da parte dei tecnici preposti alle attività di difesa idraulica del territorio (ad es. pianificazione territoriale, progettazione e realizzazione degli interventi di mitigazione del rischio alluvionale, attività di protezione civile, ecc.) sia da parte dell'opinione pubblica. L'opera di antropizzazione del territorio altera di anno in anno il fragile equilibrio tra processi naturali e insediamenti artificiali abitativi, industriali e produttivi, molto spesso, senza tenere in debita considerazione gli aspetti che caratterizzano in modo significativo il comportamento idrologico-idraulico del territorio (v. ad es., Brath et al., 2003; Camorani et al., 2005). In particolare, la comprensione ed una accurata rappresentazione dei processi idrologici che presiedono alla formazione del deflusso superficiale ed al suo trasferimento lungo i versanti ed il reticolo drenante risulta fondamentale sia per quello che riguarda la previsione ed il controllo dei fenomeni alluvionali, sia per quello che riguarda smottamenti e frane. Un alto grado di impermeabilizzazione del suolo sconvolge e modifica significativamente il normale deflusso delle

acque, causando notevoli aumenti delle portate idriche in tempi molto brevi all'interno dei canali recettori. Un recente studio condotto da ARPA in collaborazione con la provincia di Rimini asserisce ad esempio: *<<la sempre maggiore urbanizzazione e conseguente impermeabilizzazione della superficie del bacino afferente, accentuano sempre più il carattere torrentizio del Marecchia, per cui le precipitazioni si riversano in tempi relativamente brevi nel corso d'acqua, aumentandone improvvisamente la portata, che poi diminuirà altrettanto rapidamente nei giorni successivi al termine dell'evento meteorico>>*. Lo studio in questione, incentrato sulle arterie fluviali, pone dunque l'accento sul cambiamento dei regimi di deflusso in stretta relazione all'aumento dell'edificato. Il problema dell'accentuarsi del carattere torrentizio del regime dei corsi d'acqua naturali, riscontrato ad esempio per il fiume Marecchia, risulta ancora più rilevante all'interno degli scoli consortili della provincia, denominati nel seguito anche fossi. Il dimensionamento di detti fossi, la loro ubicazione e lo sviluppo planoaltimetrico discendono, almeno in parte, da valutazioni svolte con riferimento alle condizioni idrologico-idrauliche caratteristiche di un ben preciso periodo storico, che non non è detto siano rappresentative del contesto attuale, non potendo, spesso, prevedere uno sviluppo tanto rapido e soprattutto cambiamenti tanto significativi delle destinazioni d'uso dei suoli.

Il territorio riminese di competenza del Consorzio di Bonifica della Romagna, oggetto del presente studio, è interessato da una densa rete di canali, fossi e collettori deputati alla raccolta ed allo smaltimento delle acque di origine meteorica che defluiscono superficialmente. Essendo l'area di dimensioni poco estese, e presentando poche zone adibite ad agricoltura l'aspetto discriminante nella progettazione dei fossi risulta lo smaltimento delle acque e non il suo riutilizzo a fini irrigui come capita sovente in realtà diverse da quella riminese, ad esempio per Ravenna o Forlì-Cesena, ove preponderante è l'aspetto legato all'irrigazione. A seguito dell'espansione demografica avvenuta nel secondo dopoguerra, ed alla necessità di ricostruire la città in tempi brevi, si è avuta un'espansione dell'abitato caotica e concentrata inizialmente a ridosso della riviera. Tale processo edificatorio, indiscriminato, e alle volte scellerato ha portato ad uno stravolgimento nelle naturali vie di deflusso delle acque. Molti

fossi da semplici collettori si sono trasformati in vere e proprie fognature miste a servizio dell'area urbana.

Altro aspetto di carattere generale decisamente di rilievo, è rappresentato dall'interazione tra gli scoli consortili e il recapito ultimo, il mare. Essendo il territorio essenzialmente pianeggiante, e a quote molto vicine a quelle del medio mare, in presenza di mareggiate la marea meteorologica ed il *run-up* del moto ondoso giocano un'importante partita sul deflusso e lo smaltimento delle acque di origine meteorica, causando molto spesso importanti fenomeni di rigurgito da mare dei collettori fognari. La ricerca di soluzioni ingegneristiche sempre più efficienti ed efficaci per la messa in sicurezza del territorio, dalle campagne alla città, rappresenta quindi un obiettivo di primaria importanza per gli organi di controllo e gestione delle acque meteoriche.

La difesa del suolo, come appena accennato, deve rispondere al criterio di efficienza ed efficacia, principio cardine delle amministrazioni pubbliche o delle aziende specializzate, in quanto tutti gli interventi sono sostenuti in maniera diretta o indiretta dagli abitanti della zona per tutelare gli abitanti medesimi. È proprio in questo scenario che si colloca l'approccio di modellazione idraulica. Una metodologia in grado di rispondere al criterio dell'efficienza, in quanto permette una valutazione sintetica, precisa ed in tempi ragionevolmente brevi delle problematiche attuali e future. È in grado di rispondere al criterio di efficacia, in quanto è possibile pianificare, controllare ed accertare gli effetti di un intervento ex ante ed ex post, consentendo quindi il miglior utilizzo possibile delle risorse economiche destinate alla difesa del suolo, di per se molto scarse e spesso a priori insufficienti.

Risulta evidente dunque l'importanza di poter usufruire di strumenti e competenze mirate, nell'interesse collettivo sia dal punto di vista della sicurezza personale che dei beni esposti al rischio, sia dal punto di vista economico, in quanto una miglior gestione di fondi e finanziamenti permette una corretta gestione di aree sempre più vaste con ottimi risultati.

La rete demaniale trattata di seguito è sita all'interno del Consorzio di Bonifica di Rimini divenuto Consorzio di Bonifica della Romagna dal Ottobre 2009 a seguito dell'unione dei consorzi delle provincie di Ravenna Forlì-Cesena e Rimini.

La presente dissertazione si propone lo scopo di fornire indicazioni relative al comportamento idraulico ed al funzionamento di alcune opere civili realizzate per il presidio idraulico del bacino “Rodella”, completate dal locale Consorzio di Bonifica all’inizio degli anni 2000 con il finanziamento della regione Emilia-Romagna e consistenti in uno scolmatore di piena ed una vasca di laminazione, al fine di predisporre un modello numerico semplificato che consenta di valutare in maniera accurata il grado di affidabilità del sistema di opere citato in precedenza con particolare riferimento ad eventi meteorici registrati di particolare rilievo.

Per la realizzazione dello studio ci si è avvalsi delle informazioni fornite dall’Area Tecnica Bacino Marecchia del Consorzio di Bonifica della Romagna, che ha messo a disposizione rilievi, progetti e materiale informativo inerente al bacino in analisi e alle caratteristiche geometriche ed idrauliche delle opere realizzate sullo stesso, fornendo in oltre informazioni dettagliate sulle precipitazioni avvenute nell’anno 2010 ed ulteriori dati di precipitazione di particolare gravosità per gli anni 2002 e 1996.

Per la simulazione del comportamento della rete si è utilizzato il software di calcolo EPA Storm Water Management Model (SWMM). Il suddetto software permette di eseguire calcoli e simulazioni sia di tipo idrologico che idraulico per aree drenate da complesse reti di canali e collettori, sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario.

Durante il lavoro di Tesi si sono condotti studi idrologici partendo dalle osservazioni di pioggia campionate in una serie storica dal 1934 al 2008 al fine di rappresentare il regime di frequenza degli eventi pluviometrici interessanti il bacino del fosso “Rodella”. Successivamente, sulla base di osservazioni congiunte di pioggia e portata all'interno di precisi eventi piovosi, o sulla base di dati storici relativi al funzionamento delle opere idrauliche precedentemente menzionate (in particolare la cassa di espansione) o agli effetti prodotti al suolo da eventi meteorici particolarmente significativi si è predisposto un modello numerico per la simulazione del comportamento idrologico-idraulico del fosso Rodella e degli interventi di protezione idraulica del territori per esso realizzati. La struttura del presente elaborato di Tesi ripercorre le varie fasi di lavoro affrontate durante questo studio.

Capitolo 1

Presentazione del caso di studio

1.1 Il territorio in analisi

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

Nato nell'Ottobre del 2009 a seguito dell'unione dei Consorzi di



Figura 1.1 Consorzi di Bonifica della regione Emilia Romagna

Bonifica di Rimini, Ravenna e Forlì-Cesena, il comprensorio del Consorzio ha una superficie totale di 352'456 Ha ricadenti nelle province di Rimini, Ravenna, e Forlì-Cesena con prossima annessione della zona di Montefeltro recentemente entrata nella provincia di Rimini. Tutta l'area del Consorzio può essere suddivisa sostanzialmente in tre aree operative facenti riferimento principalmente alle vecchie divisioni antecedenti all'unificazione, in quanto ognuno dei tre territori ha caratteristiche peculiari e obiettivi propri. In complesso il territorio del Consorzio di Bonifica della Romagna conta 180'135 Ha di pianura e 177'497 Ha di territorio collinare (figura 1.2).

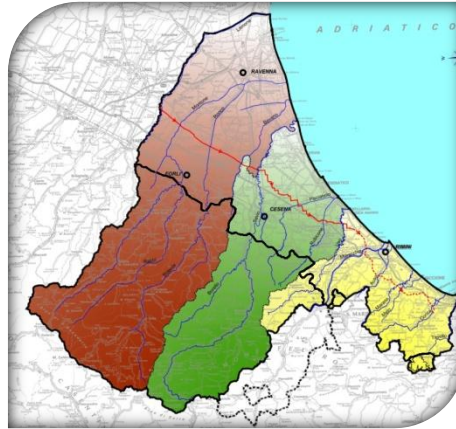


Figura 1.2 Comprensorio del Consorzio di Bonifica della Romagna

Essendo questo studio incentrato su un fosso consorziale della Provincia di Rimini, ritengo di primaria importanza approfondire in modo spinto la geomorfologia della zona.

1.2 Il preesistente Consorzio di Bonifica della Provincia di Rimini

Il Consorzio di Bonifica della Provincia di Rimini era un ente privato di diritto pubblico, il quale svolgeva attività di progettazione, costruzione, manutenzione, esercizio, e sorveglianza di opere ed impianti finalizzati alla difesa del suolo e prevenzione di rischio idrologico. Il territorio del Consorzio ricade nella Regione Emilia-Romagna comprendendo la Provincia di Rimini con 27 comuni per un'estensione complessiva di 59'076 Ha, il territorio è prevalentemente pianeggiante con quote assolute poco discostanti dalla quota del medio mare tarata sul mareografo di Genova. La parte pianeggiante ha un'estensione di 50'658 Ha; mentre il territorio collinare montagnoso occupa una superficie di 8'418 Ha.

1.2.1 Caratteristiche della rete idraulica

È possibile osservare in figura 1.3 come il territorio sia schiacciato a ridosso del litorale adriatico; diviene quindi facile intuire lo stretto rapporto idrico tra canali recettori e sbocchi a mare. In figura risultano in evidenza i scoli facenti parte del territorio marcati in blu, mentre in verde sono riportate le tombinature, e gli scolmatori interrati.

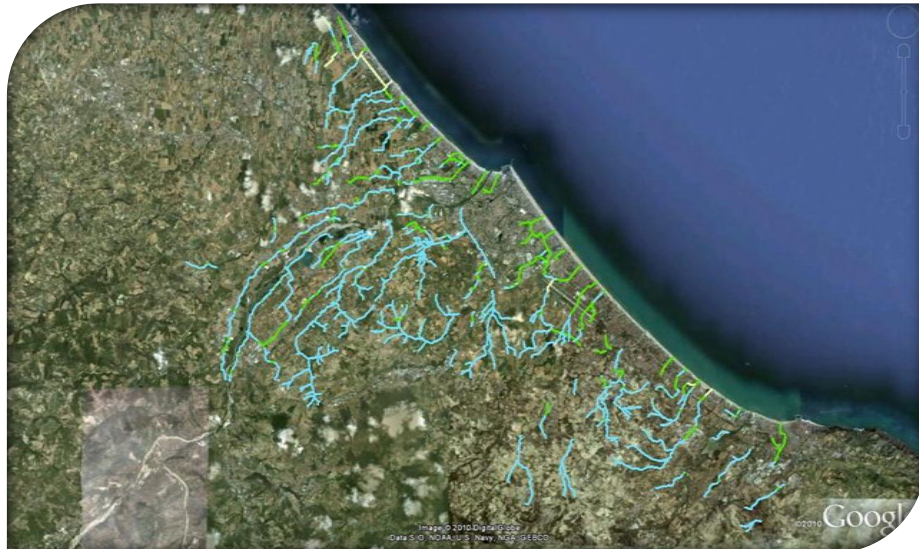


Figura 1.3 Vista satellitare della provincia di Rimini con i fossi consortili in evidenza

L'intero territorio provinciale può quindi venir diviso in sottobacini tra loro indipendenti, ed ognuno con la propria rete scolante. Vista la natura del territorio si ricorre spesso anche ad opere ingegneristiche, o modifiche del suolo al fine di garantire una pendenza minima di fondo che consenta il naturale deflusso delle acque. Il mare non rappresenta l'unico organo idrico recettore, in quanto risultano di notevole importanza anche i fiumi, in particolare il Marecchia, l'Uso, l'Ausa, il Marano ed il Conca. Tali torrenti sono evidenziati in arancione in Figura 1.4, e si collocano all'interno del sistema idrico provinciale come recettori, qualora un evento piovoso rilevante renda indispensabile l'entrata in funzione degli scolmatori di troppo pieno posti su alcuni canali consortili.

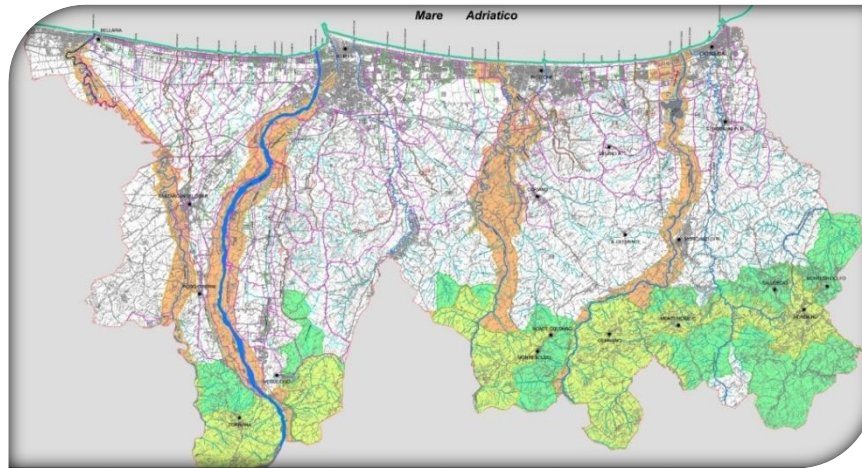


Figura 1.4 Carta Idrografica della provincia di Rimini

La presenza degli scolmatori nei fossi del territorio è una realtà sempre più presente e importante: infatti, come già accennato, lo smaltimento delle acque meteoriche dipende principalmente dal livello del mare, e proprio in prossimità dello sbocco tutti i fossi risultano tombinati, come risulta anche evidente dalla Figura 1.3 precedentemente illustrata. È, dunque, molto importante cercare di sgravare il più possibile la parte urbana per evitare allagamenti o comunque rigurgiti che possano creare danni alle cose. È proprio in quest'ottica che si collocano gli scolmatori di troppo pieno, i quali deviano l'acqua proveniente dalle zone collinari in fiumi naturali. Aggiungo inoltre che i tempi di corrivazione dei fossi consortili e degli alvei fluviali sono fortemente diversi, questo fattore fa sì che l'incremento di portata negli alvei naturali dovuti allo scarico dei fossi possa non risultare sincrono con l'onda di piena naturale del fiume medesimo.

1.3 Il caso di studio: il bacino “Rodella”

L'oggetto di studio per questa tesi è il bacino "Rodella". Ha un estensione di 952.02 Ha, ubicato prevalentemente in pianura, si sviluppa per 202.7 Ha in ambito urbano, comprende 160.3 Ha di territorio aeroportuale, e 589.02 Ha di forese. Il punto con

maggior altitudine del bacino idrografico ha quota 80.9 m.s.l. mentre il fosso scolante ha quota maggiore pari a 36.6 m.s.l.

È possibile vedere in figura 1.5 tutto il bacino idrografico alimentante al fosso "Rodella".

L'immagine contiene in viola i confini del bacino idrografico, in ciano le parti di fosso scolante a cielo aperto, ed in verde le parti tombinate.

L'immagine di riferimento è del tutto aggiornata al 2002, ma da all'ora gli insediamenti abitativi si sono notevolmente espansi verso l'entroterra riminese, aumentando quindi la relativa risposta idrologica dei suoli interessati.

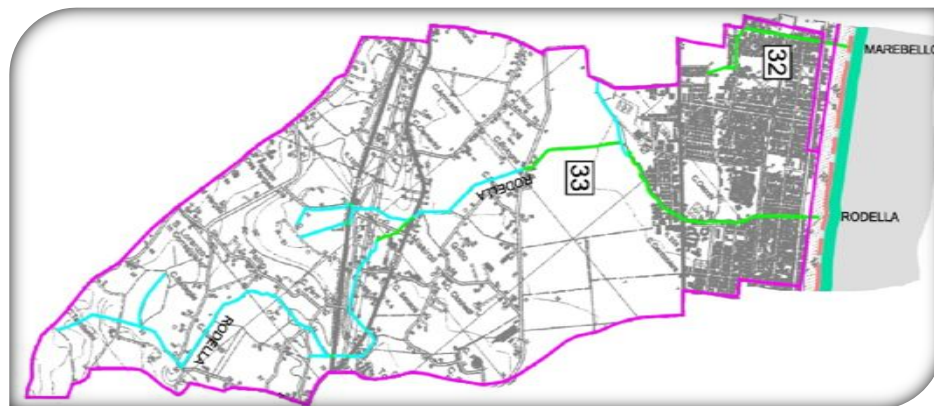


Figura 1.5 Bacino "Rodella"

1.3.1 Le opere idrauliche

Durante lo sviluppo dello scolo consortile "Rodella", nel corso degli anni, sono state costruite opere di notevole rilevanza ingegneristica, quali una vasca di laminazione, ed uno scolmatore di troppo pieno.

La vasca di laminazione con una capacità di progetto pari a 28'000 m³ è ubicata alle porte del centro abitato di Rimini, confinante per un lato con l'area aeroportuale. Oltre alla capienza di progetto si ha un ulteriore franco di sicurezza di 50 cm, il quale, esteso per la totalità dello sviluppo fa sì che il volume immagazzinabile in caso di necessità possa ulteriormente crescere, superando i 30'000 m³. In figura 1.6 viene riportata la pianta del progetto esecutivo di realizzazione della vasca.

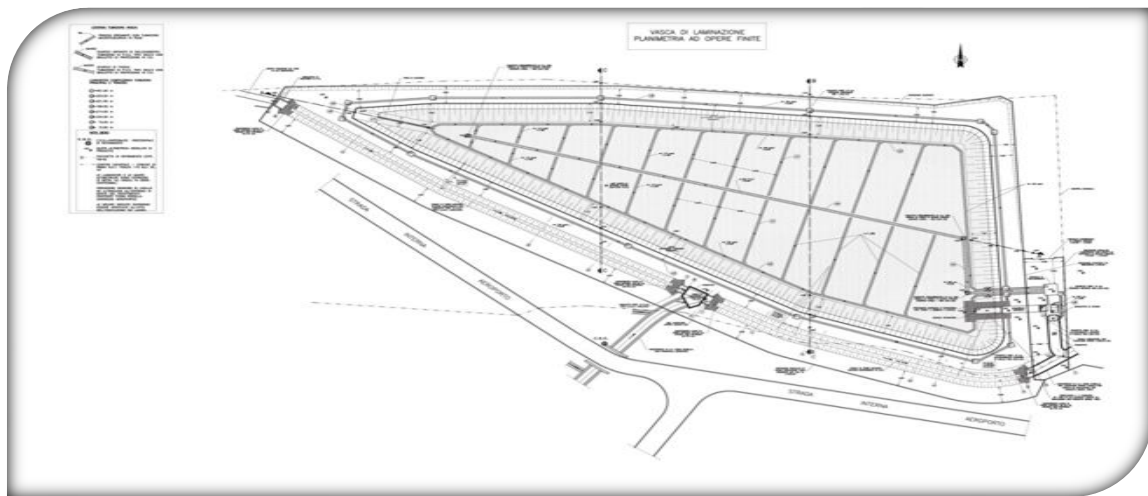


Figura 1.6: Planimetria vasca di laminazione

Come riportato anche nella Figura 1.6, la vasca di laminazione si presenta fuori linea, con la sezione di imbocco che coincide con lo sbocco, dando vita ad una sorta di entra-esce. Nel canale di presa sono presenti delle paratoie mobili, le quali scorrono automaticamente variando la luce di apertura in funzione dei livelli presenti nel canale. Oltre ad essere automatizzate tramite software



Figura 1. 7: Canale di imbocco

possono anche essere movimentate attraverso telecontrollo a distanza. Nelle Figure 1.7, 1.8 e 1.9 sono riportate delle foto relative al manufatto di presa che porta alla vasca.

La Figura 1.7 mostra il canale che conduce alla paratoia mobile subito prima della vasca; al di là della paratoia è sito un pozzetto di controllo, ed un'altra paratoia, sempre mobile al fine di

impedire la fuoriuscita dalla vasca dell'acqua immagazzinata proprio in coda all'onda di piena.



Figura 1.8: Seconda paratia mobile di controllo

In Figura 1.8 è rappresentata proprio la paratia a garanzia che la l'acqua immagazzinata in vasca non venga riversata nel canale quando esso è ancora pieno a causa dell'onda stessa o per una successiva onda derivante da uno fenomeno meteorologico impulsivo. In Figura 1.9 è illustrato il



Figura 1.9: Canale di collegamento alla vasca

canale che dal pozzetto di controllo, ove si vede la paratia (Figura 1.8) di cui sopra, arriva alla vasca.

Lo svuotamento dell'invaso, avviene in parte a gravità: una volta passato l'evento di piena si alza la paratoia e l'acqua che ha accumulato un livello superiore a quello nel canale ridiscende verso mare. Quando il livello in vasca scende fino al

raggiungimento del punto di equilibrio, essendo il fondo vasca in scavo rispetto al fondo canale, entrano in funzione degli organi di pompaggio che provvedono al totale svuotamento dell'invaso.

Volendo indicare nel dettaglio le caratteristiche della vasca di laminazione in termini numerici, è necessario illustrare il diagramma di laminazione (Figura 1.10). Sull'area occupata dal bacino venne anche condotta un'apposita campagna geognostica, per la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche e di permeabilità dei terreni di progetto interessati dall'opera. Lo studio ha permesso di fissare ad $\frac{1}{2}$ la pendenza di scarpata delle sponde della vasca verificando l'analisi di stabilità delle scarpate nella condizione più gravosa. Attraverso penetrometriche, si è individuata la presenza di una falda, sita a 2.20 m sotto il piano campagna. Di conseguenza nel periodo invernale si dovrà sicuramente tenere in considerazione un terreno sempre saturo. Alla luce di queste considerazioni, l'impianto vasca è munito di una rete drenante sia sul perimetro esterno sia sul fondo dell'invaso.

L'operazione di regolazione viene completamente automatizzata da tre sensori di livello ad ultrasuoni, opportunamente disposti. Lo sfioro all'interno del manufatto ha inizio quando il livello nella Fossa "Rodella" è dell'ordine di 50 cm, ovvero quando la portata all'interno del canale raggiunge i $2 \text{ m}^3/\text{s}$. Nella condizione di progetto, la portata di picco defluente verso valle viene abbattuta per un'aliquota prossima al 32% attestandosi quindi ad un valore di $3.79 \text{ m}^3/\text{s}$. Come indicato in Figura 1.10, la vasca di laminazione è stata progettata considerando una portata di $5.6 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente ad un tempo di ritorno venticinquennale, originariamente in assenza dello scolmatore dei flussi di piena di cui si parlerà in seguito. In figura 1.10 è illustrato sia qualitativamente che quantitativamente il fenomeno della laminazione fornito dall'opera.

Il diagramma di laminazione dell'onda di piena mostra il volume d'acqua immagazzinato in vasca al sopraggiungere dell'onda di progetto. Tale volume viene trattenuto all'interno dell'invaso, di conseguenza sottratto alla massa d'acqua che prosegue verso valle.

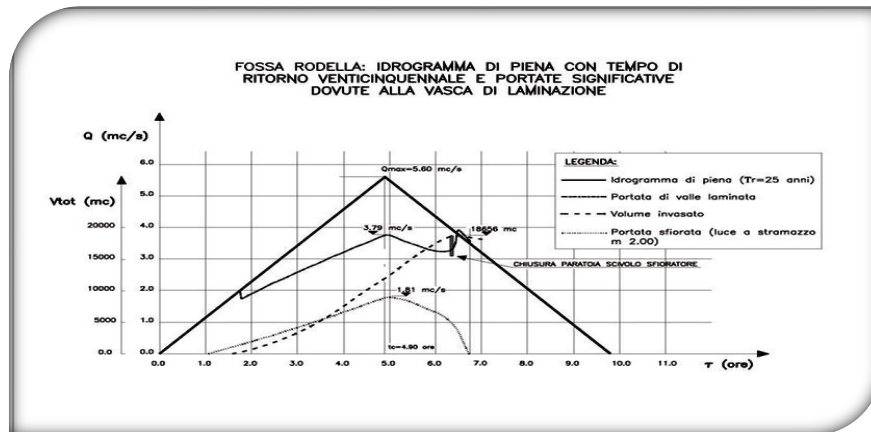


Figura 1.10: Diagramma di laminazione

L'altro importante manufatto presente sul fosso "Rodella" è uno scolmatore di troppo pieno, realizzato successivamente alla vasca di valle, e progettato per un tempo di ritorno pari a cinquant'anni. Il manufatto scolmatore è stato realizzato allo scopo di alleggerire il più possibile le portate che arrivano a valle, al fine di diminuire le criticità che si hanno in ambito urbano, nel quale la Fossa "Rodella" diviene fognatura.

Lo scolmatore è realizzato con elementi scatolari prefabbricati in c.a.v. aventi le seguenti dimensioni:

- $2.10 \times h = 1.10$ m nel tratto di collegamento fra i manufatti di ripartizione delle portate per una lunghezza di 580 m, con pendenza di fondo $i = 1\text{‰}$
- $2.20 \times h = 1.70$ m nel tratto di derivazione del fosso "Roncasso" per circa 1000 m a valle dello stesso con pendenza di fondo $i = 1\text{‰}$
- $2.50 \times h = 1.25$ m nel tratto terminale a valle del precedente con lo sbocco nel torrente Marano, per una lunghezza di circa 30 m e pendenza di fondo $i = 10\text{‰}$

Lo scolmatore è quindi pensato per deviare tutte le portate fino a $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ dal fosso stesso verso il torrente Marano, intercettando e deviando anche le portate del fosso "Roncasso" sito alla destra idrografica del fosso "Rodella". Avendo tempo di corrivazione, e capacità notevolmente diverse questo intervento non aggrava il

normale deflusso delle acque del torrente recettore, portando al contrario un notevole beneficio in termini di sicurezza e riduzione di portate nei due fossi interessati.

In figura 1.11 e 1.12 viene raffigurato nel dettaglio lo scolmatore.



Figura 1. 11: Vista monte verso valle scolmatore "Rodella"



Figura 1. 12: Vista seconda paratoia scolmatore "Rodella"

Nelle Figure 1.11 e 1.12 sono ben individuabili le paratoie, anche in questo caso mobili, e controllabili sia in loco che a distanza attraverso il sistema di telecontrollo gestito dal Consorzio.

Per concludere la presentazione del caso di studio su cui è incentrata questa tesi, rimane da accennare agli organi di controllo e monitoraggio installati sul bacino “Rodella”.

Sia allo scolmatore, sia alla vasca di laminazione sono presenti sensori di livello, e misuratori doppler di portata. Tali sistemi vengono controllati dagli addetti del Consorzio di Bonifica ogni sei mesi, al fine di assicurarsi che tutte le informazioni inviate in tempo reale in sede siano corrette. I misuratori di livello registrano e trasmettono l'altezza d'acqua che passa attraverso la sezione. I misuratori doppler invece sono sensori molto sofisticati, i quali mandando un segnale e misurandone il ritorno lo convertono in velocità ed altezza d'acqua. Attraverso un software specifico avendo nota la sezione rendono possibile una misurazione in continuo della portata. Oltre a queste due stazioni di misurazione e controllo, ne esiste un'altra detta “monte aeroporto” la quale è dotata solo di misuratore di livello. Nonostante rispetto alle altre stazioni sia meno tecnologica, la sua funzione risulta comunque fondamentale, in quanto permette di visualizzare il livello idrico prima della tombatura aeroportuale, e quindi dare indicazioni sulla quantità d'acqua riversata nel fosso dal suolo afferente all'aeroporto.

Tutti questi controlli possono sembrare superflui o ridondanti per uno scolo consortile, ma le problematiche ad esso legate sono tutt'altro che trascurabili per la città di Rimini. Il fosso diviene fognatura, e la fognatura si trova per un lungo tratto a quota inferiore a quella del medio mare. La conclusione è che si hanno rischi di allagamento ove la densità abitativa è maggiore producendo, quindi danni alle cose, e grandi disagi per la popolazione.

Capitolo 2

Il programma di calcolo SWMM

Il software utilizzato per lo studio del bacino in questione è EPA Storm Water Management Model denominato in seguito semplicemente SWMM, prodotto e sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA). SWMM è un modello dinamico afflussi-deflussi, primariamente ma non esclusivamente per aree urbane. Permette di fare simulazioni a singolo evento o per lunghi periodi (in continuo).

Questo programma è stato concepito nel 1971 e nel corso degli anni ha subito continui sviluppi e miglioramenti fin ad arrivare alla versione usata in questa applicazione la 5.0.020. Quest'ultima versione è scritta in linguaggio di programmazione C++ e utilizza il sistema operativo di Windows, pur mantenendo la stessa struttura di calcolo presenta alcune differenze rispetto alle precedenti tipologie di programma scritte in linguaggio Fortran77. È dotato di un interfaccia grafica che ne facilita notevolmente l'utilizzo, sia in fase di introduzione delle rete e dei relativi parametri, sia nell'interpretazione e gestione dei dati ricavati dalle simulazioni. Non sono invece ancora introdotti i moduli di calcolo riguardanti il trasporto solido presenti nell'SWMM 4.0

2.1 Descrizione di 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 s'innescano nel ciclo idrologico.

Il suo utilizzo è molto flessibile e di fatto tale programma può essere applicato sia a reti di fognatura sia a canali aperti in sezioni anche irregolari.

2.2 Caratteristiche principali del modello matematico utilizzato

una caratteristica importante di SWMM è che schematizza i processi di trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione in rete basandosi su fenomeni fisici. Questo modello è inoltre di tipo distribuito poiché è presa in considerazione la variabilità spaziale sia della precipitazione in ingresso al sistema sia delle portate, nonché delle diverse caratteristiche del bacino. Tutte le grandezze sono considerate funzione del tempo e dello spazio. Nei diversi sottobacini le grandezze sono considerate globali cioè è dapprima calcolato con approccio complessivo l'idrogramma in uscita da ciascun sottobacino, successivamente, procedendo da monte verso valle, per ciascun canale si simula la propagazione risultante della somma degli idrogrammi provenienti dai canali di monte con l'idrogramma del sottobacino diretto. Ovviamente notevole importanza ha il grado di suddivisione dei sottobacini e il dettaglio con il quale si procede alla simulazione.

Il modello è completo in quanto è simulata la successione dei processi del ciclo idrologico, descritti in precedenza, in maniera dettagliata. Le simulazioni possono riguardare un periodo molto ampio comprendente numerosi eventi meteorologici intervallati da periodo di tempo asciutto; possono essere eseguite, quindi, simulazioni di tipo continuo.

Riassumendo possiamo ritenere il modello:

- Fisicamente basato
- Distribuito
- Deterministico
- Completo

SWMM si può utilizzare per progettazione e verifica di sistemi di drenaggio o per valutazioni idrologiche ed idrauliche. Offre, infatti, la possibilità di compiere calcoli e simulazioni idrauliche, grazie alla completa risoluzione delle equazioni di De Saint Venant¹, su una rete di canali o condotte sollecitate da fenomeni meteorici o ingressi di natura diversa, permettendo di monitorare anche varie tipologie di inquinanti.

Questo software schematizza il bacino idrografico di drenaggio e i suoi differenti elementi fisici, come vari compartimenti:

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

È possibile lanciare simulazioni di eventi di pioggia che vanno a sollecitare il bacino di studio sia a “singolo evento” (durata di poche ore) che “in continuo” (durata di diversi giorni o mesi).

TERRITORIO: può essere diviso in diversi sottobacini, ciascuno caratterizzato in maniera differente; ricevere afflussi dal comparto Atmosfera, come pioggia o neve, o sotto forma di deflusso superficiale proveniente da altre porzioni di territorio.

GROUNWATER: il quale riceve l'infiltrazione del territorio e la trasforma in rete di trasporto.

TRASPORTO: contiene l'insieme di canali, condotte, impianti. SWMM utilizza una descrizione della rete basandosi su una geometria formata da rami e nodi. I rami e i nodi hanno ciascuna proprietà specifiche, che combinate fra 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.

Il programma di calcolo è strutturato in maniera fondamentalemente modulare (Figura 2.1), costituito da singoli blocchi, ognuno dei quali ha una specifica funzione e routine di calcolo.

Jean Claude Saint-Venant: (23 agosto 1797 –6 gennaio 1886). È stato uno studente presso l'Ecole Polytechnique, entrando nella scuola nel 1813 quando aveva sedici anni. Si è laureato nel 1816 e trascorse i successivi 27 anni come ingegnere civile. Per i primi sette di questi 27 anni di Saint-Venant lavorò per il Servizio poudres et des Salpêtres, poi ha trascorso i successivi venti anni di lavoro per il Service des Ponts et Chaussées. Saint-Venant lavorò principalmente sulla meccanica, elasticità, idrostatica e idrodinamica. Forse la sua opera più notevole è stato quello che ha pubblicato nel 1843 in cui egli ha dato la derivazione corretta delle equazioni di Navier-Stokes.

Ogni blocco può essere usato singolarmente oppure in cascata, così che il risultato di uno possa essere inteso come base di partenza per l'utilizzo del blocco successivo, con la sola eccezione del blocco Runoff, il quale ammette come ingressi esclusivamente i dati meteorologici provenienti da moduli di pioggia e temperatura.

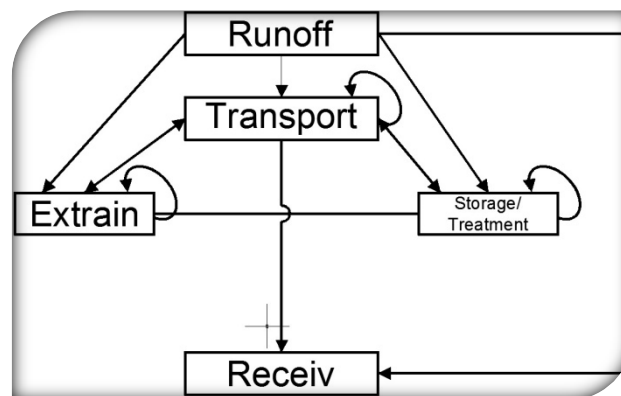


Figura 2.1 Possibili relazioni tra i blocchi computazionali

2.2.1 Descrizione dei blocchi di SWMM

Il programma è suddiviso in due moduli: uno di servizio ed uno 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 attraverso il blocco statistics, gestire i dati meteo-climatici da inserire nel programma o che sono utilizzati nel corso di simulazioni di tipo continuo con i blocchi "temperature", "rain" ed "evaporation", sistemare i valori di output al fine di aggregare i dati, utilizzabili così dai blocchi in cascata con blocco "combine". Appartenente al blocco di servizio è anche l' "executive", il quale manipola i file d'interfaccia tra i vari blocchi da eseguire.

Il modulo "computazionale" contiene quattro blocchi con i relativi simulatori di processo idrologico ed idraulico; uno per la modellazione del deflusso superficiale 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 (Extended Transport, Extrain). Infine è presente un blocco che descrive i processi all'interno di un impianto di trattamento (Storage/Treatment).

RUNOFF è il primo passo di una simulazione in SWMM, riceve in ingresso i dati meteorologici come ietogramma con intensità o volume di pioggia e variabile nel tempo. Runoff analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica dei serbatoi non lineari con un'opzione per il calcolo dell'apporto idrico derivante dallo scioglimento della neve. Inoltre viene anche analizzato il processo di infiltrazione ed 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.

Inoltre offre anche la possibilità di simulare la qualità delle acque, in termini d'analisi dei processi di spostamento dei contaminanti delle superfici scolanti della rete di fognatura o di scolo.

L'uscita di questo blocco consiste in ietogrammi che fungono da ingresso alla rete di drenaggio.

Il blocco TRANSPORT, che può seguire il lancio del Runoff, va a modellare il comportamento qualitativo e quantitativo del sistema, appoggiando il 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 di sostanze contaminanti per componente della rete, schematizzazione in un sistema di rami e nodi.

Il blocco STORAGE/TREATMENT può simulare fino a tre inquinanti in un serbatoio contenente fino a cinque unità o processi. Il blocco simula inoltre i processi di decadimento del primo ordine associati ad una miscelazione completa e funzioni di rimozione e di dinamica di sedimentazione. Inoltre è possibile fare una previsione dei costi di avvio, gestione e di manutenzione per ogni unità di trattamento.

Il blocco EXTRAIN, Extended Transport, costituisce l'idraulica 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 è un modulo completo per la simulazione di reti ramificate e a magia; sono 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 o i canali nel caso di sezioni aperte. 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; nei nodi sono localizzate le portate in ingresso provenienti dal Runoff generate a partire dal modello afflussi-deflussi e le portate uscenti dalla rete.

L'utilizzo del blocco Extran è consigliabile quando è necessario rappresentare condizioni di rigurgito e di inversioni di flusso, nonché quando siano presenti organi speciali di regolazione quali sfioratori, pompe e bacini d'accumulo. Mentre la simulazione dei canali e delle piccole condotte nelle zone 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 una migliore capacità computazionale.

2.3 Calcolo del deflusso superficiale (RUNOFF)

il deflusso superficiale, schematizzato dal programma, può essere concettualmente raffigurato dalla seguente immagine:

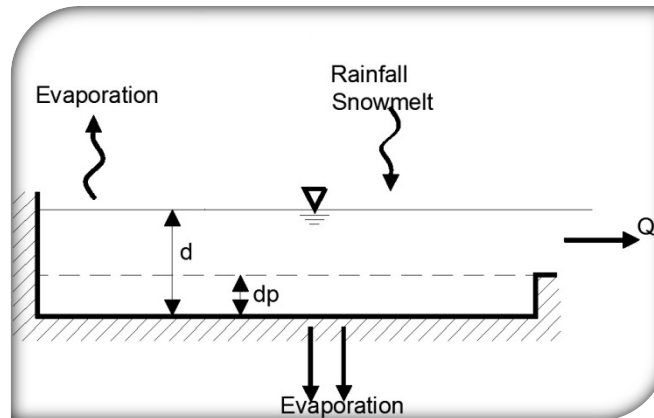


Figura 2.2 Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale

Ogni superficie dei sottobacini, in cui è suddiviso il territorio, 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 d'area, Q , s'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 dall'equazione:

$$Q = W * \frac{1.49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (2.1)$$

Dove

- Q è il deflusso superficiale;
- W è la “larghezza” del sottobacino o width;
- n è il coefficiente di scabrezza di Manning¹;
- S è la pendenza del sottobacino.

¹ **Robert Manning** (1816-1897) ingegnere, nasce in Normandia, (Francia), nel 1816. Nel 1826 si trasferisce a Waterford, in Irlanda, ove lavora come contabile. Nel 1846, durante l'anno della grande carestia, viene reclutato nel drenaggio principale, divisione irlandese dell'Ufficio dei Lavori Pubblici. Dopo aver lavorato come disegnatore viene nominato ingegnere assistente di Samuel Roberts. Nel 1848, divenne ingegnere di quartiere. Legge "Traité d'Hydraulique" da parte d'Aubisson des Voissons, sviluppando un grande interesse in ambito idraulico. Il 4 dicembre 1889, all'età di 73, Manning per primo propose la sua formula per l'istituzione degli ingegneri civili (Irlanda). Questa formula ha visto la luce nel 1891, in un articolo scritto da lui intitolato "sul flusso di acqua in canali aperti e tubi", pubblicato presso Institution of Civil Engineers (Irlanda).

- d rappresenta l'altezza d'acqua;
- d_p rappresenta l'altezza delle depressioni superficiali;

L'altezza d'acqua dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del calcolo, risolvendo numericamente il bilancio d'acqua presente sul sottobacino. I sottobacini come si vedrà saranno divisi in due porzioni: impermeabile (aree urbane, zone industriali e strade) permeabile (aree destinate a coltivazioni), questo perché il deflusso superficiale può infiltrarsi attraverso la porzione superficiale delle aree permeabili.

2.3.1 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 Extrain.

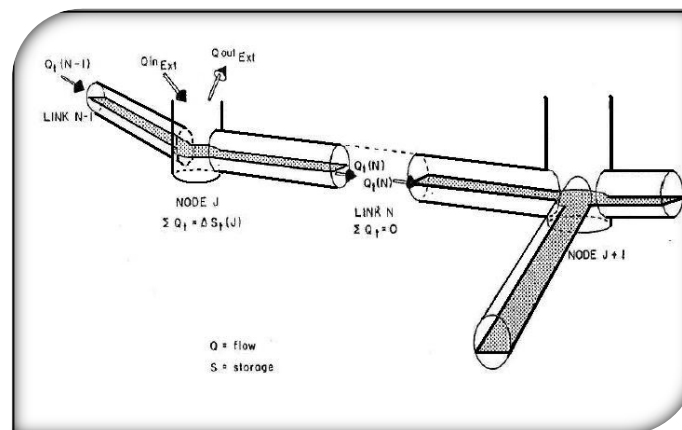


Figura 2.3 Rappresentazione concettuale del blocco EXTRAIN

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

2.1.2 Equazioni fondamentali del modello idraulico.

Le equazioni utilizzate dal programma per descrivere il fenomeno idraulico sono quelle differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, scritte nella forma monodimensionale. Queste relazioni si ottengono applicando l'equazione di continuità 2.1 in moto vario in assenza d'afflussi e deflussi e dell'equilibrio idrodinamico 2.2 ad un tronco di corrente di lunghezza elementare.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.2)$$

Dove Q è la portata che all'istante t defluisce attraverso la sezione d'ascissa x ed A è la corrispondente sezione idrica.

Stabilita una linea d'asse su cui localizzare le sezioni idrauliche per mezzo dell'ascissa curvilinea x_0 , ipotizzando che le grandezze che definiscono la corrente idrica (portata e livello) siano funzioni continue del tempo e della sola coordinata spaziale x . La corrente si può quindi considerare gradualmente variata con sezioni trasversali piane e verticali e pressione distribuita in maniera idrostatica.

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + J = 0 \quad (2.3)$$

Dove

- H è il carico idraulico totale della corrente misurato rispetto ad un riferimento orizzontale;
- J è la perdita di carico unitaria;
- \bar{v} è la velocità media della corrente;
- G è l'accelerazione di gravità.

Combinando opportunamente l'equazione del moto con quella di continuità e sostituendo alcune identità, si ottiene una terza equazione che deve essere risolta per ogni condotto ad ogni passo di calcolo:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAJ - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

La formula per descrivere la perdita di carico è definita dall'equazione di *Chezy*¹ nella forma con l'indice di scabrezza di Manning:

$$J = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V| \quad (2.5)$$

Dove:

- K è un parametro dato da gn^2 ;
- n è il coefficiente di scabrezza di Manning;
- R è il raggio idraulico;
- Q è la portata;
- v la velocità media.

Il termine v in valore assoluto rende J una grandezza direzionale e assicura che le forze di attrito si oppongano sempre al moto.

Sostituendo l'espressione della perdita di carico (2.5) nella (2.3) ed esprimendo tutto alle differenze finite, cioè sostituendo le derivate con quozienti di differenze si ottiene:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{K\Delta t}{\bar{R}^{4/3}} |v| Q_{t+\Delta t} + 2\bar{v} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{v}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \quad (2.6)$$

Dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza del condotto;
- \bar{v} , \bar{A} e \bar{R} sono medie pesate lungo il condotto al tempo t .

Si è così trasformato un sistema di equazioni differenziali (valide nel continuo spazio-tempo) in un'equazione algebrica valida in un numero limitato di sezioni. Le incognite della (2.6) 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 (2.6) che può essere ottenuta scrivendo l'equazione di continuità al nodo:

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)_t = \left(\frac{\Sigma Q_t}{A} \right)_t \quad (2.7)$$

Oppure espressa alle differenze finite:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \left(\frac{\Sigma Q_t \Delta t}{A} \right)_t \quad (2.8)$$

2.4 Soluzione numerica con il metodo di Eulero modificato

Le equazioni (2.5) e (2.6) possono essere risolte sequenzialmente per determinare la portata in ogni ramo e il carico idraulico in ogni nodo ad ogni passo temporale Δt . La loro integrazione numerica è in questo caso effettuata mediante il "metodo di Eulero modificato". La Figura 2.4 mostra lo schema di applicazione del metodo per la determinazione della portata.

¹*Antoine Chezy* (Francia 1718-1798). A Chézy venne affidato il compito di determinare la sezione d'urto e lo scarico collegato per un canale proposto sul fiume Yvette, sito vicino a Parigi, ma ad una quota più elevata. Dal 1769, raccolse dati sperimentali del canale di Courpalet e dalla Senna. I suoi studi e le conclusioni sono contenute in una relazione al Sig. Perronet del 21 ottobre 1775. Il documento originale, scritto in francese, si intitola "Tesi sulla velocità del flusso in un fosso dato", ed è firmato dal Sig. Chézy, Ispettore Generale dei des Ponts et Chaussées. Tale trattato è contenuto nel file n. 847, Ms. 1915 della collezione di manoscritti della biblioteca della Ecole. Nel 1776, Chézy ha scritto un altro saggio, dal titolo: "Formula per trovare la velocità uniforme che l'acqua avrà in un fosso o in un canale di cui si conosce la pendenza." Questo documento risiede nello stesso file n. [847, Ms. 1915]. Esso contiene la famosa formula Chézy.

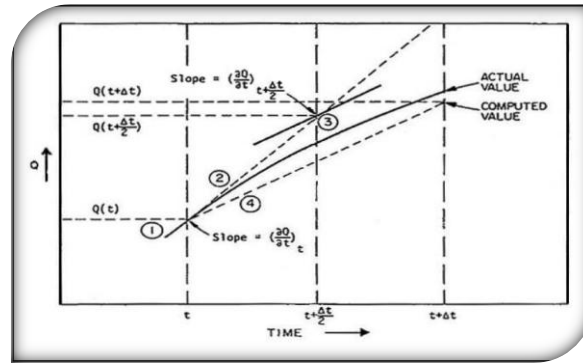


Figura 2.4 Metodo di Eulero per la determinazione della portata

Si assume che la pendenza $\frac{\partial Q}{\partial t}$ all'istante $t + \frac{\Delta t}{2}$ sia la pendenza media durante l'intervallo Δt .

$$Q\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = Q(t) + \left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_t \frac{\Delta t}{2} \quad (2.9)$$

L'espressione del carico idraulico al passo di calcolo intermedio al nodo j è la seguente:

$$H_j\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = H_j\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \frac{\left\{\frac{1}{2}\Sigma[Q(t)+Q(t+\Delta t)]_{c,ds} + \Sigma[Q(t+\Delta t)]_{p,sf}\right\}}{A(t)} \quad (2.10)$$

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.

L'espressione del carico idraulico al passo di calcolo intero al nodo j è:

$$H_j(t + \Delta t) = H_j(t + \Delta t) \frac{\left\{\Sigma[Q(t)+Q(t+\Delta t)]_{c,ds} + \Sigma[Q(t+\Delta t)]_{p,sf}\right\}}{A(t)} \quad (2.11)$$

Le sommatorie assumono lo stesso significato della formula precedente. 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 generale 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 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 calcolo intero precedente
2. Calcolo dei flussi attraverso pompe e sfioratori al passo di calcolo 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 intermedio $t+\Delta t/2$ 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 $t+\Delta t$ 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 valore 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.

2.4.1 Stabilità numerica

Secondo il modo secondo cui si sono discretizzate le derivate delle equazioni di De Saint Venant, lo schema delle differenze finite è classificato come *implicito* o *esplicito*. Si dice di tipo *esplicito* quando consente di esprimerne le grandezze incognite al passo di $t+\Delta t$ nella generica sezione in funzione dei valori delle

grandezze ricavate al passo di tempo t . Ciò si attua procedendo di sezione in sezione e comporta la risoluzione di un sistema di due equazioni in due incognite per ciascuna delle sezioni di calcolo considerate.

Nel caso degli schemi *impliciti*, invece, le variabili incognite al tempo $t+\Delta t$ in sezioni sono espresse, oltre che in funzione di grandezze al tempo t , anche in funzione dei valori assunti dalle stesse variabili al tempo $t+\Delta t$ in sezioni adiacenti a quella considerata. Di conseguenza la determinazione delle incognite deve avvenire simultaneamente per tutte le sezioni dell'alveo e ciò comporta la risoluzione per ogni passo temporale di un sistema di $2N$ equazioni in $2N$ incognite con N numero di sezioni.

I metodi di tipo implicito sono incondizionatamente stabili, non richiedono il soddisfacimento di particolari condizioni sul passo di tempo Δt di calcolo da assumere per assicurare la stabilità numerica. I metodi di tipo esplicito sono invece condizionatamente stabili, infatti, per ottenere la stabilità della soluzione occorre adottare passi temporali di calcolo di durata contenuta, tali da rispettare la condizione

di Courant¹-Friedrichs²-Lewy³:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} = \frac{1}{|V|+c} \quad (2.12)$$

Questa condizione risulta per altro necessaria e non sufficiente per ottenere la stabilità numerica dello schema di discretizzazione.

¹ **Richard Courant** (Lubliniec, 8 gennaio 1888 – New York, 27 gennaio 1972) Oltre che per il suo evidente talento organizzativo, Courant è soprattutto ricordato per i suoi successi matematici. È stato autore del testo *Methods of Mathematical Physics*, che è ancora oggi molto utilizzato, ad 80 anni dalla sua pubblicazione. È stato inoltre il co-autore, con Herbert Robbins, di un testo di divulgazione molto noto, *Cosa è la matematica?*, tuttora in commercio. Il suo nome è anche legato al metodo degli elementi finiti, più tardi riscoperto dagli studiosi di ingegneria. Courant riuscì a dare a questo metodo una solida base matematica, facendone uno degli strumenti adottati dall'analisi numerica per risolvere le equazioni differenziali alle derivate parziali.

² **Kurt Otto Friedrichs** (Kiel, 28 settembre 1901 – New Rochelle, 31 dicembre 1982) è stato un matematico tedesco, noto per i suoi contributi alla matematica applicata, per aver contribuito alla nascita del Courant Institute e per essere stato insignito della National Medal of Science. Il più grande contributo di Friedrichs alla matematica applicata fu il suo lavoro sulle equazioni differenziali parziali. Egli inoltre fece maggiori ricerche e scrisse molti libri ed appunti sulla teoria dell'esistenza, sui metodi numerici, sugli operatori differenziali nello spazio di Hilbert, sulla deformazione non lineare delle lamine, sui flussi attraverso le ali, sulle onde solitarie, sulle onde d'urto, sulla combustione, sulle onde d'urto della magnetofluidodinamica, sui flussi relativistici, sulla teoria dei quanti, sulla perturbazione dello spettro continuo, sulla teoria delle dispersioni, sulle equazioni iperboliche simmetriche.

³ **Hans Lewi** (Breslavia, 20 ottobre 1904 – 23 agosto 1988) è stato un matematico statunitense, conosciuto per il suo lavoro sulle equazioni differenziali a derivate parziali e vincitore del premio Wolf nel 1986.

Nella pratica applicativa i metodi impliciti, anche se di programmazione più complessa, sono generalmente preferiti. Infatti, la complicazione nella programmazione del calcolo è senz'altro compensata dalla loro proprietà di essere incondizionatamente stabili e quindi di non porre nessun vincolo fra il passo spaziale Δx e quello temporale Δt .

2.4.2 Lo schema esplicito di SWMM

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 capacità di memoria ma richiede passi di calcolo molto brevi per mantenere la stabilità. Il programma è numericamente stabile quando sono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}} \quad (2.13)$$

Dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza della condotta;
- g è l'accelerazione di gravità;
- D è la profondità massima della condotta.

Questa non è altro che una forma della condizione di Courant, in cui il passo temporale di calcolo è limitato al tempo necessario della propagazione dell'onda lungo il condotto.

$$\Delta t = \frac{CA_s \Delta H_{max}}{Q} \quad (2.14)$$

Dove:

- C rappresenta la costante dimensionale, approssimativamente pari a 0.1;

- A_s è l'area della superficie libera corrispondente al nodo;
- ΔH_{max} è il massimo soprizzo della superficie dell'acqua durante il passo di calcolo Δt ;
- Q è l'afflusso netto al nodo;

Dalle precedenti disuguaglianze si deduce che il passo di calcolo massimo ammissibile, Δt , è determinato dal condotto più piccolo e corto con elevati afflussi. L'esperienza afferma che in genere un passo di calcolo di 5÷10 secondi è sufficientemente piccolo da produrre ideogrammi in uscita esenti da oscillazioni irregolari e soddisfa la continuità della massa in assenza di condizioni di allagamento, in pratica quando la piezometrica interseca la superficie del terreno e l'acqua fuoriesce dal nodo. Se si rendono necessari passi di calcolo minori si possono eliminare o aggiungere i tubi i canali più brevi.

Grazie alla capacità di calcolo degli attuali computer, la simulazione oggetto del mio studio è stata compiuta con passo di calcolo inferiore ai 5 secondi anche se il periodo è di 2 giorni.

2.5 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 ordinario. 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 (2.13); il coefficiente di scabrezza di Manning equivalente si calcola tenendo presente l'uguaglianza delle perdite di carico.

2.6 Condizione di sovraccarico e allagamento

Un caso idraulico che richiede una trattazione particolare è la condizione di funzionamento in pressione della rete in caso di 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; in questo caso parte dalla tubazione entra in pressione. In generale qualunque sia il modello utilizzato nel calcolo, problemi computazionali insorgono sempre nella situazione transitoria da moto in pressione a moto a pelo libero e viceversa. Infatti l'elevata celerità delle perturbazioni e la corrispondente rapida variazione delle grandezze fisiche costringono ad utilizzare intervalli di discretizzazione molto brevi nella risoluzione delle equazioni, con conseguenti appesantimenti computazionali. 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 (2.10) e (2.11) 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:

$$\Sigma Q(t) = 0 \quad (2.15)$$

Cioè la somma di tutti gli afflussi e i deflussi del nodo, provenienti dal deflusso superficiale o ad esse destinati, di tutti i condotti, pompe ed organi speciali + pari a zero. Poiché 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 (2.15). 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 alla variazione di carico: $\partial Q / \partial H$.

La (2.15) si può esprimere nella forma:

$$\Sigma \left[Q(t) + \left(\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} \right) \Delta H_j(t) \right] = 0 \quad (2.16)$$

Risolvendo in H_j

$$\Delta H_j(t) = - \frac{\Sigma Q(t)}{\Sigma \frac{\partial q(t)}{\partial H_j}} \quad (2.17)$$

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

$$H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = H_j(t) + k \Delta H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (2.18)$$

$\Delta H_j(t + \Delta t/2)$ si determina dalla (2.17), mentre il carico al passo di calcolo intero è:

$$H_j(t + \Delta t) = H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) + k \Delta H_j(t) \quad (2.19)$$

Con $\Delta H_j(t)$ determinato con la (2.15).

Il valore della costante k sarebbe teoricamente 1, ma si è verificato che l'equazione (2.16) tende 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 evitare questo pericolo k è allora posto automaticamente pari a 0.3 nei calcoli con passo intermedio e a 0.6 in quelli con passo intero. Il termine $\partial Q / \partial H$ ha espressione diversa a seconda che si considerino condotti o nodi:

Condotti:

$$\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} = \frac{g}{1-k(t)} \Delta t \frac{A(t)}{L} \quad (2.20)$$

Dove:

$$K(t) = -\Delta t \frac{gn^2}{m^2 R^{4/3}} |v(t)| \quad (2.21)$$

Con:

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

Nodi:

$$\frac{\partial Q(t)}{\partial H_j} = 0 \quad (2.22)$$

Poiché le condizioni del carico idraulico calcolate nelle (2.18) e (2.19) sono approssimazioni, il carico idraulico calcolato ha la tendenza ad oscillare dall'inizio del sovraccarico. Tali oscillazioni possono portare ad instabilità in certi casi pertanto si adotta una finzione di transizione per armonizzare il passaggio dal calcolo del carico con le 2.10 e 2.11 al calcolo con le 2.18 e 2.19.

Questa funzione dipende dal diametro del condotto, dal tirante idrico e area della superficie del nodo al 96% di riempimento.

La trattazione appena esposta soddisfa la continuità al singolo nodo ma introduce un piccolo errore di continuità quando a vari nodi adiacenti vanno in pressione. I piccoli errori combinandosi tra loro attenuano l'idrogramma nella zona in pressione. Per rimediare a tale attenuazione artificiale, i calcoli a passo intero sono ripetuti in un ciclo d'interazioni sino a che la differenza tra afflussi e deflussi in un nodo in pressione è minore di una certa tolleranza, o fino al superamento di un numero di iterazioni fissato.

Capitolo 3

Creazione, calibrazione e validazione del modello

Per realizzare una simulazione credibile, è di fondamentale importanza riuscire ad ottenere un modello che fornisca risultati quanto più vicino ai fenomeni naturali osservati. Questa operazione è chiamata calibrazione. Una volta rappresentato lo schema di drenaggio nel programma di calcolo utilizzato, devono essere inseriti una serie di coefficienti e parametri che schematizzano la realtà. Definire tutti i parametri che influenzano l'insieme del blocco idrologico ed idraulico rappresenta uno dei passaggi più importanti nella simulazione di una rete idraulica, in quanto la simulazione svolta deve fornire risultati credibili e utili alla progettazione di opere ed interventi.

3.1 Eventi registrati

Per eseguire la calibrazione del modello realizzato in SWMM è stati utilizzati degli eventi meteorologici registrati dagli strumenti di telecontrollo del consorzio nel corso dell'anno 2010. In particolare sono stati scelti due eventi particolarmente significativi e diversi tra loro. Il primo è l'evento del piovoso del 9-10 marzo 2010, il secondo l'evento del 14-15-16 maggio 2010. I due sono fortemente diversi tra loro, anche se la quantità d'acqua caduta in termini di cumulata è molto simile.

Per quello che riguarda l'evento del 9-10 marzo si hanno condizioni sul suolo di evapotraspirazione ridotta, e la quantità d'acqua presente nel terreno lo porta prossimo alla saturazione. Al contrario l'evento di Maggio viene da un discreto periodo di siccità, una temperatura atmosferica maggiore e la presenza di una maggiore vegetazione che porta conseguentemente ad una maggiore evapotraspirazione. La condizione ambientale di contorno rappresenta per il modello un grosso discriminante in quanto risulta necessario adottare accorgimenti in sede di simulazione, aggiustando l'altezza della falda nell'acquifero. Tali condizioni è possibile raggrupparle nell'insieme di

condizioni iniziali per il modello. essendo le simulazioni a scala di evento, è necessario aggiustare tali condizioni di volta in volta, inoltre non è possibile coglierle a priori, quindi risulta indispensabile un procedimento iterativo per tentativi. Va in oltre ricordato che la complessità e l'estensione della zona in esame rendono questo procedimento meno agevole, e non omogenea. Si giunge così alla conclusione che gli accorgimenti da operare sulle condizioni iniziali non possono essere ricavate su una singola area scolate ed applicate su tutte le altre, ma per ognuna è necessario apportare gli opportuni accorgimenti.

3.1.1 Dati registrati e loro elaborazioni

Come accennato gli eventi meteorici sono stati registrati dagli strumenti di controllo installati dal Consorzio di Bonifica della Romagna; in particolare i dati di pioggia sono registrati da un pluviometro con vasche a bascula elettronica, capace di misurare in continuo durante la giornata la pioggia caduta.

I dati di pioggia risultano quindi estratti in modo puntuale ad intervalli regolari di 5 minuti. Presento di seguito (Grafico 3.1) un grafico che riporta l'andamento nel tempo delle piogge cadute nei periodi in esame.

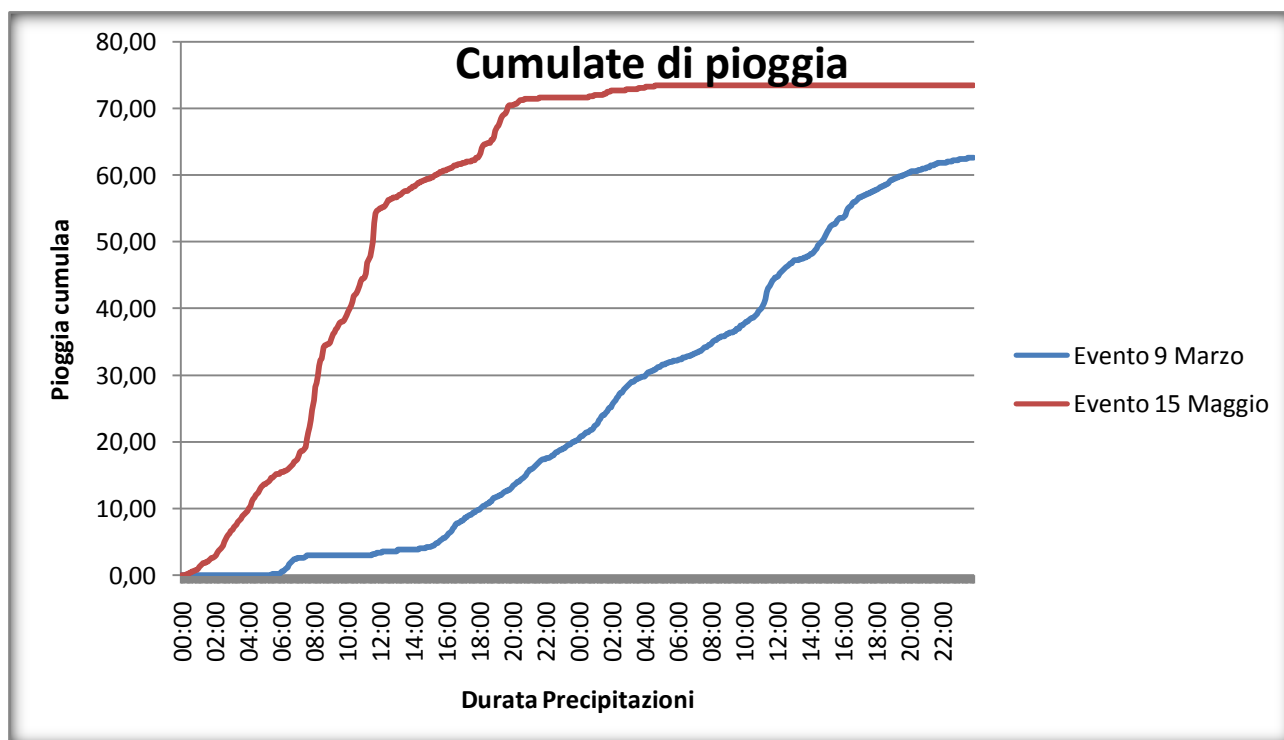


Grafico 3. 1: Cumulate di pioggia

Sull'asse orizzontale vi sono i tempi suddivisi in intervalli di 5 min mentre sull'asse verticale sono riportati i millimetri di pioggia cumulati caduti. Com'è facile vedere la pioggia del 15 maggio 2010 ha un andamento molto più repentino, ciò indica una maggiore intensità a parità di tempo rispetto all'evento del 9 marzo. Nonostante ciò andando a vedere le portate osservate in alveo si potranno vedere valori molto simili tra loro. Questo fatto è facilmente giustificabile: come già accennato in precedenza l'escursione stagionale, l'aumento delle temperature e le minori precipitazioni avute antecedentemente l'evento del 15 Maggio hanno fatto sì che il terreno fosse in grado di trattenerne una maggior quantità d'acqua rispetto al mese di Marzo, il quale è stato preceduto da un Febbraio molto piovoso e rigido, nel corso del quale il terreno si è saturato la vegetazione non ha avuto possibilità di ricrescere e il livello di falda si è leggermente innalzato. Tutte queste considerazioni sono state possibili solo in sede di calibrazione del modello e non a priori in quanto i dati disponibili non potevano contenere con certezza determinate informazioni.

Come accennato poc'anzi un altro dato registrato e necessario ai fini della calibrazione di un modello è la portata rilevata in alveo. i dati rilevati sono relativi a due sezioni significative: la prima è sita a monte e a valle dello scolmatore, mentre la seconda è a monte, a valle e nel canale di presa della vasca di laminazione. Il grafico 3.2 mostra l'evolversi della piena a monte dello scolmatore. Entrambe le postazioni sono presidiate da un sistema di trasduttori di misura ad ultrasuoni, con coppia di celle a traiettoria incrociata ed associato rilevamento dei livelli in alveo, in grado di rilevare in continuo l'effettiva portata in transito anche in presenza di rigurgiti significativi.

Il grafico sulle ascisse è riportato il tempo di rilevamento in ore, mentre sulle ordinate sono riportate le portate misurate in m^3/s . Nel grafico sono facilmente individuabili due picchi di piena. Dalla velocità con cui cresce il diagramma è anche in questo caso facile intuire il carattere della precipitazione: di grande intensità concentrata in un breve intervallo.

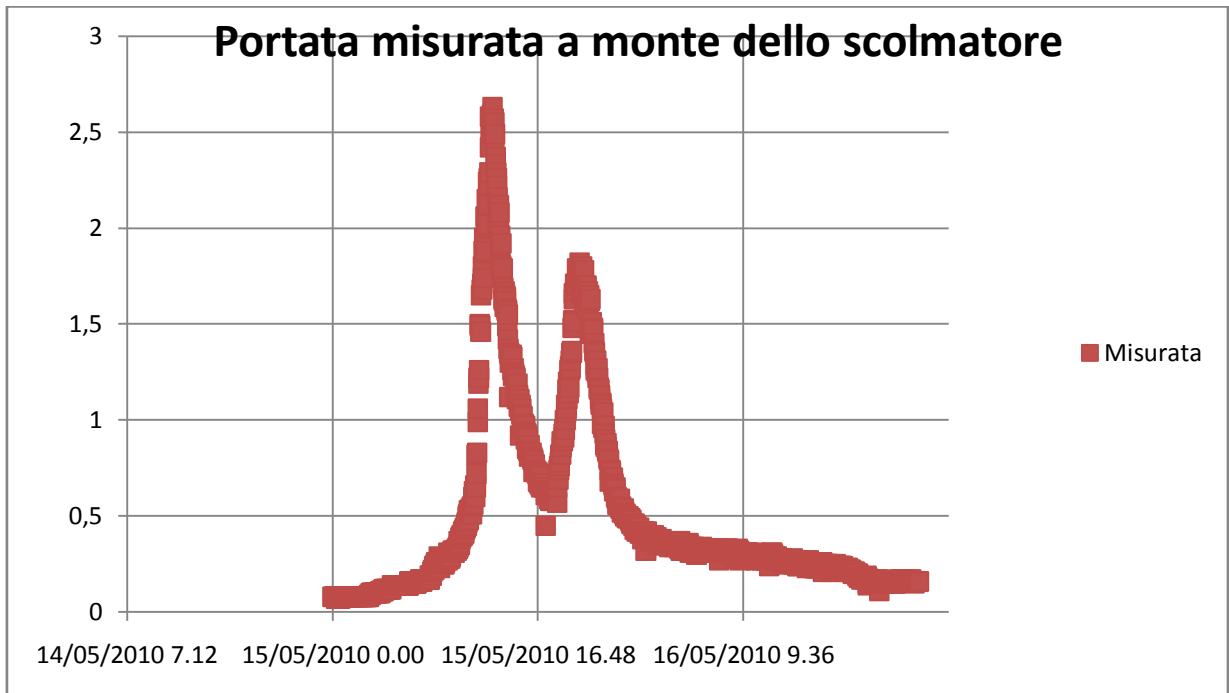


Grafico 3. 2: Portata misurata a monte dello scolmatore

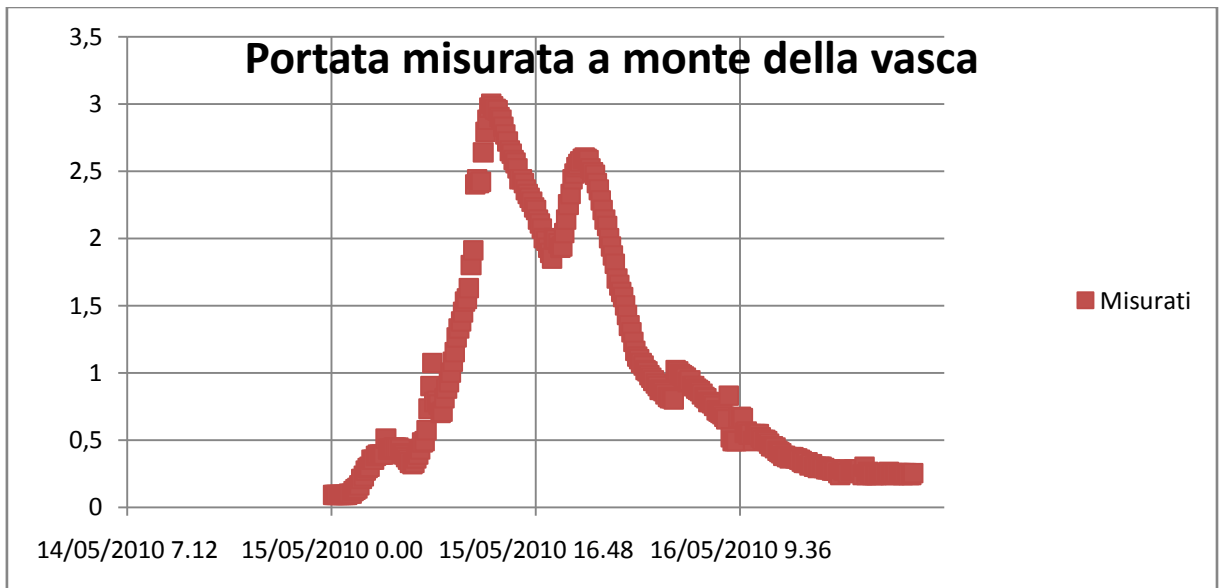


Grafico 3. 3: Portata misurata a monte della vasca di laminazione

Il grafico 3.3, riferito allo stesso evento, mostra come la portata sia cambiata dalla sezione di monte a quella di valle.

Come per il grafico precedente, anche nel grafico 3.3 sono presenti in ascissa le ore, mentre in ordinata le portate rilevate. Si può notare che la differenza tra i due picchi è leggermente ridotta, mentre l'accrescimento e la coda di scarico sono pressoché invariate.

Quelli presentati sono solo due dei quattro grafici di portate rilevate riferiti all'evento del 15 Maggio 2010.

Altri grafici di portata relativi all'evento del 15 maggio 2010 non verranno in questa sede riportati, in quanto sarebbero delle linee costanti di portata nulla.

Va precisato anche se lo scolmatore di monte sia stato progettato per deviare una portata di $2.5\text{m}^3/\text{s}$ per quanto riguarda questo evento è stata allontanata la totalità della portata. Questo è possibile a seguito della movimentazione delle paratoie mobili presenti sullo scolmatore quando per necessità tecniche, dell'azienda Hera che gestisce il sistema fognario sia necessario diminuire il più possibile le portate in arrivo al centro urbano.

Riporto ora i medesimi grafici ma per l'evento del 9 Marzo per poi fare alcune considerazioni.

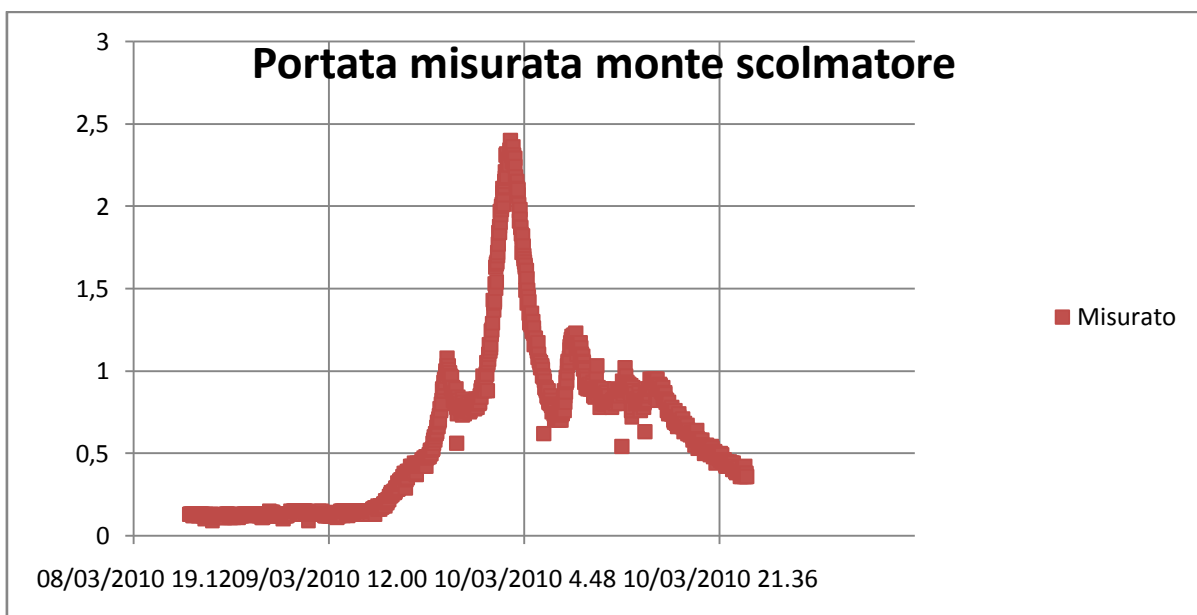


Grafico 3. 3: Portate misurate a monte dello scolmatore

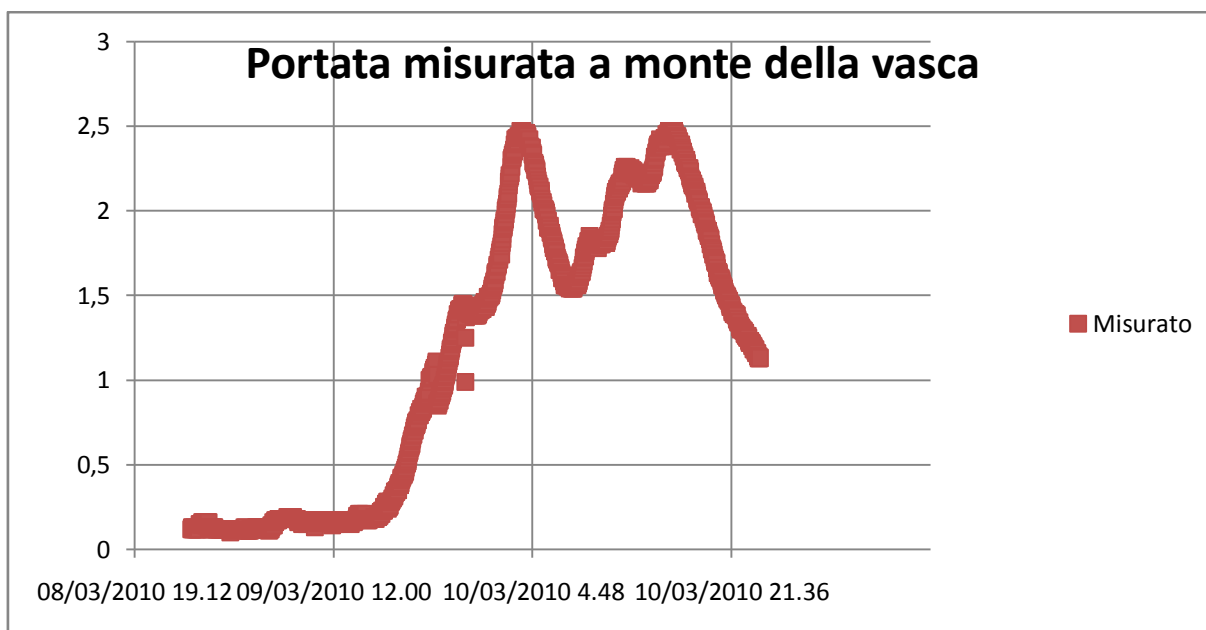


Grafico 3. 4: Portate misurate a monte della vasca

Entrambi i grafici riportano in ascissa il tempo espresso in giorni ed ore, mentre in ordinata sono riportate le portate espresse in m^3/s .

Guardando il grafico si vede la presenza di un picco anomalo. Confrontando i dati di pioggia a disposizione con i diagrammi di portata non si trova un evento meteorico in grado di spiegare l'innalzamento della portata fino a giungere a un picco, ma al contrario ci si aspetta che la portata sia più o meno crescente, ma comunque sempre crescente fino alla fine dell'evento. Il grafico 3.5 in parte mostra questo andamento, infatti escludendo il primo picco di piena si vede un andamento crescente non troppo velocemente che culmina alla fine dell'evento meteorico per poi iniziare a calare. Avrei voluto riportare per intero tutti i valori di pioggia e portata che hanno portato ai grafici mostrati, ma per esigenze di spazio e per evitare ridondanza di informazioni evito di trascrivere qui tutte le tabelle che saranno comunque allegate in appendice.

La presenza di un picco in portata senza un adeguata precipitazione a sostegno della sua presenza, induce necessariamente a molteplici considerazioni di contorno. Per trovare una giustificazione razionale e sensata è necessario fare mente locale al periodo in cui è avvenuta la precipitazione in esame. Dopo una serie di ricerche presso gli strumenti di misurazione e telecontrollo messi a

disposizione dall'Area Tecnica del Consorzio di Bonifica della Romagna sede di Rimini, qualche riflessione, ed in fine gli i giornali di quei giorni, è stato possibile formulare un'ipotesi abbastanza credibile ovvero: a fine Febbraio di quell'anno si è verificata una copiosa nevicata che ha ricoperto interamente Rimini e provincia, la presenza di neve sulle colline grazie anche ad un clima piuttosto rigido è perdurata fin quando le prime piogge di marzo non ne hanno causato lo scioglimento. È infatti dimostrato anche dagli strumenti di telecontrollo che la precipitazione in esame è stata la prima pioggia a cadere dopo le nevicatae sopraccitate.

3.2 Creazione del modello di Calibrazione

La calibrazione di un modello complesso risulta molto difficile ed incerta, in quanto il numero di variabili utilizzate dal programma sono molteplici. E le incertezze sui sottobacini considerati sono significative per il modello afflussi-deflussi. Di conseguenza si è optato per operare per gradi, cercando di calibrare l'intero modello in due step distinti.

Il primo passo è stato quello di costruire un modello semplificato, comprendente soltanto la parte a monte dello scolmatore. Si è operato dunque su un solo

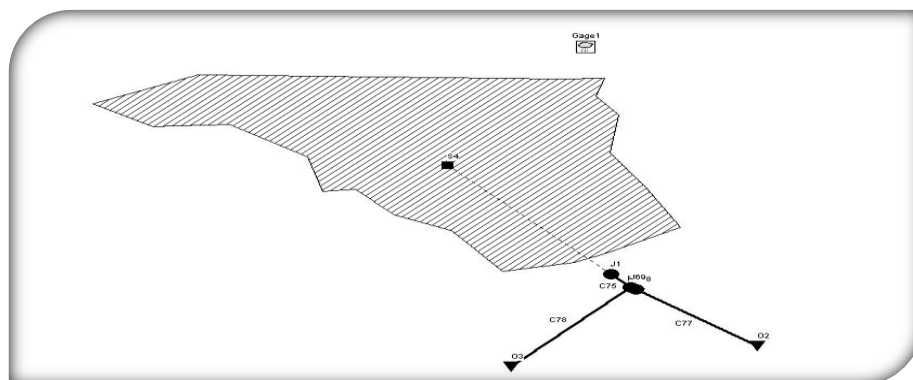


Figura 3. 1: Schema di modellazione parte di monte

sottobacino, anche se molto vasto, e poche condotte. Viene riportato di seguito (Figura 3.1) lo schema di modellazione utilizzato in SWMM.

Nell'immagine è esplicitata la parte di bacino idrografico alimentante la parte di fosso "Rodella" a monte dello scolmatore. L'outlet "O2" rappresenta l'uscita

dello scolmatore, ovvero viene visualizzato in SWMM come una semplice uscita di portata dal modello. La parte più difficile è risultata quella di introdurre un sistema di regolazione dello scolmatore. Il programma SWMM comprende una funzione, chiamata “*divider*”, schematizzante un impianto scolmante, ma tale funzione è utilizzabile solo quando si esegue una simulazione in onda cinematica. Essendo il caso di studio un caso reale, di un bacino di bonifica, il profilo longitudinale del fosso presenta, se pur lievi, delle contropendenze che rendono inutilizzabile la *kinematic wave*. Si è quindi necessario, data la geometria del problema, utilizzare come metodo di propagazione dell’onda la *dynamic wave*. Con questo modello di calcolo il *divider* perde le sue caratteristiche in termini computazionali e viene considerato niente meno che una semplice divergenza dal programma, inutilizzabile quindi ai fini dello studio in esame. È in oltre importante aggiungere che: la presenza di tanti organi diversi all’interno di un modello SWMM, quali i *divider*, *orifice* e *weir*, causano instabilità di calcolo al momento della simulazione, in prospettiva futura sarà necessario aggiungerne per regolare le portate entranti nella vasca di laminazione. Il problema è stato aggirato traslando, come corpo rigido, verso il basso la parte a monte di canale. Tale operazione lascia inalterate le pendenze quindi non modifica in termini computazionali la propagazione dell’onda di piena. si instaura in questo modo un salto di fondo ove è stata introdotta una pompa calibrata a doc per trasportare verso valle una portata d’acqua conforme a quella di progetto. Nel dettaglio lo schema realizzato lo si può vedere in figura 3.2.

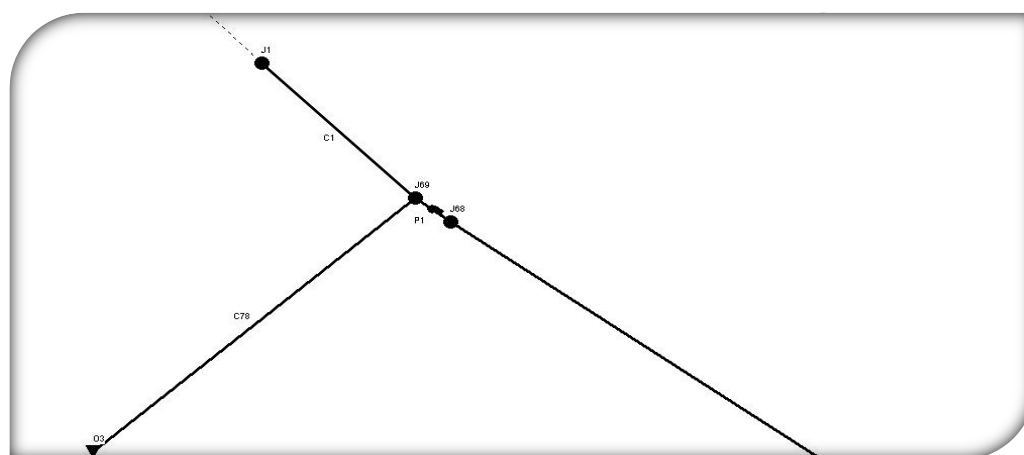


Figura 3. 2: Schematizzazione scolmatore

Per la calibrazione della pompa si è proceduto a tentativi, impostando di volta in volta altezze d'acqua maggiori nel pozzetto di controllo, e simulando il comportamento fin quando il risultato di simulazione non avesse coinciso perfettamente con il comportamento reale osservato e progettato dello scolmatore.

Sfruttando il modello di monte sono state realizzate molteplici simulazioni, introducendo i dati ottenuti dalle cartografie fornite dall'Area Tecnica del Consorzio disponibili per quell'area, e apportando le opportune modifiche di compensazione e mediazione per i parametri difficilmente deducibili. Tra i parametri dedotti e riportati dalle cartografie si può annoverare la pendenza media del sottobacino, la densità della rete scolante secondaria, le percentuali aree impermeabili, nonché una prima ipotesi sul coefficiente SCS – CN di cui si parlerà dettagliatamente in seguito.

Dopo aver individuato una serie di parametri definibili come di “massima” sul bacino di monte si è proceduto verso valle realizzando un modello per l'intera rete scolante. il modello in forma grafica è riportato in figura 3.3, dove si può osservare la complessità e la completezza della rete.

Tale aspetto è derivato direttamente dalle cartografie CTR (Carta tecnica regionale) in scala 1:5000, sulle quali sono stati individuati i confini delle diverse aree cercando di ottenere un compromesso tra la miglior discretizzazione possibile, e la precisione delle informazioni disponibili. Per rappresentare graficamente in SWMM l'area di studio è stato importato un file immagine, stampa della visualizzazione AUTOCAD attraverso il comando View → Backdrop.

Tale visualizzazione non verrà riportata nella trattazione in quanto rende poco comprensibile lo schema di calcolo utilizzato.

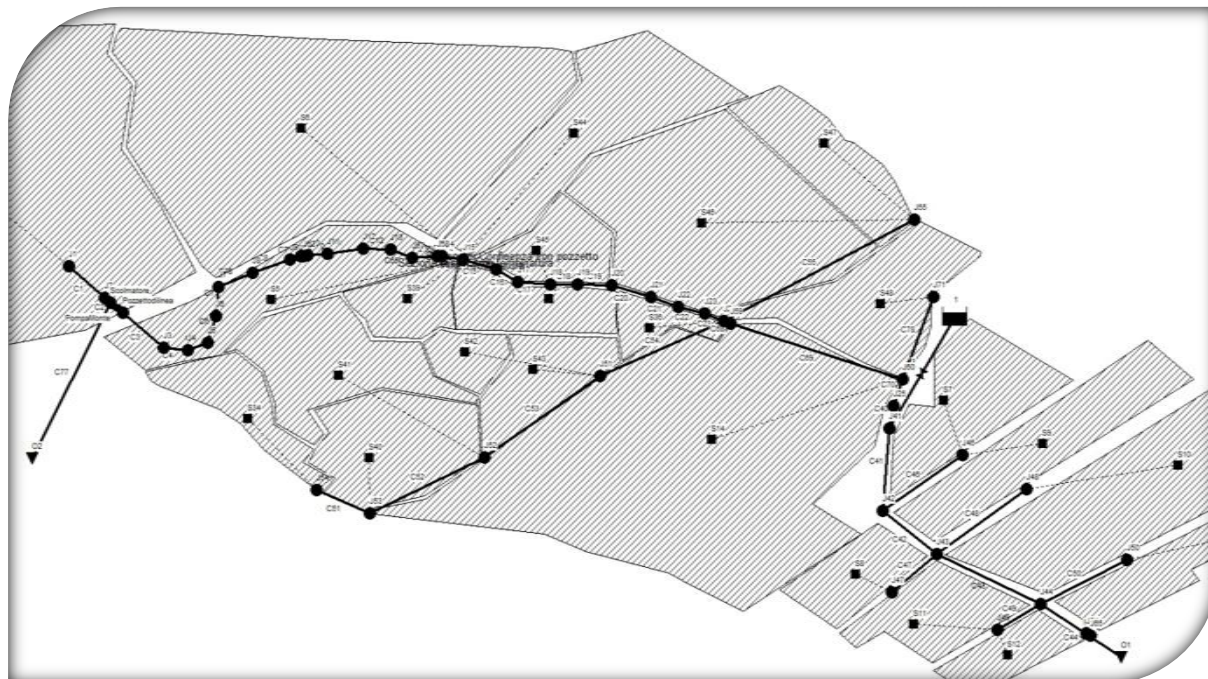


Figura 3. 3: Immagine SWMM del modello

Il bacino afferente alla fossa “Rodella” come è mostrato nell’immagine 3.3, risulta diviso in numerosi sottobacini, per cercare di cogliere e rispettare tutte le caratteristiche morfologiche e antropiche delle varie zone presenti sul territorio. La parte urbana è stata schematizzata seguendo le linee dei collettori fognari principali, in quanto non era di nessun interesse spingersi in una rappresentazione di maggior dettaglio, e i pochi dati a disposizione non hanno reso possibile una schematizzazione più raffinata di quella riportata in figura 3.3.

3.2.1 Calibrazione del 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 degli usi del suolo.

Questo modello presume che la capacità di infiltrazione totale di un terreno può essere trovata tramite un valore tabulato (il *CN*) associato alla tipologia d’uso. Durante un evento di pioggia tale capacità è diminuita in funzione della pioggia cumulata e dalla capacità rimanente. Il metodo si basa sull’ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S} \quad (3.1)$$

Dove:

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

La precipitazione netta è ottenibile sottraendo alla precipitazione totale le perdite iniziali dovute all'immagazzinamento superficiale, imputabile all'intercettazione operata dalla vegetazione presente, dalle asperità del terreno e dall'infiltrazione prima della formazione del deflusso.

$$P_n = P - I_a \quad (3.2)$$

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, quindi, essere espressa come:

$$P_n = V + W \quad (3.3)$$

Ricavo ora il valore di W dalla (3.3) e lo sostituisco nella (3.1) ottenendo così:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S} \quad (3.4)$$

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 mette in relazione alla capacità di infiltrazione e saturazione S :

$$I_a = 0.2S \quad (3.5)$$

Se vado a sostituire tutto nella (3.2) si ottiene banalmente

$$P_n = P - 0.2S \quad (3.6)$$

Ora sostituendo la (3.6) nella (3.4) ottengo:

$$V = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (3.7)$$

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 ed ∞ , dove zero è un valore solamente teorico e corrisponde ad una superficie completamente impermeabile, mentre il valore infinito corrisponde ad una superficie che non genera alcun deflusso superficiale. Per valutare S si può ricorrere alla seguente relazione:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (3.8)$$

Dove:

- S = valore massimo d'acqua immagazzinabile nel terreno;
- CN = parametro denominato Curve Number

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

Sono stati classificati dal Soil Conservation Service 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:

- I. Questo gruppo è costituito da suoli con un basso potenziale di deflusso e un alto tasso di infiltrazione quando sono completamente umidi; generalmente questa categoria di suoli sono costituiti da sabbie e ghiaie e usualmente vi vengono incluse anche sabbie limose e limi sabbiosi. La trasmissività è generalmente maggiore di 0.76 cm/h .
- II. I suoli del secondo 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 $0.38 \div 0.76 \text{ cm/h}$.
- III. I suoli di questo gruppo hanno un basso tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati e costituiscono maggiormente in suoli con una tessitura a moderatamente fine a fine; sono normalmente incluse in questo gruppo le argille sabbiose e limose; questi suoli hanno una trasmissività che va da $0.13 \div 0.38 \text{ cm/h}$;
- IV. 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 con quota 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 ricadono in questa categoria. Sono inclusi in questo gruppo argille limose, argille siltoso-limose, argille siltose, argille ed argille sabbiose. Questi suoli hanno una trasmissività di $0 \div 0.13 \text{ cm/h}$; alcuni suoli vengono classificati in questo gruppo a causa di problemi di drenaggio, ma qualora tali problemi venissero risolti questi suoli cambierebbero gruppo.

Una volta attribuito il gruppo idrologico di appartenenza, si procede, all'interno del bacino di studio nell'individuazione di aree omogenee per destinazione

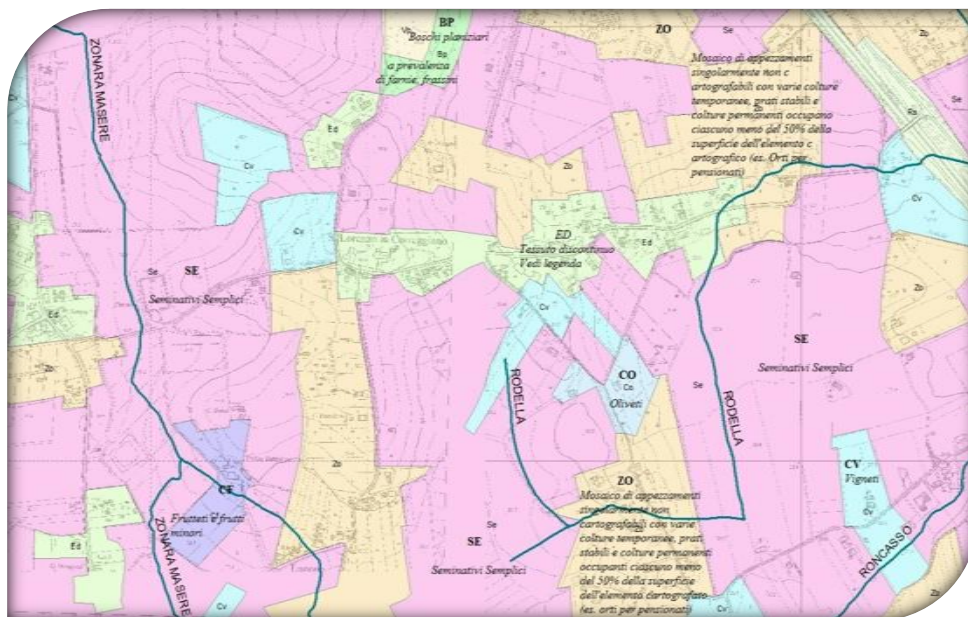


Figura 3. 4: Carta uso del suolo (stralcio)

d'uso e sistemazione. In figura 3.4 viene riportata una parte della carta di uso del suolo utilizzata in sede di calibrazione.

Ovviamente la carta di uso del suolo non è sufficiente da sola all'individuazione del coefficiente CN, sarebbe necessaria anche una carta pedologica; una carta contenente tutte le informazioni sulla composizione del suolo. Nonostante i

notevoli sforzi procurare una di queste carte, non si è riusciti ad ottenerla. Per assopire a tale mancanza si è fatto quindi riferimento a carotaggi svolti nelle zone limitrofe, ipotizzando che le caratteristiche del terreno non potessero cambiare più di tanto nell'arco di poche decine di chilometri.

A ciascuna di queste superfici viene attribuito il più appropriato valore di CN , dedotto dai valori riportati in tabelle. Il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata dei valori al suo interno in funzione della superficie delle aree omogenee:

$$CN_{tot} = \frac{\sum_i A_i CN_i}{A_{tot}} \quad (3.9)$$

Dove:

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

Usa del suolo	Drenaggio	Condizioni	Gruppo del terreno			
			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
Casa 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
<i>Uso del suolo</i>	<i>Drenaggio</i>	<i>Condizioni</i>	<i>Gruppo del terreno</i>			
			A	B	C	D
Seminativo	Terrazzato	cattive	61	72	79	82
		buone	59	70	78	81
<i>Agricolo</i>						
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 3. 1: Coefficienti CN in AMC(II)

Il metodo considera anche le condizioni di umidità iniziali del terreno, (AMC: Antecedent Moisture Conditions). I valori di **CN** riportati in tabella 3.1 sono riferiti alla condizione AMC(II), ovvero ad una condizione di umidità media.

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

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} \quad (3.10)$$

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10-0.058CN(II)} \quad (3.11)$$

Si considera un terreno in condizioni AMC(I) quando questo si presenta secco senza però raggiungere le condizioni di appassimento, in cui le colture o la vegetazione siano ben sviluppate; una condizione AMC(III) fa riferimento ad un terreno saturo a seguito di precipitazioni superiori ai 50 mm di pioggia nei 5 giorni precedenti l'evento di studio, questa considerazione cambia leggermente per il caso invernale che considera precipitazioni superiori ai 25 mm di pioggia nei 5 giorni precedenti.

La calibrazione dei parametri *CN* è quindi stata eseguita basandosi sulle cartografie di uso del suolo, in combinazione al lancio di ripetute simulazioni, e dati puntuali su carotaggi.

Essendo in sede di simulazione e calibrazione è impossibile cogliere al meglio le condizioni di falda, non disponendo di dati certi sulle caratteristiche del suolo e del sottosuolo, ho operato considerando in prima analisi dei *CN* di tentativo sull'ipotesi AMC(II), gruppo C, mediati sulle aree omogenee, e successivamente aggiustati di qualche punto fino alla quasi perfetta coincidenza degli idrogrammi di piena calcolati rispetto a quelli osservati.

3.2.2 Calibrazione dell'acquifero

A seguito della creazione del modello e delle prime analisi, si è reso evidente la necessità di predisporre la presenza di una falda acquifera. La presenza di falda viene utilizzata in due modi distinti: sostiene le portate in alveo nei periodi più piovosi, ed è in grado di trattenere dei volumi significativi di pioggia nei periodi più asciutti. Proprio per questa doppia funzione si integra perfettamente con il metodo SCS – *CN* in quanto sarebbe molto difficile impostare per ogni bacino del modello un opportuno coefficiente *CN* nei vari periodi climatici, al contrario invece risulta molto semplice e immediato implementare un acquifero che comprenda e regoli gli apporti idrici nei differenti periodi.

Nonostante tutto anche l'acquifero necessita di una sua calibrazione, aumentando quindi la difficoltà e la complessità del modello, e aggiunge anche notevoli difficoltà computazionali, le quali, sotto alcune condizioni possono rendere instabile il modello.

Riporto qui di seguito una tabella guida alla configurazione dell'acquifero in funzione del tipo di terreno di cui è composto il bacino in esame.

Soil Texture Class	K	Ψ	ϕ	FC	WP
Sand	4.74	1.93	0.437	0.062	0.024
Loamy Sand	1.18	2.40	0.437	0.105	0.047
Sandy Loam	0.43	4.33	0.453	0.190	0.085
Loam	0.13	3.50	0.463	0.232	0.116
Silt Loam	0.26	6.69	0.501	0.284	0.135
Sandy Clay Loam	0.06	8.66	0.398	0.244	0.136
Clay Loam	0.04	8.27	0.464	0.310	0.187
Silty Clay Loam	0.04	10.63	0.471	0.342	0.210
Sandy Clay	0.02	9.45	0.430	0.321	0.221
Silty Clay	0.02	11.42	0.479	0.371	0.251
Clay	0.01	12.60	0.475	0.378	0.265

Tabella 3. 2: Tabella di impostazione dell'acquifero

Dove:

- K = Conducibilità idraulica satura, (in/hr);
- Ψ = Altezza di imbibizione (in);
- Φ = Porosità;
- FC = Capacità del terreno;
- WP = Punto di appassimento.

Dall'esperienza, e da una conoscenza qualitativa e puntuale della zona in esame si è proceduto per tentativi, impostando prima i dati relativi ad una sabbia limosa (*loamy sand*) e verificato i risultati. In seconda battuta si è provato con i

parametri relativi ad una limo argilloso (*silt loam*), riscontrando in questo secondo caso valori di portata più prossimi a quelli osservati.

La procedura è stata analoga a quella di partenza, ovvero il lancio di una serie di simulazioni su una parte limitata del bacino per poi cercare, per quanto possibile di estendere i risultati sulla totalità dell'area di studio.

Si è verificato in questo modo che lo stesso acquifero non può essere adattato per tutta l'area, in quanto le differenze morfologiche del terreno rendevano impossibile l'utilizzo della medesima falda. Si è quindi reputato necessario calcolare e implementare un diverso acquifero facente riferimento alla parte più pianeggiante e prossima al mare del bacino idrografico.

Il secondo acquifero è stato calibrato per tentativi, mantenendo però, i parametri relativi alla composizione del terreno.

3.3 I risultati della calibrazione

La calibrazione ha fornito importanti risultati, non solo in termini numerici, ma anche in qualità di speculazioni sul comportamento idrologico ed idraulico del bacino "Rodella". Riporto nelle figura 3.5 3.6 i risultati della calibrazione per l'evento del 15/05/2010.

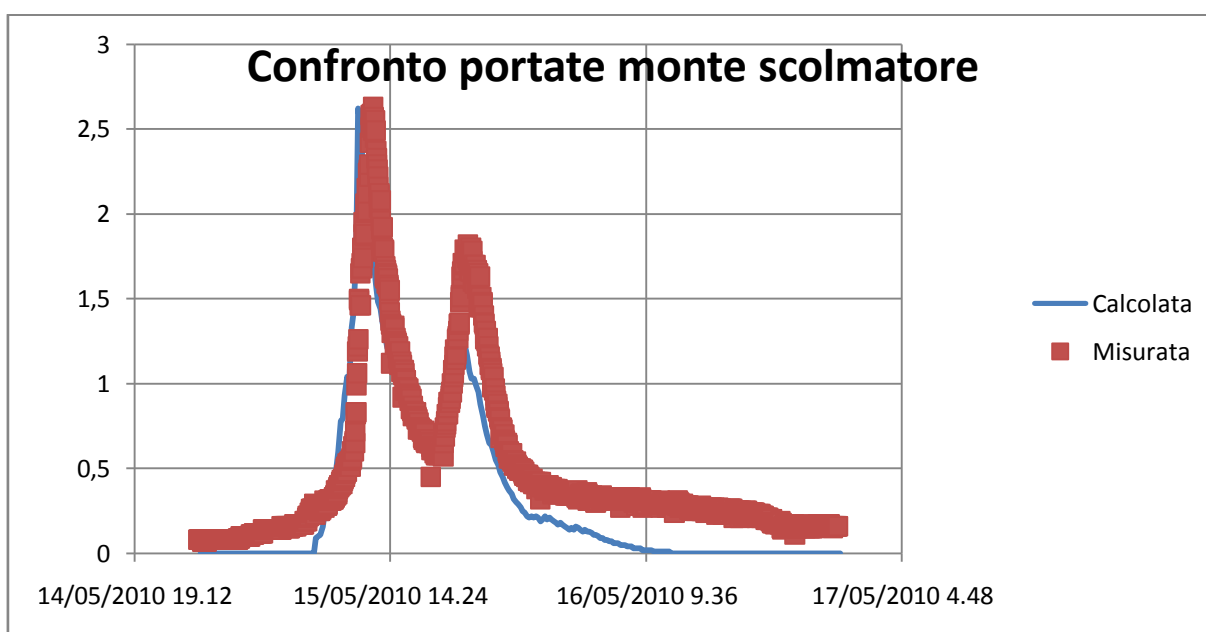


Figura 3.5: Confronto portate monte scolmatore

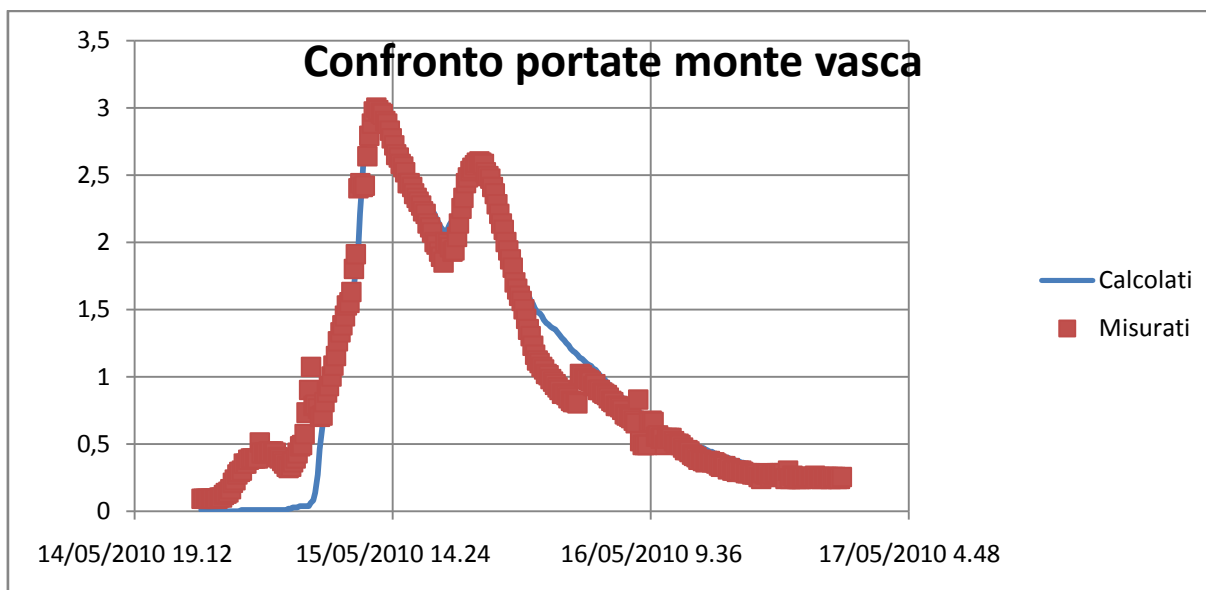


Figura 3.6: Confronto portate monte vasca

L'immagine 3.5 mostra l'andamento delle portate calcolate in sovrapposizione a quelle calcolate, nell'asse delle ascisse è riportato il tempo di simulazione, mentre le ordinate contengono le portate espresse in m^3/s .

Dalla figura 3.5 a causa della scala ridotta non si riesce a notare bene un leggero sfasamento temporale tra la portata calcolata e quella osservata in alveo, tale sfasamento è indotto da fenomeni di distorsione nelle piogge. Come già accennato infatti le piogge sono state raccolte puntualmente in corrispondenza della vasca di laminazione, risulta quindi ragionevole ipotizzare che sul bacino di monte la precipitazione sia arrivata con un leggero ritardo, questo ritardo nella precipitazione reale, si traduce in termini di simulazione con un leggero anticipo presentatosi nei diagrammi di portata. Ai fini del comportamento del modello tale sfasatura temporale però non comporta conseguenze di interesse, infatti essendo alla sezione dello scolmatore tutta la portata di questo evento, come già accennato viene deviata, non lasciando quindi alcuno spazio per modificare l'andamento delle portate successive.

L'immagine 3.6 mostra il confronto tra portate calcolate ed osservate subito prima dell'imbocco alla vasca di espansione. In primo luogo è possibile analizzare i risultati in termini qualitativi, notando che in entrambi i casi si ha una maggior differenza tra i due diagrammi soprattutto nella parte iniziale. Ebbene tali problemi derivano principalmente dal fatto che la simulazione è

stata compiuta per un brevissimo periodo di tempo (50 ore) nelle quali si è concentrato anche l'evento piovoso; il motore di calcolo non risulta abbastanza preriscaldato, il sistema si trova in una situazione iniziale di completo scarico, e vi sono delle condizioni iniziali impossibili da riprodurre. Questi fattori fanno sì che il comportamento reale misurato in continuo dai sensori nelle sezioni risulti diverso da quello computato. Il secondo aspetto sempre di origine qualitativa, è l'andamento della curva di scarico, sia nel primo che nel secondo diagramma non sono perfettamente in linea con quella misurata.

Se si osservasse in dettaglio i rami di scarico per di entrambi i picchi in entrambi i diagrammi si potrebbe facilmente notare che le curve sono “parenti”, ovvero presentano la stessa pendenza; traducendo in termini analitici si può dire che hanno la stessa derivata prima. Questo deriva dalla scala di deflusso empirica e tarata su bacini urbani americani. Immaginando di estendere i grafici di portate per un intervallo di tempo molto più lungo di quello utilizzato si potrebbe vedere uno scostamento tra la curva di scarico calcolata e quella misurata.

Un altro dettaglio da illustrare riguardante solo le curve di portata misurata: i salti presenti, e le discontinuità in che si hanno in corrispondenza dei valori di circa $1\text{ m}^3/\text{s}$ sono dovute agli strumenti di misura. Al di sotto di una certa portata i valori vengono calcolati tramite un sensore di livello e una scala di deflusso, mentre per portate maggiori di $1\text{ m}^3/\text{s}$ si attivano dei sensori doppler che riescono a calcolare in simultanea livelli e portate senza ricorrere a metodi empirici quali le curve di deflusso.

Un confronto quantitativo può essere l'osservazione della misura del picco di piena: l'idrogramma calcolato non presenta scostamenti da quello misurato sul picco in nessuna delle due sezioni di riferimento.

Viene riportato in figura 3.7 l'andamento delle portate per l'evento 09/03/2010. La figura 3.7 come la figura 3.5 riporta la medesima ordinata contenente le portate in m^3/s . In rosso è riportata la portata misurata dai sensori nella sezione di controllo, mentre in blu sono riportate le portate computate dal calcolatore.

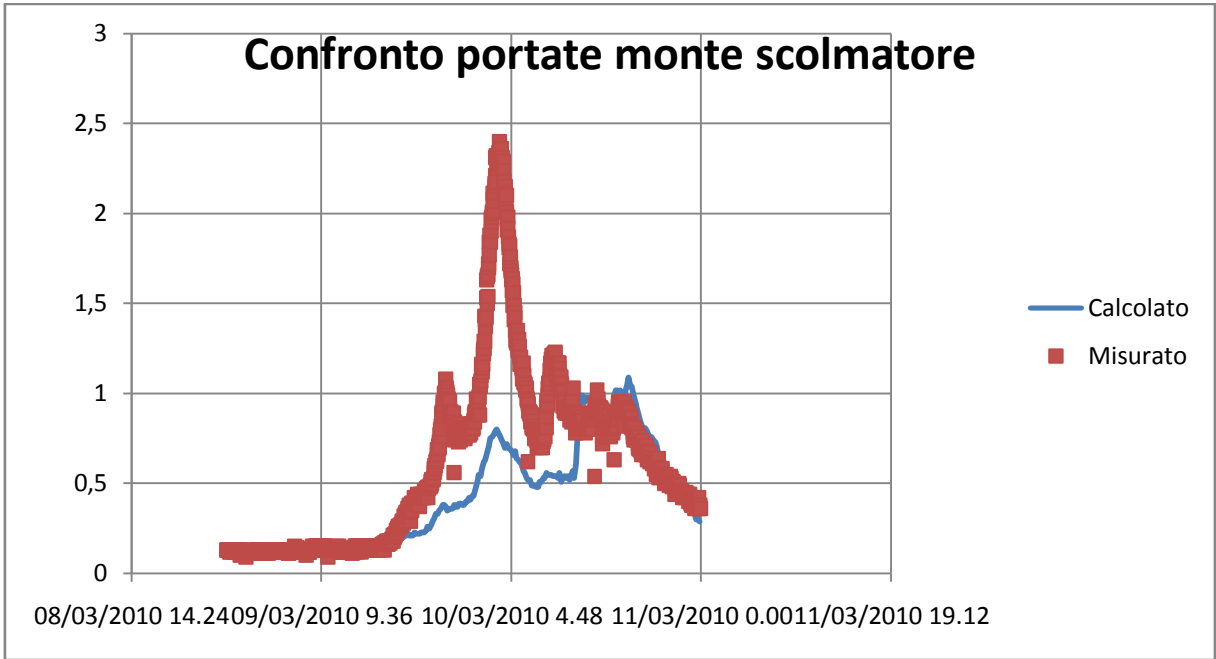


Figura 3.7: Confronto portate monte scolmatore evento 09/03/2010

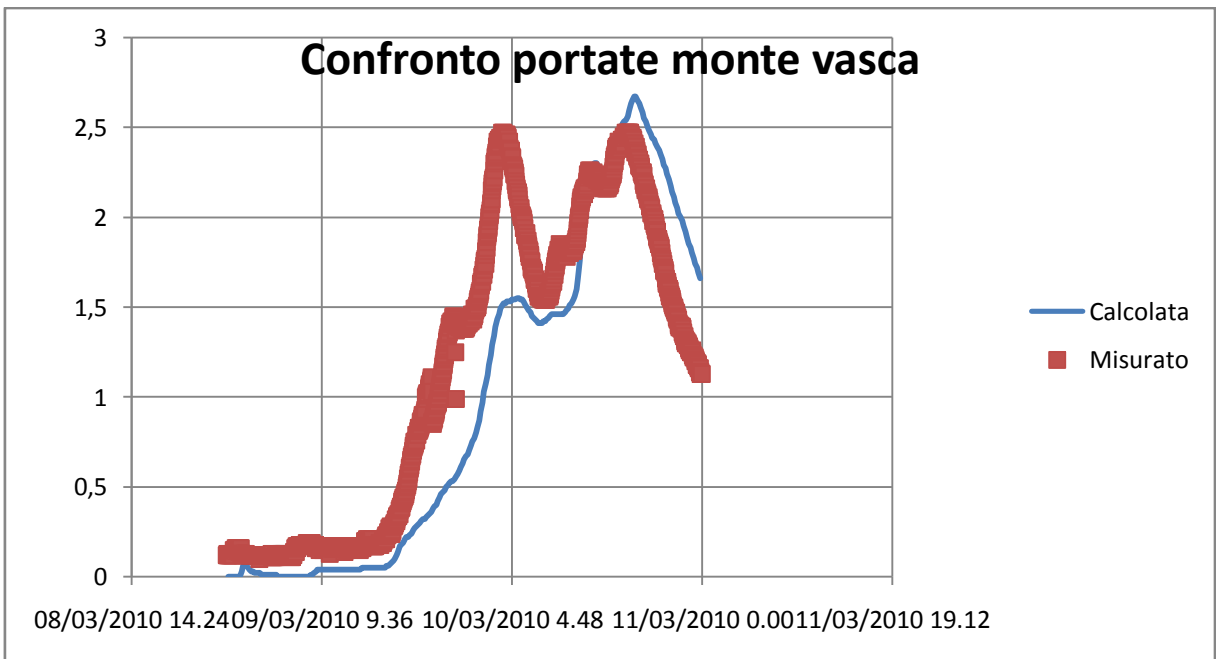


Figura 3.8: Confronto portate monte vasca evento 09/03/2010

Risulta di estrema facilità un raffronto qualitativo: entrambi i diagrammi (Figura 3.7 e 3.8) presentano un picco di piena nelle portate rilevate, ma tale picco non viene assolutamente riscontrato a calcolatore.

Come è possibile vedere dal Grafico 3.1 all'inizio di questo capitolo contenete le cumulate di pioggia, non vi sono precipitazioni localizzate che possano giustificare tale incremento di portata.

Come accennato in precedenza in questo capitolo tale effetto è dovuto allo scioglimento nevi, che va ad alimentare la portata all'interno del canale. Per arrivare a tale conclusione è stato necessario confrontare i diagrammi di monte e di valle simultaneamente. La prima ipotesi, infatti, è stata quella di un evento meteorico localizzato sui bacini collinari e non colto dal pluviometro sito alla vasca di laminazione. Tale ipotesi è successivamente stata scartata in quanto lo stesso picco si ripresenta nella sezione di valle nonostante la portata di monte venga completamente allontanata dallo scolmatore di troppo pieno. L'unica conclusione plausibile rimane dunque che tale aumento di portata deve derivare necessariamente da qualche fattore presente contemporaneamente su tutti i bacini sia collinari che pianeggianti. Solo dopo molteplici speculazioni e considerazioni si è giunti al ricordo della presenza della neve in quel preciso periodo.

Sempre a causa del dello scioglimento di nevi il ramo di accrescimento dell'idrogramma misurato risulta notevolmente più ripido di quello calcolato, il che è verosimile in quanto le piogge non (anche in confronto con l'evento del 15 maggio) non risultano essere particolarmente intense. È apprezzabile invece come il modello riesca a cogliere il secondo picco di piena verificatosi alla vasca di laminazione.

È perfettamente individuato l'accrescimento dato dallo scroscio finale, e viene valutato in modo sufficientemente accurata l'ampiezza del picco.

Si è dimostrato fondamentale calibrare i due eventi contemporaneamente per riuscire a valutare l'enorme differenza che si ha sul medesimo bacino considerando le variazioni stagionali.

3.3.1 Risultati della rappresentazione del comportamento idraulico della vasca di laminazione

La vasca di laminazione è stata calibrata a parte rispetto al modello, in quanto era necessario che il condotto di collegamento, e le portate d'acqua fossero coerenti con quelle reali, in particolare i livelli idrici per cui la vasca inizia ad invasare acqua. Quello che è stato omesso nella simulazione è il sistema di telecontrollo e logiche automatiche di movimentazione delle paratoie. Come precedentemente illustrato nel capitolo 2 infatti la vasca di laminazione ha un pozzetto con doppia paratia mobile, oltre a sistemi di pompaggio per il suo svuotamento, che ne consentono l'immagazzinamento dell'acqua e ne impediscono la restituzione in coda all'evento di piena per sgravare il collettore principale della fognatura urbana. Tutti questi dettagli se pur fondamentali dal punto di vista idraulico non sono stati implementati nel modello di simulazione, in quanto gli eventi registrati e forniti per la calibrazione dall'Area Tecnica Bacino Marecchia del consorzio della Romagna non avevano visto l'innescarsi di tali meccanismi. Riporto di seguito (Figura 3.9) i risultati della calibrazione della vasca per poi commentarli.

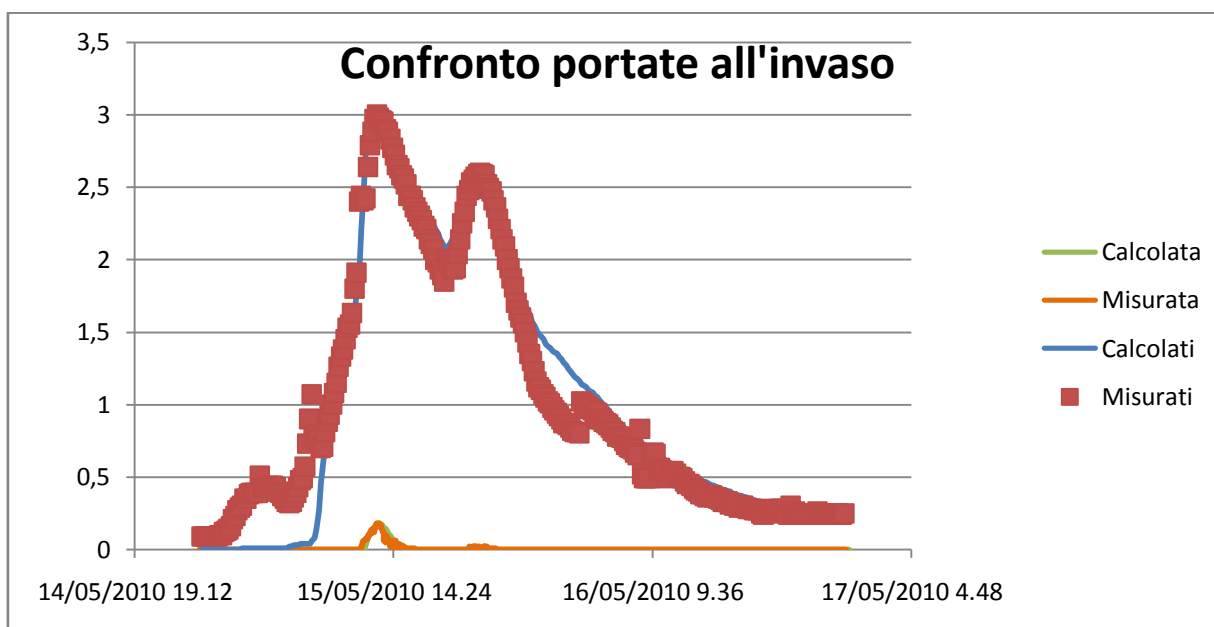


Figura 3.9: Confronto portate nel nodo vasca

L'immagine non risulta chiarissima in quanto le portate entranti dalla vasca sono molto limitate, per maggior chiarezza riporto in figura 3.10 il confronto tra portate entranti in vasca calcolate e misurate senza da sole.

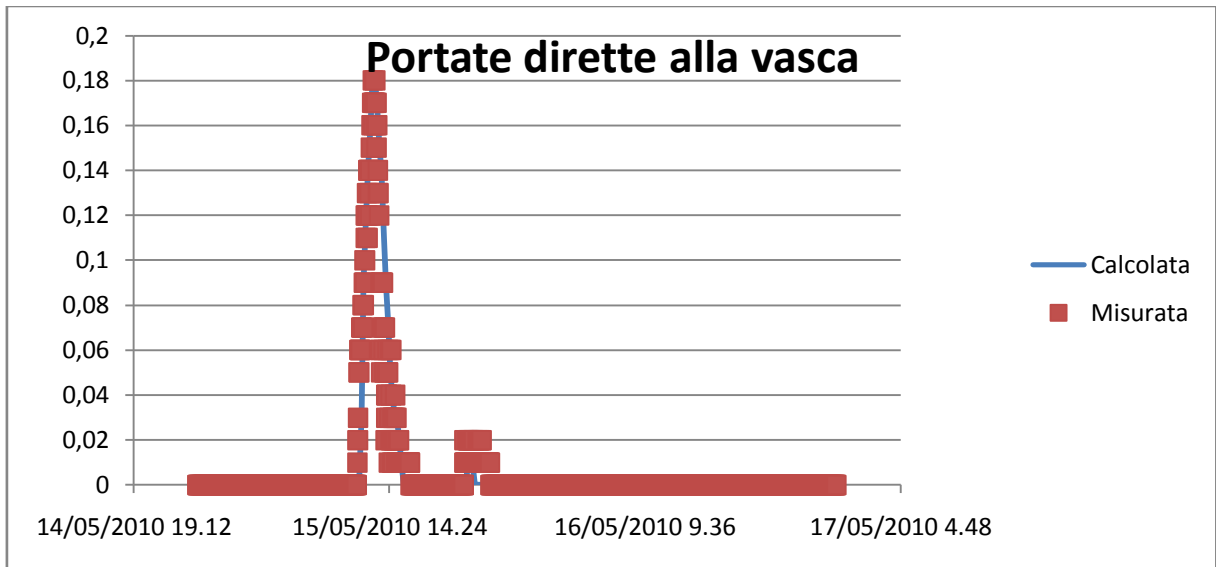


Figura 3.10: Andamento delle portate nel collettore della vasca

Nella figura 3.9 viene riportato un diagramma d'insieme della calibrazione della vasca di laminazione.

È riportato in figura 3.10 un ingrandimento del diagramma di portate entranti in vasca.

Dall'immagine 3.10 si possono ricavare 2 importanti dettagli: il primo riguarda l'andamento dell'invaso, inizialmente si ha una perfetta corrispondenza tra le portate invasate calcolate e quelle osservate, successivamente si ha un altro piccolo sversamento, esso è colto sia dalla simulazione che dai dati osservati ma in maniera diversa. La portata diretta successivamente alla prima in vasca osservata è superiore del doppio rispetto a quella calcolata, nonostante i diagrammi di portata calcolata ed osservata coincidano alla perfezione. Tale problema però non deve preoccupare infatti si hanno valori talmente tanto bassi di portata ($0.02 \text{ m}^3/\text{s}$) che rientrano sostanzialmente nella precisione strumentale. I risultati di calibrazione della vasca di laminazione sono riportati solo per l'evento del 15/5/2010, in quanto per l'evento del 09/03/2010 la vasca di

laminazione non ha immagazzinato acqua, quindi tali grafici risulterebbero niente meno che un idrogramma piatto in corrispondenza dello zero.

Per completezza di trattazione viene riportato in figura 3.11 l'altezza d'acqua presente in vasca, purtroppo per questo non è presente una scala di confronto tra dati osservati e calcolati, ma è possibile ricavare i volumi basandosi sulle portate invasate.



Figura 3.11: Altezza d'acqua invasata in vasca

In questo caso l'immagine è stata tratta direttamente dal programma di calcolo SWMM in quanto il grafico in excel non rendeva apprezzabile l'andamento e l'aumento delle altezze con il passare del tempo.

3.3.2 Calibrazione dello scolmatore

Altro elemento calibrato a doc è stato lo scolmatore di troppo pieno a monte. Attraverso la relazione tecnica fornite dall'Area Tecnica Bacino Marecchia del consorzio di bonifica della Romagna, sono stati estrapolati i dati di maggior interesse, ovvero, la capacità dello scolmatore di deviare dalla fossa "Rodella" tutte le portate inferiori ai $2.20 \text{ m}^3/\text{s}$ per portate con tempo di ritorno venticinquennale, e $2.50 \text{ m}^3/\text{s}$ per una portata cinquantennale.

Entrambi gli eventi sono sempre sati scolmati per intero, quindi non vi può essere un confronto qualitativo e quantitativo significativo tra diagrammi osservati e calcolati, però si illustra in ogni caso una fase della calibrazione (immagine 3.12).

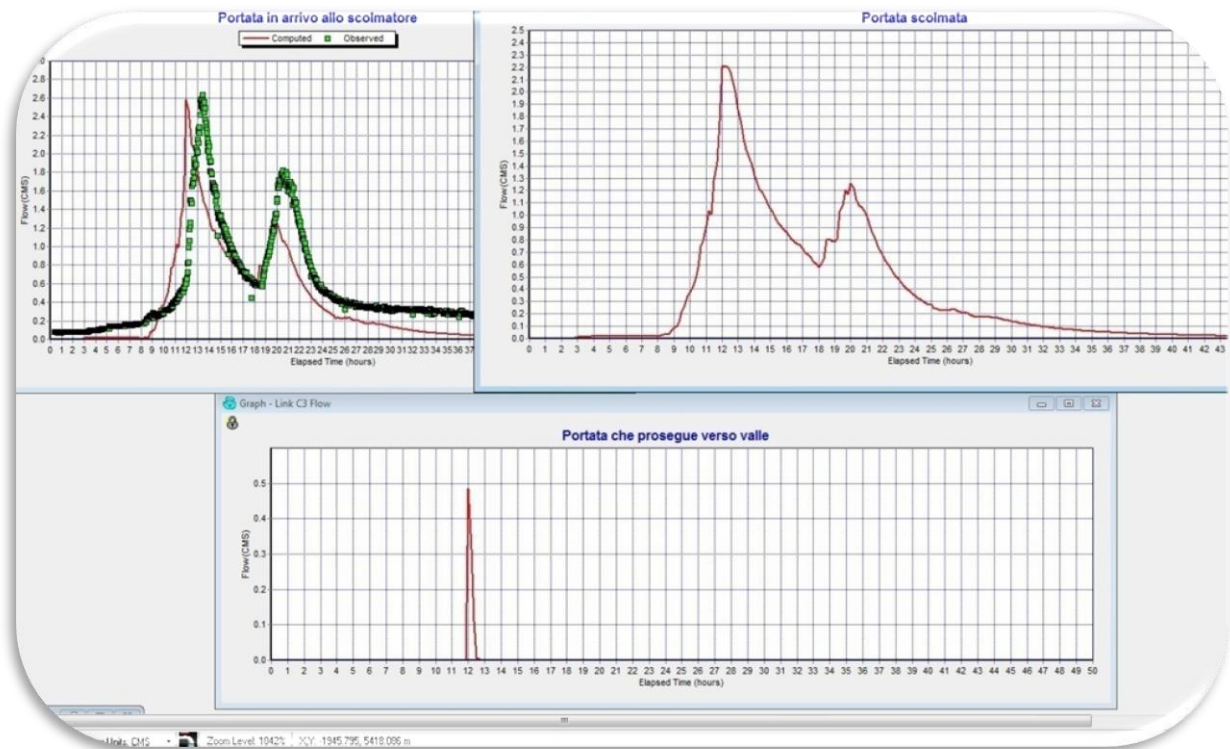


Figura 3. 5: Fase di calibrazione dello scolmatore

L'immagine riporta il diagramma di piena in arrivo allo scolmatore a sinistra in basso vi è il picco di portata, in cui, in questa fase vi era consentito il transito, mentre in alto a destra vi è la portata deviata. Per visualizzare correttamente la qualità di questa calibrazione va detto che lo scolmatore era stato tarato sui $2.20 \text{ m}^3/\text{s}$. La portata “mozzata” dallo scolmatore risulta essere esattamente quella eccedente i $2.20 \text{ m}^3/\text{s}$ e l'idrogramma che viene allontanato presenta proprio un taglio netto e deciso in corrispondenza del picco decapitato. Per arrivare al seguente risultato sono state eseguite numerosissime simulazioni, variando di volta in volta i parametri facenti riferimento alle altezze d'acqua nel pozzetto di controllo. Come accennato all'inizio del capitolo lo scolmatore è schematizzato all'interno del modello attraverso una pompa, inizialmente è stato pensato di introdurre a livello computazionale una pompa ideale, ma i risultati migliori

sono stati conseguiti attraverso una pompa reale con parametri di capacità del tutto fittizi.

3.4 Validazione del modello

A seguito della calibrazione, è stato realizzato anche un modello di validazione. Attraverso l'individuazione di un evento particolarmente importante nelle serie storiche di ARPA, di cui l'Area Tecnica del Consorzio di Bonifica della Romagna, pur non disponendo di rilievi strumentali delle portate ha comunque fornito una documentazione fotografica, dalla quale è possibile evincere con buona approssimazione l'entità dei livelli invasati nel serbatoio di laminazione, posto a monte dell'area a connotazione prettamente urbana. L'evento in questione è quello del 4÷6 dicembre 2002. Riporto di seguito la tabella contenente le piogge misurate dal pluviometro di Vergiano.

Giorno	Ora	mm	Giorno	Ora	mm	Giorno	Ora	mm
12/04/2002	00:00	0.2	12/05/2002	00:00	1.2	12/06/2002	00:00	0
	01:00	1.2		01:00	3.6		01:00	0
	02:00	5.8		02:00	3		02:00	0
	03:00	2.2		03:00	4		03:00	0
	04:00	3.6		04:00	4.8		04:00	0
	05:00	4.4		05:00	5		05:00	0
	06:00	5.6		06:00	5.4		06:00	0
	07:00	7		07:00	4		07:00	0
	08:00	7		08:00	3.8		08:00	0
	09:00	7.4		09:00	5		09:00	0
	10:00	6.2		10:00	2.8		10:00	0
	11:00	3		11:00	2.4		11:00	0
	12:00	3.2		12:00	2		12:00	0
	13:00	4.4		13:00	2.2		13:00	0
	14:00	2.8		14:00	3		14:00	0
	15:00	1.8		15:00	2		15:00	0.4
	16:00	2.4		16:00	1		16:00	0.2
	17:00	2.6		17:00	0		17:00	0
	18:00	1.4		18:00	0		18:00	0.2
	19:00	0.2		19:00	1.4		19:00	0
	20:00	0		20:00	0.4		20:00	0
	21:00	0		21:00	0.4		21:00	0
	22:00	0.2		22:00	0.2		22:00	0.2
	23:00	1.2		23:00	0		23:00	0.2

Tabella 3. 3: Pioggia rilevata da ARPA presso la stazione di Vergiano

L'unico punto di riferimento per verificare se il modello risponde in modo corretto ad eventi particolarmente gravosi, in definitiva, utili a valutare opportunamente il funzionamento delle opere è quello di far funzionare il programma di simulazione con dei dati di input, per i quali comunque ci sia un minimo di riscontro. Si colloca proprio a tale fine la serie di precipitazioni avvenute nel dicembre 2002. La documentazione che verrà riportata alla fine del paragrafo risulta abbastanza chiara ed esplicita.

Si vogliono, dunque, mostrare qui di seguito gli andamenti delle portate al nodo vasca (Figura 3.13).

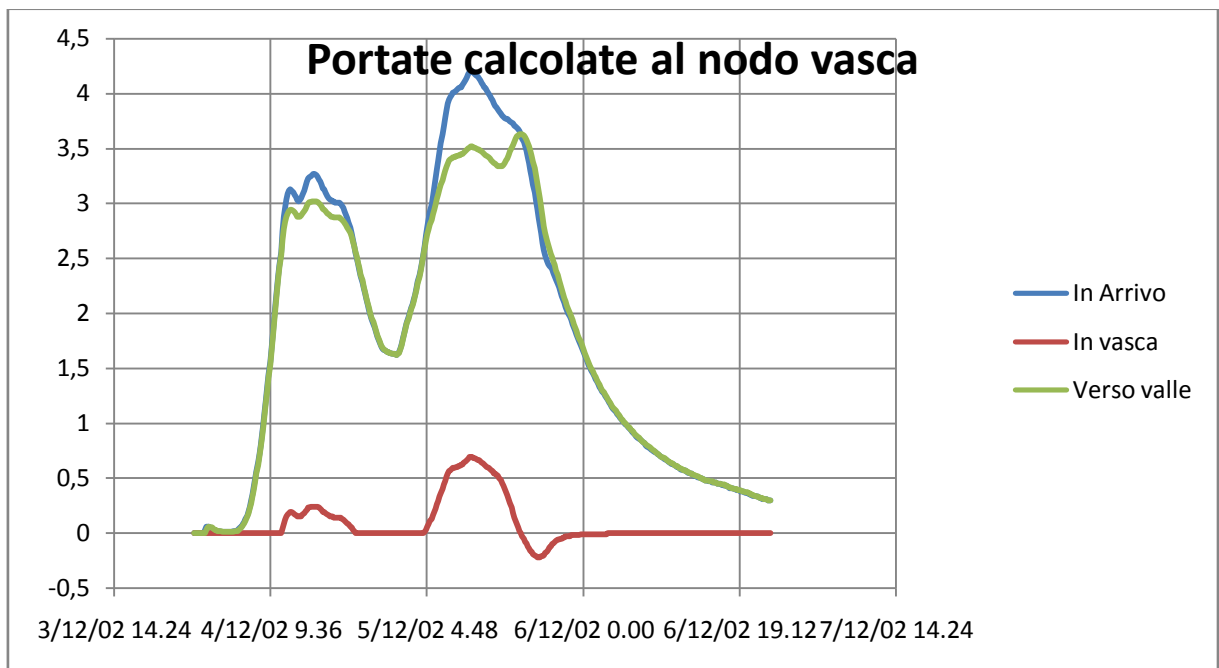


Figura 3.13: Confronto di portate al nodo vasca

Il diagramma riporta sull'asse delle ascisse il tempo, mentre sulle ordinate è riportata la portata espressa in m^3/s . la linea blu rappresenta la portata d'acqua che giunge al nodo di deviazione per la vasca, la portata in verde rappresenta la portata che prosegue verso l'area urbana dopo essere stata laminata dalla vasca d'espansione. La linea rossa rappresenta l'andamento delle portate all'interno del collettore che giunge alla vasca di laminazione. Come si può facilmente vedere dal grafico ad un certo punto si realizzano portate negative. Il segno indica la direzione in cui è percorso il collettore. Le portate positive sono quelle entranti in vasca, mentre quelle negative rappresentano quelle portate che dalla

vaca di laminazione tornano al canale. Nella realtà durante l'evento piovoso non vi è alcuna portata che dalla vasca raggiunge il canale; gli organi di controllo hanno la possibilità di impedire l'uscita dell'acqua invasa, per arrivare persino al suo completo isolamento nel momento in cui raggiunge il massimo invaso. Come più volte menzionato tali organi non sono stati rappresentati nel modello di simulazione quindi si verifica che al diminuire del carico idrico nella fossa "Rodella" l'acqua in vasca che ha raggiunto una opportuna altezza piezometrica torna a scorrere nel canale.

Per onestà intellettuale, è indispensabile precisare che durante questo evento meteorico lo scolmatore a monte si trovava ancora in costruzione. Fu aperto proprio per cercare di ridurre le portate dirette a valle in quanto la vasca di laminazione aveva raggiunto il suo massimo riempimento all'inizio dell'evento. Di seguito è riportato lo stesso grafico mostrato in figura 3.13, ma ottenuto senza lo scolmatore di monte.

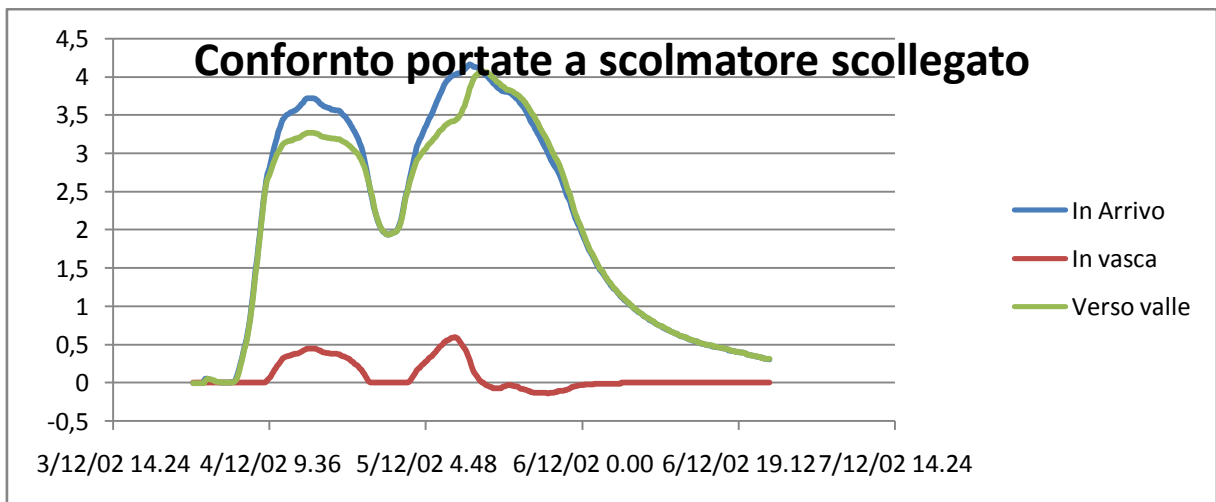


Figura 3.14: Confronto tra portate al nodo vasca senza l'ausilio dello scolmatore

Dal confronto si vede benissimo che la vasca inizia ad immagazzinare durante il primo picco di piena laminandolo, ma a quel punto non è più in grado di decapitare l'onda di piena in arrivo successivamente.

Questa simulazione mostra come il lavoro di entrambi gli organi adibiti alla protezione idraulica del territorio funzionino in ottimo accordo, garantendo un grado di sicurezza maggiore rispetto a quelli riscontrabili nel singolo progetto.

Di seguito come anticipato ad inizio paragrafo, vengo riportate le foto del riempimento della vasca durante l'evento piovoso (Figure 3.15. 3.16).



Figura 3. 15: Stato della vasca al termine dell'evento (punto di vista Rodella)



Figura 3. 16: Stato della vasca al termine dell'evento (punto di vista Vasca)

Capitolo 4

Dati di progetto

Tra i dati di progetto, quelli di maggior rilevanza per la rete di bonifica, sono sicuramente rappresentati dalle osservazioni pluviometriche. Definisco pioggia di progetto un evento meteorico con assegnato tempo di ritorno. Prima di illustrare la teoria e l'applicazione per la determinazione dell'evento sintetico di progetto ritengo doveroso fare un breve accenno agli strumenti di analisi statistica necessari per affrontare il problema.

4.1 Elementi di statistica

La statistica si divide in statistica descrittiva, e statistica inferenziale, in funzione della finalità. In particolare: la statistica descrittiva è finalizzata a ricavare da un insieme di dati raccolti, detto campione, in tabelle e grafici (troppo numerosi per poter essere esaminati singolarmente) alcune informazioni significative per il problema studiato. La statistica inferenziale è finalizzata a fornire metodi che servono ad imparare dall'esperienza, cioè a costruire modelli per passare da casi particolari al caso generale.

Nella statistica inferenziale o induttiva, si usano anche tecniche del calcolo delle probabilità. I principali indicatori per la statistica descrittiva sono rappresentati dalla media, moda e mediana. La media è rappresentata dalla somma di tutte le N osservazioni divisa per il numero delle osservazioni. La moda o anche chiamata norma di una distribuzione di frequenza è la modalità (o classi di modalità) caratterizzata dalla massima frequenza; in altre parole è il valore che compare con maggior frequenza all'interno del campione. La mediana è il valore centrale di una successione numerica disposta in ordine crescente. Per quello che riguarda il campo di studio, di interesse risulta unicamente la media o valore atteso della distribuzione, che viene descritto con la seguente relazione:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum x_i \quad (4.1)$$

dove μ rappresenta la media o valore atteso, gli x_i sono i valori del campione e n rappresenta il numero di elementi da cui è composto il campione.

Un altro importante indicatore statistico è rappresentato dalla varianza. In teoria della probabilità e in statistica la varianza è una variabile aleatoria, che fornisce una misura di quanto siano vari i valori assunti dalla variabile di studio, ovvero quanto si discostano dalla media. La varianza si definisce con la relazione (4.2) con chiara evidenza di significato dei simboli utilizzati.

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum [x_i - \mu(x)]^2 \quad (4.2)$$

La deviazione standard o scarto quadratico medio è un indice di dispersione delle misure sperimentali (vale a dire una misura di variabilità di una popolazione di dati o di una variabile casuale) derivato direttamente dalla varianza. Ha la stessa unità di misura dei valori osservati, mentre la varianza ha come unità di misura il quadrato dell'unità di misura di riferimento. La deviazione standard misura sostanzialmente la dispersione dei dati intorno al valore atteso.

Infine il coefficiente di variazione o deviazione standard relativa, è un indice di dispersione che permette di confrontare misure di fenomeni riferite a unità di misura differente, in quanto si tratta di un numero puro. Viene definito, per un dato campione come il rapporto tra la sua deviazione standard e il valore assunto dalla sua media aritmetica.

$$C_v = \frac{\sigma}{|\mu|} \quad (4.3)$$

4.2 Distribuzione di probabilità dei valori estremi

Indicando con x i valori assunti da una generica grandezza idrologica: si considera X come una variabile casuale; si ammette che le condizioni ambientali per cui la X in passato ha assunto determinati valori siano restare immutate e resteranno immutate anche in futuro, almeno per i tempi che

interessano in sede applicativa; si definisce popolazione della X l'insieme di tutti i valori che in dette condizioni ambientali la x ha assunto per il passato o potrà assumere in futuro; si considera la serie statistica costituita dagli n valori $(x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_n)$ assunti dalla x in una determinata stazione di misura, registrati e pubblicati dal S.I.I. nel periodo di osservazione, come un campione di dimensione n tratto a caso dalla popolazione della x .

Ciò premesso, scopo dell'indagine sarà quello di risalire dalla composizione del campione, nota, a quella della popolazione, incognita, tenendo però bene in conto che, per difetto di campionatura, la composizione del primo può scostarsi, più o meno, da quella della seconda. Cercheremo di raggiungere tale scopo applicando la metodologia consueta nelle analisi statistiche attraverso fasi successive:

1) formulazione di un ipotesi di lavoro in riguardo alla composizione della popolazione della x , individuando quale fra le leggi già studiate dal calcolo delle probabilità meglio si adatta a descrivere detta popolazione;

2) precisazione dell'ipotesi di lavoro avanzata, calcolando le grandezze statistiche, funzione degli n valori osservati della X , che costituiscano le migliori stime dei parametri che caratterizzano quella legge di probabilità, e che, quindi, permettano di trarre dal campione la massima informazione in riguardo alla popolazione da cui esso è tratto;

3) verifica dell'ipotesi di lavoro, controllando se gli scarti che si riscontrano fra composizione della popolazione, definita al punto 2), e composizione del campione debbano o meno ritenersi significativi, e cioè se sono o non inferiori agli scarti massimi che potrebbero verificarsi se l'ipotesi fosse valida;

4) determinazione dell'intervallo fiduciario entro cui ci si deve attendere che ricada il valore x_Φ della x che nella popolazione corrisponde ad una assegnata probabilità cumulata Φ : l'ampiezza dell'intervallo fiduciario costituisce una misura dell'indeterminatezza con cui è possibile conoscere x , tanto maggiore quanto più piccola è la dimensione n del campione.

Infine, una volta che avremo individuato un'ipotesi di lavoro accettabile in riguardo alla popolazione della X , come conseguenza della stessa potremo anche trarre induzioni in riguardo a quanto potrà avvenire in futuro in un campione, di dimensione assegnata, eventualmente anche diversa da n , tratto dalla stessa popolazione. In particolare, facendo riferimento al proporzionamento di una data opera, si potrà stabilire con quale rischio in un assegnata durata si potranno determinare condizioni più gravose di quelle assunte a base del progetto.

4.2.1 Legge doppio - esponenziale o di Gumbel

Si assume come variabile il massimo valore $x = z_k$ raggiunto da un'altra generica variabile z , definita variabile originaria, fra k osservazioni tratte a caso dalla popolazione della z , o più brevemente in un campione di dimensione k .

Posto che dalla popolazione della z possono pensarsi tratti infiniti campioni di dimensione k e posto che z_k assume di volta in volta valori diversi, alla distribuzione della variabile originaria z si può associare quella del valore massimo in un campione di dimensione k .

La funzione di ripartizione $F(x)$ del massimo valore $x = z_k$, raggiunto dalla variabile originaria z in un campione di dimensione k , misura la probabilità che x risulti inferiore o al più eguale a un assegnato valore. Se fosse nota la funzione di ripartizione $F(z)$ della z , $F(x)$ si potrebbe dedurre in base al quinto assioma del calcolo delle probabilità a mezzo della relazione:

$$\Phi(x = z_k) = [\Phi(z)]^k \quad (4.4)$$

se le k osservazioni che costituiscono il campione sono ognuna indipendente dall'altra.

In effetti la $F(z)$ raramente è nota. Quando però si considerino campioni di grande dimensione, sicchè i valori massimi z_k risultano spostati nel campo

¹**Emil Julius Gumbel:** (Monaco di Baviera, 18 luglio 1891 – New York, 10 settembre 1966) statistico ebreo tedesco che ha trascorso gran parte della sua carriera in esilio. Studiò a Monaco di Baviera U, ottenendo un dottorato in statistica della popolazione nel 1914. Nel 1923 entra a far parte della facoltà di U Heidelberg, andò in esilio prima in Francia nel 1932 dove ha lavorato a U Lione, e poi negli Stati Uniti nel 1940. Durante il periodo francese ha pubblicato lo studio definitivo della distribuzione dei valori estremi che porta il suo nome.

dei valori più grandi della x , ai fini applicativi è sufficiente conoscere l'andamento della $F(z)$ in prossimità dei valori massimi e dedurre da questo l'andamento assunto dalla $F(x)$ per diversi valori di k , in particolare esaminando se essa tende a una forma asintotica al crescere di k all'infinito. Nel campo dell'idrologia la $F(z)$ risulta generalmente di tipo esponenziale, cioè: se si considera il valore ε di z che ci si deve attendere che venga superato una volta su k (estremo atteso), per cui:

$$k[1 - \Phi(z = \varepsilon)] = 1 \quad (4.5)$$

se si considera il parametro $\alpha = k\phi(z=\varepsilon)$ che misura la rapidità con cui varia al variare di k (intensità di funzione).

Sviluppando in serie di Taylor¹ la funzione $F(z)$ in prossimità di ε , si può dimostrare che per grandi valori di z , quale che sia $F(z)$, risulta:

$$\Phi(z) = 1 - \frac{1}{k} e^{-\alpha(x-\varepsilon)} \quad (4.6)$$

$$\Phi(x) = \left[1 - \frac{1}{k} e^{-\alpha(x-\varepsilon)}\right]^k \quad (4.7)$$

che tende, per $k \rightarrow \infty$ alla funzione asintotica:

$$\Phi(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\varepsilon)}} \quad (4.8)$$

che viene perciò definita legge asintotica del massimo valore, o legge doppio esponenziale o legge di Gumbel, dallo studioso che per primo l'ha applicata all'idrologia.

¹*Sir Brook Taylor* (Edmonton, 18 agosto 1685 – Londra, 29 dicembre 1731) è stato un matematico inglese. Entrò nell'università di St. John di Cambridge come uno studente comune nel 1701, e prese i gradi di baccelliere e dottore in legge rispettivamente nel 1709 e nel 1714. Studiando la matematica sotto le direttive di John Machin e John Keill, ottenne nel 1708 una soluzione notevole del problema del "centro di oscillazione" che, tuttavia, non fu pubblicata fino al maggio 1714 ("Phylosophycal Transactions of the Royal Society" vol.28), provocando una disputa riguardo la sua primogenitura con Johann Bernoulli. Nel suo *Methodus Incrementorum Directa et Inversa* (Londra, 1715) ha sviluppato un nuovo ramo della ricerca matematica, ora chiamata calcolo delle differenze finite. Tra le diverse applicazioni, egli lo ha usato per determinare la forma del movimento di una corda vibrante, da lui per primo ridotta con successo a principi meccanici. Lo stesso lavoro conteneva la famosa formula conosciuta come il Teorema di Taylor, la cui importanza non fu riconosciuta fino al 1772, quando Lagrange si rese conto del suo valore e lo definì "le différentiel principale du fondement du calcul".

4.3 Metodi di stima di parametri

nel seguito, sarà necessario stimare dei parametri che non si conoscono in modo certo e predeterminato. Al fine di poter determinare scudetti parametri la statistica propone due diversi approcci per la stima di tali parametri. Avendo successivamente utilizzato entrambe le possibilità, presento un sintetico riassunto della teoria alla base dei due approcci.

4.3.1 Metodo dei momenti

Il metodo dei momenti in statistica è un metodo di ricerca degli stimatori. In base al metodo dei momenti, uno stimatore deve soddisfare una condizione che caratterizza uno o più suoi momenti campionari; in generale si impone l'uguaglianza tra il momento campionario e la sua controparte, non osservabile, che caratterizza la popolazione (es. tra media campionaria e valore atteso per la popolazione), determinando lo stimatore come soluzione dell'equazione che ne risulta.

Per cercare di rendere più chiaro il concetto illustro i passaggi in linea teorica considerando come dato di partenza l'equazione di una curva gaussiana (verrà data per scontata la teoria statistica relativa alle curve di probabilità):

Preso l'equazione

$$f_{x_i}(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x_i-\mu}{\sigma}\right)^2\right\}} \quad (4.9)$$

Volendo determinare gli estimatori μ e σ^2 impiegando il metodo dei momenti, si impone che i momenti campionari di ordine 1 e 2 sia uguali alle loro controparti teoriche, quindi sapendo che il momento di ordine 1 è:

$$E[x_i] = \mu \quad (4.10)$$

E il momento di ordine 2

$$\sigma^2 = var(x_i) = E[x_i^2] - (E[x_i])^2 \Rightarrow E[x_i^2] = \sigma^2 + (E[x_i])^2 \quad (4.11)$$

Si possono quindi stimare i parametri a seguito del metodo dei momenti risolvendo il sistema:

$$\begin{cases} n^{-1} \sum x_i = \hat{\mu} \\ n^{-1} \sum x_i^2 = \hat{\sigma}^2 + \hat{\mu}^2 \end{cases} \quad (4.12)$$

Dalla prima equazione è immediato verificare l'estimatore per il valore atteso è esattamente la media campionaria, mentre sostituendo nella seconda è facile ottenere:

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{1}{n} \sum (x_i - \hat{\mu})^2 \quad (4.13)$$

Che rappresenta esattamente la varianza ovvero ciò che si stava cercando.

Nel singolo esempio si possono ottenere gli stessi risultati con il metodo della massima verosimiglianza, la quale in casi più complicati riesce a fornire stime più raffinate.

4.3.2 Metodo della massima verosimiglianza

Il metodo della massima verosimiglianza, proposto da R. A. Fisher intorno all'inizio del 20° secolo, nota la forma funzionale $f(x; \theta)$ permette di ottenere oltre alle stime puntuali del parametro incognito, anche la distribuzione asintotica dell'estimatore di massima verosimiglianza. Tale metodo si basa sull'idea che funzioni densità diverse diano luogo, in generale, a campioni diversi e, quindi, sia più plausibile che il campione osservato provenga da una funzione densità con determinati valori di θ piuttosto che da altre funzioni densità per le quali il suo realizzarsi sarebbe meno probabile. In altri termini, una volta osservato un campione (x_1, \dots, x_n) si osservano come variano i valori di $f(x; \theta)$ al variare di θ nello spazio parametrico Θ . In tal modo, otteniamo una funzione definita nello spazio parametrico Θ , cioè $L: \Theta \rightarrow R^+$.

Questa funzione di θ viene detta funzione di verosimiglianza delle osservazioni $x = (x_1, \dots, x_n)$, ed esprime la plausibilità dei diversi valori di θ relativamente alle osservazioni $x = (x_1, \dots, x_n)$. Detto questo quindi segue immediatamente

la definizione matematica, ovvero: Dato il modello parametrico $M = \{P, X\}$, sia (X_1, \dots, X_n) un campione casuale indipendente ed identicamente distribuito (denominato in seguito i.i.d.) estratto da $f(x; \theta)$, e sia $x = (x_1, \dots, x_n)$ il campione osservato. La funzione di densità congiunta $f(x; \theta)$ definita sullo spazio parametrico Θ , viene detta funzione di verosimiglianza del campione osservato x , ed espressa analiticamente come:

$$L(\theta; x) = f(x; \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (4.14)$$

In altri termini, $L(\theta; x)$ fornisce la verosimiglianza che la variabile casuale (X_1, \dots, X_n) assuma il particolare valore (x_1, \dots, x_n) per i diversi valori di θ . Poiché il parametro θ è incognito e si è osservato il campione (x_1, \dots, x_n) si vuole sapere da quale funzione densità è più verosimile che il campione provenga; cioè, quale funzione densità e, quindi, quale valore di θ è più plausibile che abbia dato origine alle osservazioni campionarie. La verosimiglianza è massima per quel valore di θ tale per cui la funzione di verosimiglianza raggiunge il suo estremo superiore. In conclusione possiamo dire che massimizzando $L(\theta; x)$ si individua quel valore di θ chiamato $\hat{\theta} = \hat{\theta}(x)$, di conseguenza quella funzione densità che con maggior verosimiglianza ha generato le osservazioni campionarie.

4.3.3 Metodo dei minimi quadrati

Il metodo dei minimi quadrati, è una tecnica di ottimizzazione che permette di trovare una funzione che si avvicina il più possibile ad un'interpolazione di un insieme di dati. In particolare la funzione trovata deve essere quella che minimizza la somma dei quadrati delle distanze dai punti dati. L'utilizzo più frequente, e di fatto quello necessario alla trattazione dei dati di pioggia osservati, è l'approssimare i dati sperimentali con linee di tendenza.

Considero il caso lineare, la retta di equazione:

$$f(x) = px + q \quad (4.15)$$

Della quale i parametri p e q sono incogniti.

Nell'immagine 4.1 è possibile vedere l'andamento della retta interpolante dei punti rilevati.

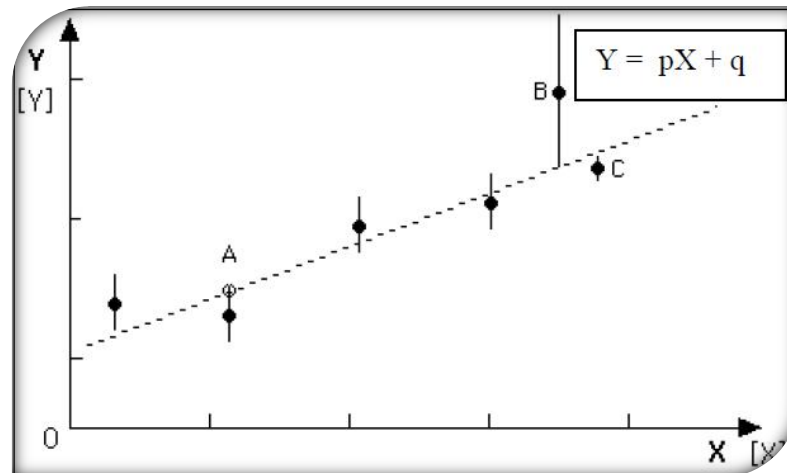


Figura 4. 1: Retta interpolante incognita

Poiché i punti in figura rappresentano delle misure (quindi affette da incertezze) la retta (funzione analitica) non passerà per tutti i punti sperimentali anche nel caso in cui la schematizzazione della legge fisica fosse corretta. Per chiarire meglio il ruolo delle incertezze ogni punto è stato rappresentato con un segmento la cui semilarghezza è pari all'incertezza della misura. Lo scopo è quello di determinare la retta che meglio approssima tutti i dati sperimentali.

Come esempio prendiamo in analisi il punto A per calcolare la distanza del valore y_i misurato direttamente (cerchio pieno) da quello stimato $f(x_i)$ (cerchio vuoto). Essa aiuta a stimare i parametri p e q (poiché le y_i fluttuano intorno ai valori $p x_i + q$, più è piccola la distanza e migliore sarà la stima dei parametri).

Dovendo dare una valutazione complessiva della distanza di tutti i punti dalla retta si procede sommando tutte le distanze delle y_i dalle $f(x_i)$:

$$y_i - px_i + q = e \quad (4.16)$$

Per evitare compensazioni di differenze positive e negative si utilizzano generalmente i quadrati delle differenze, dando così origine al nome.

$$U = \sum_{i=1}^n [y_i - (px_i + q)]^2 \quad (4.17)$$

4.4 Analisi delle piogge

A partire dalle piogge registrate al pluviometro di Rimini, ho iniziato l'elaborazione statistica per ricavare le piogge di progetto, o piogge sintetiche al fine di sollecitare il sistema modellato. La serie storica utilizzata per valutare le precipitazioni sintetiche è degli anni 1934-2008, fornita da ARPA – rms. Avendo quindi a disposizione le piogge di breve durata e massima intensità l'obiettivo finale è quello di riuscire a ricavare delle curve di pioggia. Le piogge sono registrate per periodi di 1, 3, 6, 12, 24 ore per altezze in millimetri. Calcolo quindi utilizzando la (4.1), (4.2) media, varianza, deviazione standard e con la (4.3) il coefficiente di variazione, ottenendo i risultati riportati in tabella 4.1. Tale tabella presenta sulle colonne i parametri statistici ricavati per fasce orarie.

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Varianza	132.48	260.48	330.29	441.04	683.34
Dispersione	11.51	16.14	18.17	21.00	26.14
Media	25.78	36.85	43.64	54.86	66.64

Tabella 4. 1: Parametri statistici delle precipitazioni

Come precedentemente detto la funzione statistica che meglio rappresenta gli eventi meteorologici è data dalla distribuzione di Gumbel o valore estremo. Per ricostruire tale funzione è quindi necessario valutare i parametri di Gumbel (α e ν) per ogni singola fascia oraria registrata (1, 3, 6, 12, 24). Per fare ciò ho proceduto utilizzando in prima battuta il metodo dei momenti. Le equazioni utilizzate per il metodo dei momenti sono la 4.15 e la 4.16 riportate di seguito

$$\alpha = \frac{1.28255}{\sigma} \quad (4.18)$$

$$\nu = \mu - \left(\frac{0.577}{\alpha} \right) \quad (4.19)$$

Così facendo si ottengono i risultati riportati in tabella 4.2

<i>Stimati con il metodo dei momenti</i>					
<i>Parametri di Gumbel</i>	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
α	0.11	0.08	0.07	0.06	0.05
ν	20.60	29.59	35.46	45.41	54.88

Tabella 4. 2: Parametri di Gumbel stimati con il metodo dei momenti

In tabella 4.2 sono riportati i risultati ottenuti per fasce orarie dei due parametri di Gumbel α e ν .

Avendo a disposizione i parametri valutati con il metodo dei momenti, posso raffinare il calcolo utilizzando il metodo iterativo della massima verosimiglianza. Le relazioni utilizzate sono la 4.20 e la 4.21.

$$\frac{1}{\alpha} = \mu - \frac{\sum_i x_i e^{-\hat{\alpha}x_i}}{\sum_i e^{-\hat{\alpha}x_i}} \quad (4.20)$$

$$e^{-\alpha\nu} = \frac{1}{n} \sum_i e^{-\alpha x_i} \quad (4.21)$$

Per risolvere il problema come accennato è necessario procedere per passi, sostituendo nel procedere ogni volta il valore di α . Il passo zero o dato di partenza si realizza inserendo nell'equazione il valore di alfa ricavato con il metodo dei momenti, partendo da esso si possono raffinare le stime. Ottenuto l' α raffinato con il metodo della massima verosimiglianza si può calcolare il valore di ν con la 4.21.

Questa successione di passaggi genera la convergenza al valore teorico di α , essendo i passi pressoché illimitati considero il seguente test di arresto:

$$\|\hat{\alpha}_n - \hat{\alpha}_{n-1}\| < 0.01 \quad (4.22)$$

I valori immessi nella relazione e il parametro di primo tentativo sono riportati in tabella 4.3 dopo tutte le iterazioni si ottengono i parametri riportati in tabella 4.4

	1 Ora	3 Ore	6 Ore	12 Ore	24 Ore
μ	25.87	36.85	43.64	54.86	66.64
$\sum e^{-\alpha x_i}$	4.32	4.32	4.15	4.51	4.37
$\sum x_i e^{-\alpha x_i}$	78.96	112.74	128.83	173.61	205.65
$\hat{\alpha}_0$	0.11	0.08	0.07	0.06	0.05

Tabella 4. 3: Valori per le equazioni di massima verosimiglianza

	1 Ora	3 Ore	6 Ore	12 Ore	24 Ore
α	0.13	0.09	0.08	0.06	0.05
v	21.05	30.20	35.88	45.24	54.86

Tabella 4. 4: Risultati del metodo della massima verosimiglianza

A questo punto si possono valutare le altezze di pioggia in funzione dei diversi tempi di ritorno. I tempi di ritorno generalmente utilizzati sono quelli di 25, 50, 75, 100, 1000 anni. Tempi di ritorno centenari o millenari sono generalmente utilizzati per fiumi e dighe, in questa trattazione hanno dunque solo valenza didattica.

L'equazione utilizzata è quella riportata qui di seguito ove v e α sono i parametri di Gumbel T è il tempo di ritorno.

$$h = v - \frac{1}{\alpha} \ln \left(\left| \ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right| \right) \tag{4.23}$$

Attraverso la 4.23 vengono quindi calcolate le altezze di precipitazione in funzione della durata e del tempo di ritorno. Riporto in tabella 4.5 i risultati ottenuti.

Ore	1	3	6	12	24
Tr = 25	44.97	64.52	76.09	97.46	117.49
Tr = 50	50.23	72.07	84.93	108.95	131.26
Tr = 75	53.29	76.45	90.07	115.62	139.27
Tr = 100	55.45	79.56	93.71	120.34	144.93
Tr = 1000	72.70	104.31	122.72	158.01	190.11

Tabella 4. 5: Altezze di pioggia per fasce orarie con Assegnato tempo di ritorno

È ora possibile introdurre la relazione che permette di valutare le curve di possibilità climatica.

$$h = ad^n \quad (4.24)$$

Dove:

- h = Altezza di pioggia in millimetri;
- a = Costante da determinare;
- d = durata dell'evento piovoso;
- n = seconda costante da determinare.

a ed n variano caso per caso in funzione dei fattori climatici che caratterizzano la zona di studio. Per valutare le due costanti è necessario quindi ricorrere al metodo dei mini quadrati. Innanzi tutto linearizzo l'equazione 4.24 moltiplicando ambo i membri per il logaritmo, e ottenendo la seguente relazione:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \ln(d) \quad (4.25)$$

Per rendere più maneggevole dal punto di vista analitico la 4.25, opero un cambio di variabili, rammentando sempre che per il risultato finale sarà necessario fare poi un passo indietro, e far tornare l'equazione alla sua forma originale.

$$y = A + nx \quad (4.26)$$

Dove:

- $y = \ln(h)$;
- $A = \ln(a)$;
- $x = \ln(d)$.

Procedo con il trasformare tutti i dati numerici di partenza nei loro logaritmi, per omogeneizzare il problema secondo l'equazione 4.26. Per fare ciò è sufficiente applicare l'operatore logaritmo a tutti i membri della tavola 4.5. I valori così sono riportati nella tabella 4.6.

Ore	1	3	6	12	24
Tr = 25	3.81	4.17	4.33	4.58	4.77
Tr = 50	3.92	4.28	4.44	4.69	4.88
Tr = 75	3.98	4.34	4.50	4.75	4.94
Tr = 100	4.02	4.38	4.54	4.79	4.98
Tr = 1000	4.29	4.65	4.81	5.06	5.25

Tabella 4. 6: Altezze di pioggia sottoforma di logaritmo

Come già illustrato il metodo dei minimi quadrati è la semplice risoluzione di un sistema a 2 equazioni in due incognite. Nel caso specifico le incognite sono rappresentate da A ed n . Risolvendo letteralmente le equazioni si possono ottenere due relazioni esplicite che permettono di ricavare le incognite; riporto qui di seguito le equazioni nella loro forma finale:

$$A = \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i^2 \sum y_i}{\sum x_i}}{\sum x_i - \frac{m \sum x_i^2}{\sum x_i}} \quad (4.27)$$

$$n = \sum y_i - \frac{mA}{\sum x_i} \quad (4.28)$$

Dove:

- x_i = ore di precipitazione espresse in logaritmo;
- y_i = altezze di precipitazione espresse in logaritmo;
- m = numero di punti a disposizione per il metodo dei minimi quadrati.

Riporto qui di seguito i valori delle relative sommatorie, si precisa che gli y_i sono relativi alle altezze di precipitazione, le quali, dipendono dai tempo di ritorno, quindi si avranno 25 valori di y_i sommati 5 a 5.

	Ln(1 Ora)	Ln(3 Ore)	Ln(6 Ore)	Ln(12 Ore)	Ln(24)	Σx_i	Σy_i	$\Sigma(y_i x_i)$
x_i	0.00	1.10	1.79	2.48	3.18	8.55	/	/
y_i	3.81	4.17	4.33	4.58	4.77	/	21.65	38.91
y_i	3.92	4.28	4.44	4.69	4.88	/	22.20	39.85
y_i	3.98	4.34	4.50	4.75	4.94	/	22.50	40.35
y_i	4.02	4.38	4.54	4.79	4.98	/	22.70	40.69
y_i	4.29	4.65	4.81	5.06	5.25	/	24.05	43.01

Tabella 4. 7: Valori ottenuti da introdurre nelle 4.24 e 4.25

Utilizzando i valori riportati in tabella nelle 4.27 e 4.28 si otterranno i valori in scala logaritmica delle incognite ricercate A ed n. riporto i risultati nella tabella 4.8.

	Tr 25	Tr 50	Tr 75	Tr 100	Tr 1000
A	3.81	3.92	3.98	4.02	4.29
n	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Tabella 4. 8: Risultati in scala logaritmica

Nella tabella 4.10 vengono riportati infine i risultati ricercati in scala naturale, utilizzati di seguito per ottenere le piogge sintetiche di sollecitazione del modello realizzato.

	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 75	Tr = 100	Tr = 1000
a	45.31	50.60	53.68	55.86	73.21
n	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Tabella 4. 9: Coefficienti per la zona di Rimini di possibilità climatica

Per completezza riporto anche il grafico in scala della possibilità pluviometrica in scala naturale, e il grafico dell'andamento dell'intensità di pioggia che è facilmente ricavabile dall'altezza di pioggia. (Grafico 4.1, 4.2)

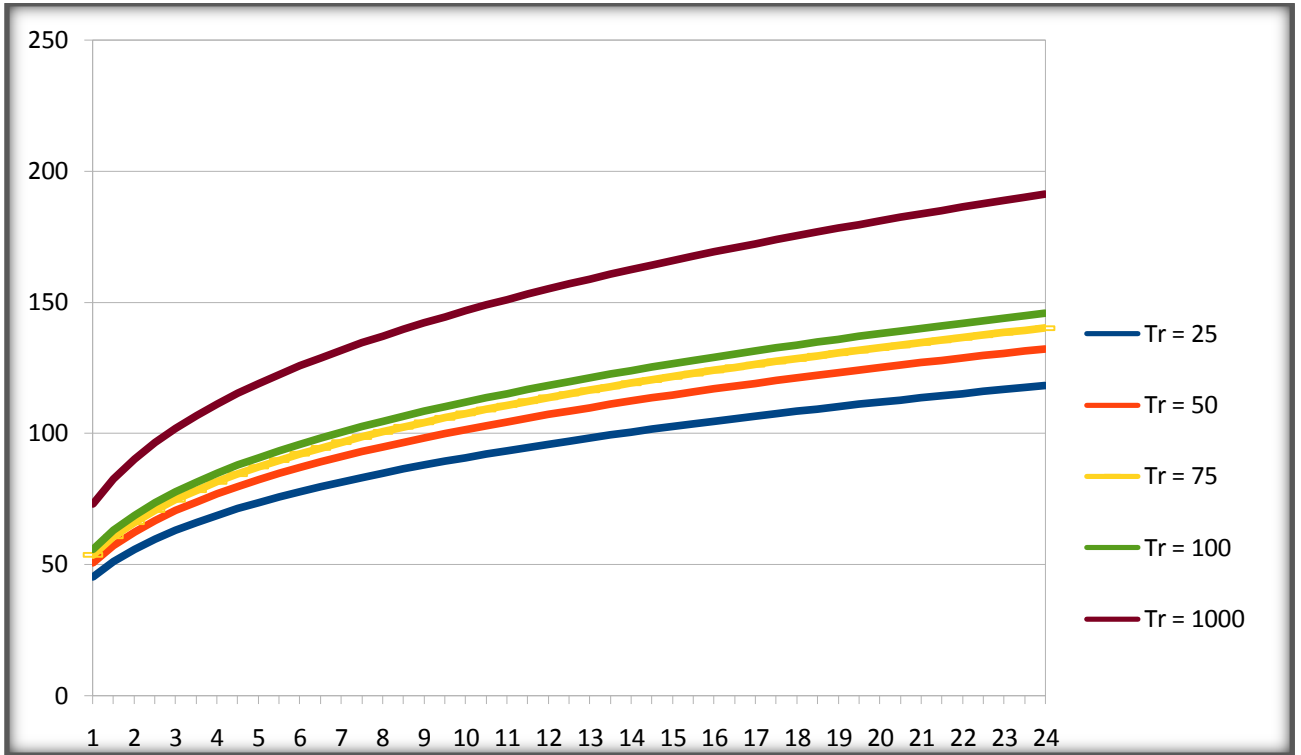


Grafico 4. 1: Curve pluviometriche

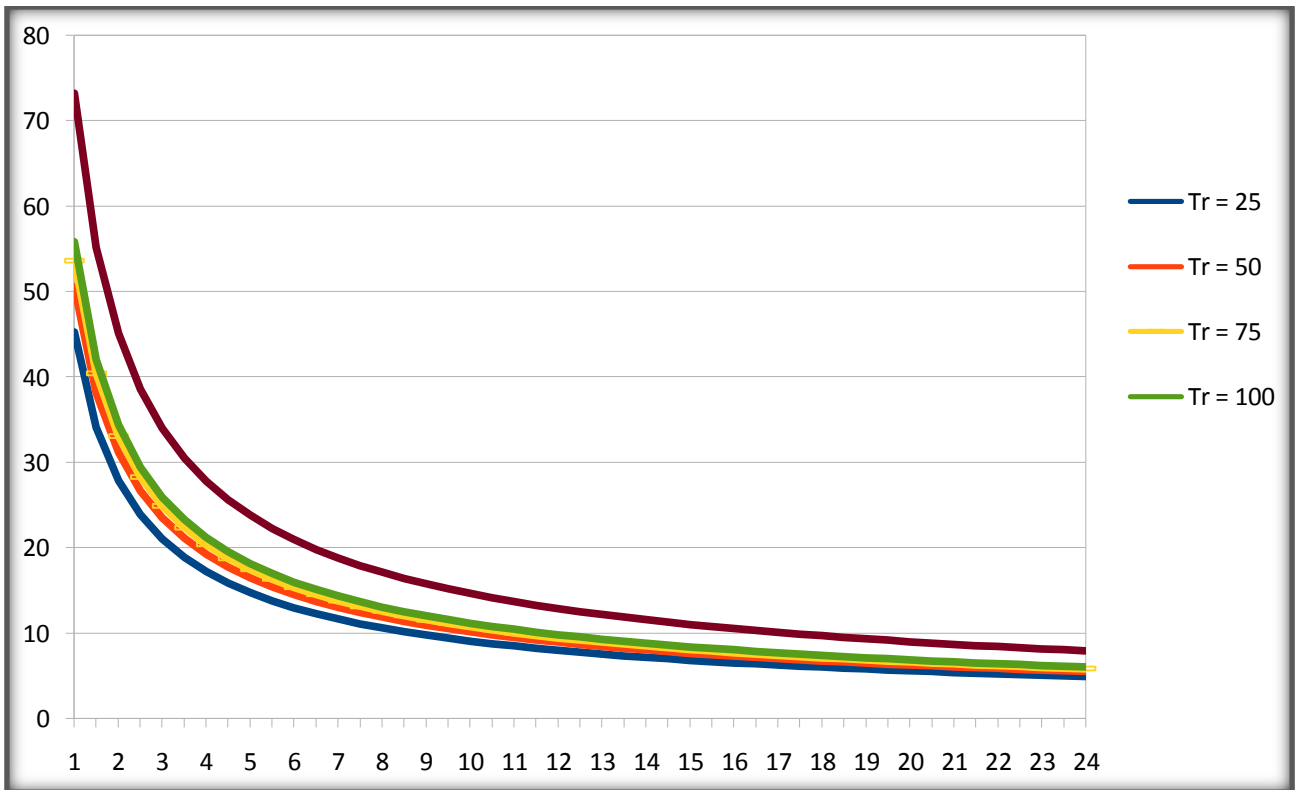


Grafico 4. 2: Curve di intensità di pioggia

4.5 inserimento dei dati meteorici: lo Ietogramma Chicago

Per cercare di rendere al meglio l'effetto delle piogge e simulare nel modo quanto più vicino alla realtà, sarà utilizzata la metodologia del diagramma Chicago, di cui riporto qui di seguito una breve trattazione teorica.

Lo ietogramma di progetto è definito da tre caratteristiche:

- La durata dell'evento d ;
- Il volume totale di pioggia h , o l'equivalente intensità media i_m ;
- La distribuzione della pioggia durante l'evento.

La durata dell'evento di progetto si pone pari ad un valore detto critico perché ad esso corrisponde il massimo della portata di piena. Se per ricostruire la piena si adotta il metodo della corrivazione, allora tale valore critico coincide con il tempo di corrivazione del bacino. In altri casi, come ad esempio quando si utilizza il metodo dell'invaso, questo tempo critico si determina a posteriori valutando le piene conseguenti a piogge di diversa durata fino a trovare quella in corrispondenza della quale si ha il massimo valore del colmo di piena. Come già detto il volume totale di pioggia si ricava dalla 4.24 o allo stesso modo l'intensità media ricavabile come

$$i_m = \frac{h}{d} = ad^{n-1} \quad (4.29)$$

La distribuzione delle piogge all'interno dell'evento, descritte dallo ietogramma può essere arbitraria. In verità una distribuzione influisce sulle caratteristiche dell'onda di piena ed in particolare sul valore della portata massima. Pertanto tra le distribuzioni possibili si deve individuare quella che determina la situazione più gravosa, o in altri termini quella che determina la massima portata al colmo.

Per spiegare le particolarità dello ietogramma di Keifer¹ e Chu² si faccia riferimento alla Grafico 4.3, in esso è riportata a tratteggio la curva di probabilità pluviometrica presentata sotto forma di intensità di pioggia.

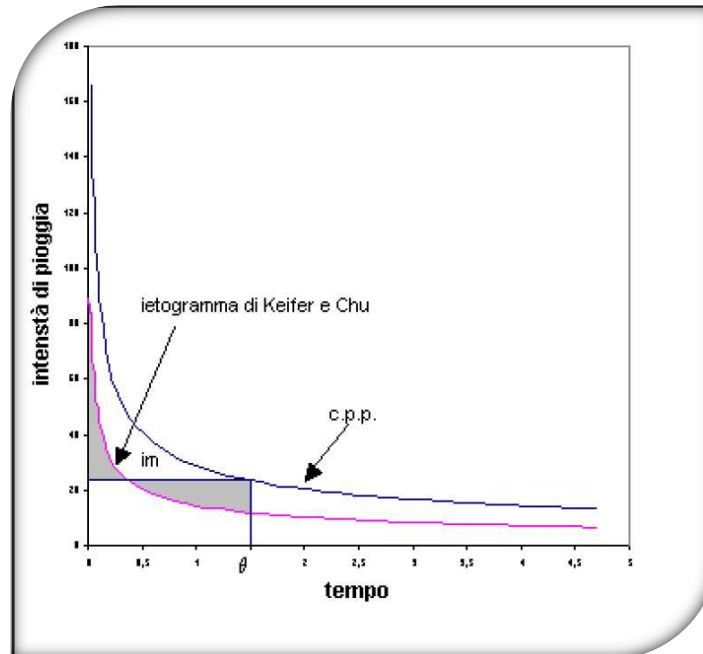


Grafico 4. 3: Curva intensità-Durata e ietogramma congruente ad essa

al di sotto della curva di possibilità pluviometrica, è riportata una seconda curva $i(t)$ che rispetta la seguente condizione: considerando un tratto qualsiasi di curva compreso tra 0 e un generico tempo τ , l'intensità media, fornita dall'ordinata della retta di compenso, corrisponde sempre al valore che si legge sulla curva di possibilità pluviometrica in corrispondenza della durata τ ; in altri termini verifica la curva di possibilità pluviometrica.

Il problema che si posero Keifer e Chu è stato quello di riuscire ad esprimere in forma analitica la curva $i=i(t)$ mostrata in viola nel grafico 4.3. Per fare ciò è stato sufficiente tradurre in equazioni le condizioni espresse in figura, ossia per qualsivoglia $t = \tau$, si deve ottenere che l'integrale dello ietogramma è pari al volume di pioggia fornito dalla curva di possibilità pluviometrica, quindi:

$$\int_0^{\tau} i(\tau) dt = a\tau^n \quad (4.30)$$

Differenziando ambo i membri della 4.30 si ottiene:

$$i(\tau) = na\tau^{n-1} \quad (4.31)$$

Per disegnare uno ietogramma di pioggia in cui il valore massimo dell'intensità di precipitazione si verifica in un istante τ_p (istante di picco) intermedio, Keifer e Chu hanno posto l'origine dell'asse dei tempi nell'istante di picco, considerando due semiassi entrambi positivi, uno diretto verso destra, l'altro verso sinistra, sopra i quali si possono misurare il tempo τ_b prima del picco e τ_a dopo il picco. In figura 4.1 viene rappresentato graficamente quanto appena descritto.

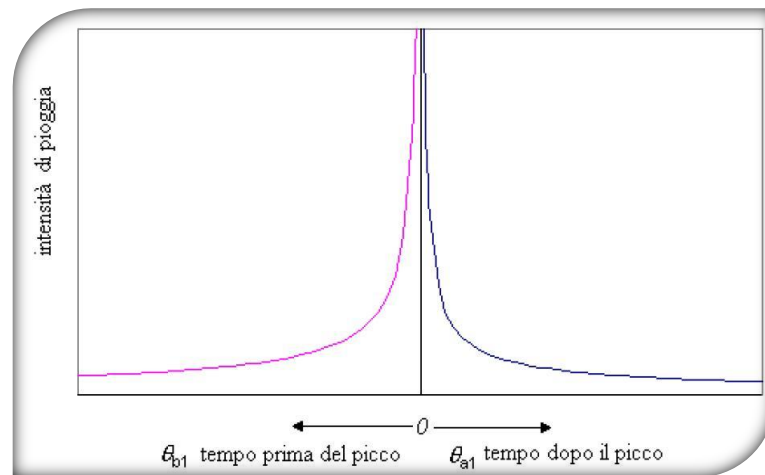


Figura 4. 2: Disposizione del Diagramma di Keifer e Chu

Ponendo:

$$r = \frac{\tau_b}{\tau} \quad (4.32)$$

$$1 - r = \frac{\tau_a}{\tau} \quad (4.33)$$

È possibile scrivere due equazioni derivanti dalla 4.31 che forniscono rispettivamente l'andamento del ramo dello ietogramma prima e dopo il picco.

$$i(\tau_b) = na \left(\frac{\tau_b}{r} \right)^{n-1} \quad (4.34)$$

$$i(\tau_a) = na \left(\frac{\tau_a}{1-r} \right)^{n-1} \quad (4.35)$$

In letteratura viene consigliato di porre r compreso tra i valori 0.375 e 0.4

Se si sceglie un intervallo a cavallo del picco in modo che la durata prima del picco τ_{b1} e la durata dopo il picco τ_{a1} rispettino le condizioni espresse dalle 4.32 e 4.33, allora l'intensità media dell'evento parziale così individuato sarà pari al valore fornito dalla curva di possibilità pluviometrica in corrispondenza della durata $\tau_1 = \tau_{b1} + \tau_{a1}$.

Di fatto l'intensità media è fornita dalla media delle due intensità medie $i_m(\tau_{b1})$ e $i_m(\tau_{a1})$, le quali valgono rispettivamente:

$$i_m(\tau_{b1}) = a \left(\frac{\tau_{b1}}{r} \right)^{n-1} \quad (4.36)$$

$$i_m(\tau_{a1}) = a \left(\frac{\tau_{a1}}{1-r} \right)^{n-1} \quad (4.37)$$

Sia quindi che:

$$i(\tau_1) = \frac{1}{2} \left(a \left(\frac{\tau_{b1}}{r} \right)^{n-1} + a \left(\frac{\tau_{a1}}{1-r} \right)^{n-1} \right) = \frac{a}{2} \left(\left(\frac{\tau_{b1}}{r} \right)^{n-1} + \left(\frac{\tau_{a1}}{1-r} \right)^{n-1} \right) \quad (4.38)$$

Valendo le 4.32 e 4.33 si può arrivare a scrivere:

$$i(\tau_1) = \frac{a}{2} (\tau_1^{n-1} + \tau_1^{n-1}) = a\tau_1^{n-1} \quad (4.39)$$

Capitolo 5

Verifiche idrauliche

È stato presentato fin ora la costruzione dettagliata del modello matematico, e il programma di calcolo per schematizzare e riprodurre i fenomeni idrologici ed idraulici osservati. L'obiettivo di questa ricerca è quello di verificare l'effettivo funzionamento delle opere ingegneristiche eseguite per la protezione del suolo e a difesa del rischio idrogeologico nella provincia di Rimini. In questo capitolo quindi presenterò con la massima accuratezza il comportamento della rete facente riferimento alla fossa "Rodella" considerando come dati di ingresso una pioggia realmente avvenuta nel 1996.

5.1 Descrizione evento 1996

Descrivere quello avvenuto nel mese di ottobre del 1996 non è di estrema facilità, in quanto non erano presenti strumenti di rilevazione dei portate, o livelli. Per cercare di descrivere quello avvenuto si può solo far riferimento alla memoria d'uomo, e ad articoli di giornale locale del periodo. Riporto degli stralci, presi dal sito della protezione civile Rimini, e un articolo tratto da "Repubblica.it" di quell'anno.

"Nel 1996 una grave inondazione colpisce tutta la Romagna con una estensione particolare nella nostra provincia arrecando milioni di danni alle abitazioni e alle attività produttive. Anche in questa occasione, la presenza dei volontari è continua ed instancabile e l'opinione pubblica comincia ad accorgersi di questa nuova realtà che con discrezione prende piede fino a diventare un punto di riferimento per le istituzioni."

"... L'ondata di maltempo non ha comunque risparmiato il resto dell'Italia. Mentre in Calabria sono state interrotte alcune strade e la linea ferroviaria Catanzaro-Crotone, la situazione continua ad essere gravissima in Emilia

Romagna: oggi verrà chiesta al governo la dichiarazione dello stato di emergenza nazionale per le province di Bologna, Ravenna, Forlì, Rimini e Ferrara. Senza dimenticare i gravi problemi a Cesenatico dove sono rimaste isolate circa 2.500 persone, e a San Giovanni in Persiceto, il comune più colpito dal nubifragio, dove oltre ai 150 evacuati altre 200 persone ieri hanno preferito rimanere nelle proprie abitazioni sistemandosi ai piani alti.”

Proprio a seguito di questo evento calamitoso, il Consorzio di Bonifica ha intrapreso la costruzione di opere per la messa in sicurezza del territorio.

Tali opere per il bacino “Rodella” si sono tramutate come più volte detto nello scolmatore di troppo pieno a monte ed in una vasca di laminazione a valle.

Per descrivere numericamente, per quanto possibile, questo evento piovoso riporto di seguito prima in termini di cumulata poi in termini di intensità le piogge cadute.

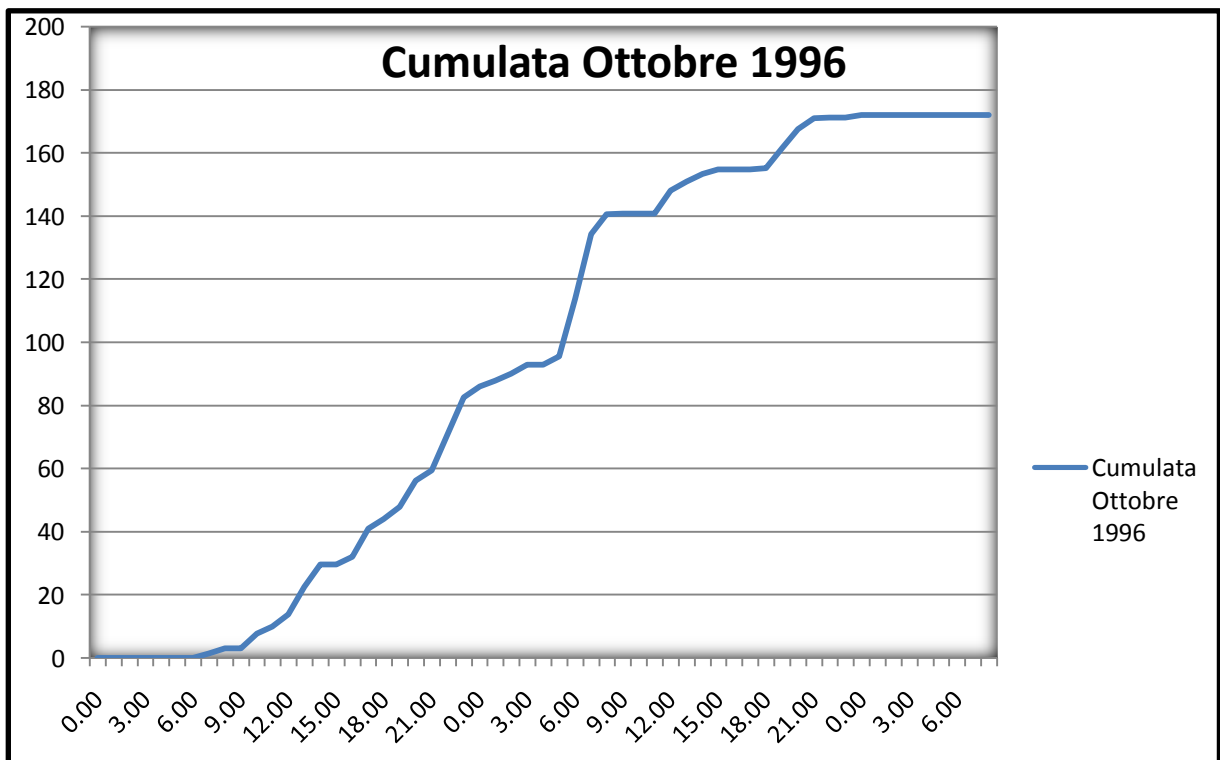


Figura 5. 1: Cumulata di pioggia Ottobre 1996

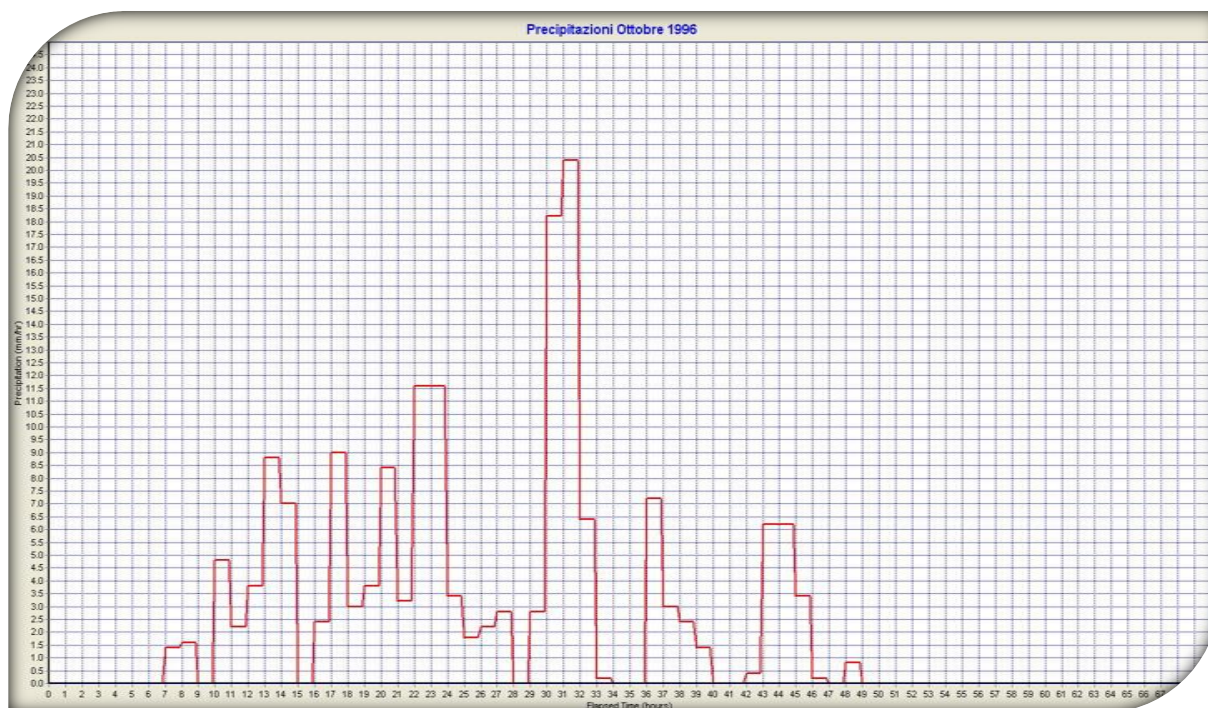


Figura 5. 2: Intensità di pioggia evento Ottobre 1996

In figura 5.1 è riportato il grafico di cumulata di pioggia per i due giorni che hanno principalmente interessato il territorio. Sull'asse delle ascisse è riportato il tempo scandito in ore, mentre sull'asse delle ordinate è riportato il totale di millimetri caduti. La figura 5.2 invece traduce l'immagine 5.1 in termini di intensità riportata come mm/h di precipitazione sull'asse delle ordinate nelle varie ore comprendenti i 2 giorni, riportati sull'asse delle ascisse.

Per maggior completezza e per illustrare la significatività dell'evento in considerazione riporto un confronto tra la pioggia caduta e le curve di pioggia.

La figura 5.3 contiene in ascissa le 24 ore più significative all'interno dei 2 giorni mentre in ordinata sono riportati i millimetri di pioggia cumulata. La linea blu rappresenta una pioggia con tempo di ritorno 25 anni quella arancione tempo di ritorno 50 anni mentre quella verde 100 anni. La linea marrone è solo teorica e rappresenta una pioggia con tempo di ritorno millenario.

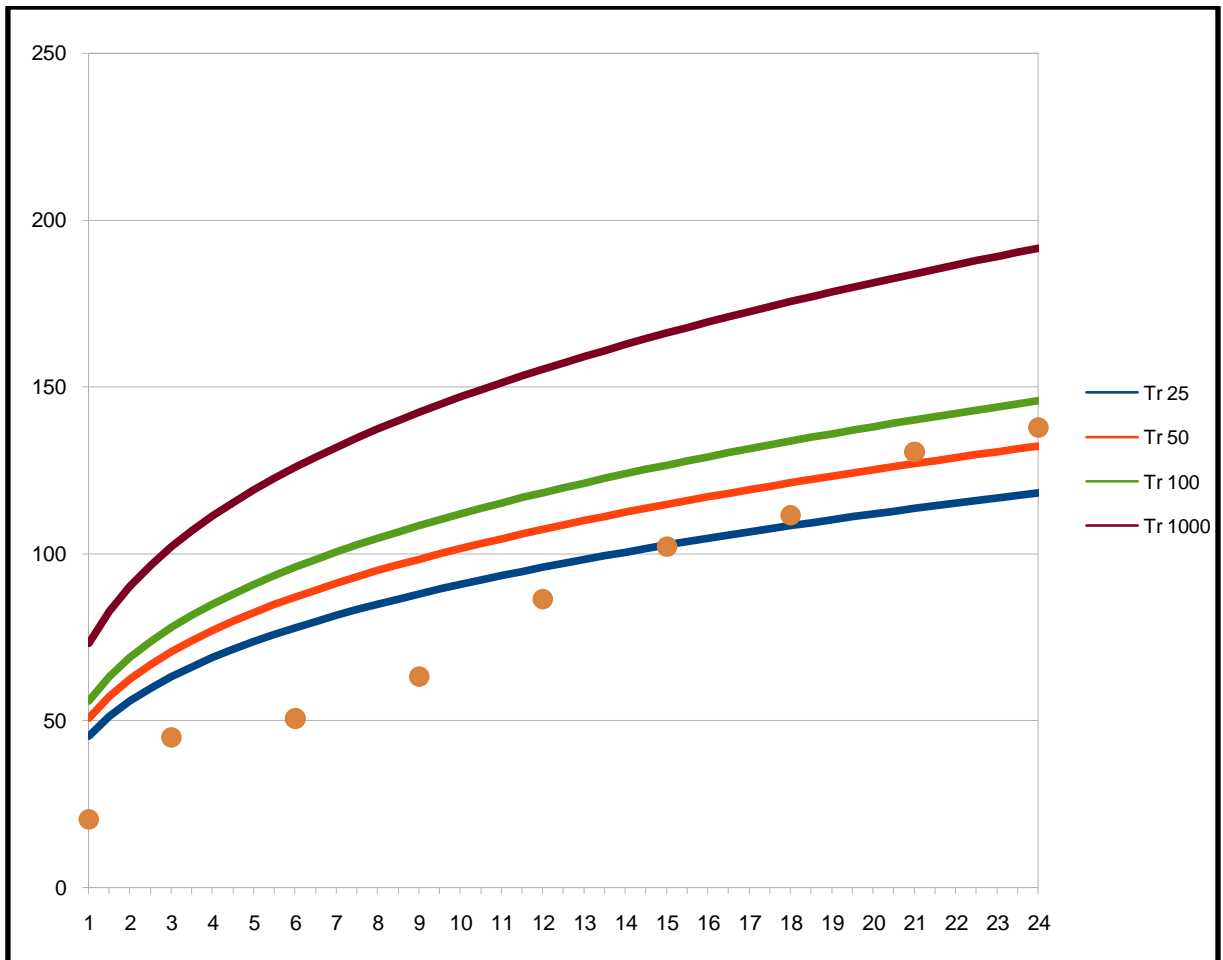


Figura 5.3: Confronto tra curve di pioggia e pioggia 1996

Leggendo l'immagine 5.1 si può vedere che la quantità d'acqua precipitata è di 172 mm. In un confronto con le curve di pioggia risulta che l'evento a tempo di ritorno centenario. Un'ulteriore considerazione da fare è sulla quantità d'acqua: considerando che la precipitazione media annua in Emilia-Romagna raggiunge i 1000 mm, si ha che in soli 2 giorni è piovuto poco meno di $1/5$ del totale annuo.

5.2 Simulazione dell'evento del 7-10-1996

Viene presentato in questo paragrafo l'evento del 7-10-1996, in tale data la città di Rimini intera ha visto, come già descritto nel primo paragrafo, un eccezionale allagamento, di strade e sottopassaggi, obbligando persino la chiusura delle scuole pubbliche. L'Area Tecnica del Consorzio ha fornito i dati di pioggia

registrati. Quell'eccezionale pioggia verificatasi ha mostrato alcune fragilità della rete di bonifica invitando quindi il Consorzio a porvi rimedio progettando e costruendo opere in grado di fronteggiare tali piogge. Proprio da quei disagi sono stati "partoriti" i progetti dello scolmatore e della vasca di laminazione. In questa sede e per quello che interessa l'azienda Consorzio di Bonifica della Romagna sede di Rimini, è di grande importanza controllare nel dettaglio se le opere realizzate sono in grado di far fronte all'evento. È appunto a tale fine che viene svolta questa simulazione e questa presentazione di risultati. Non avendo punti di riferimento per verificare la validità dei risultati ottenuti, i dati riportati saranno riportati con un dettaglio maggiore facendo riferimento a molteplici sezioni dell'intera rete drenante.

Innanzitutto si vuole mostrare le portate nel nodo monte scolmatore (v. Figura 5.4)

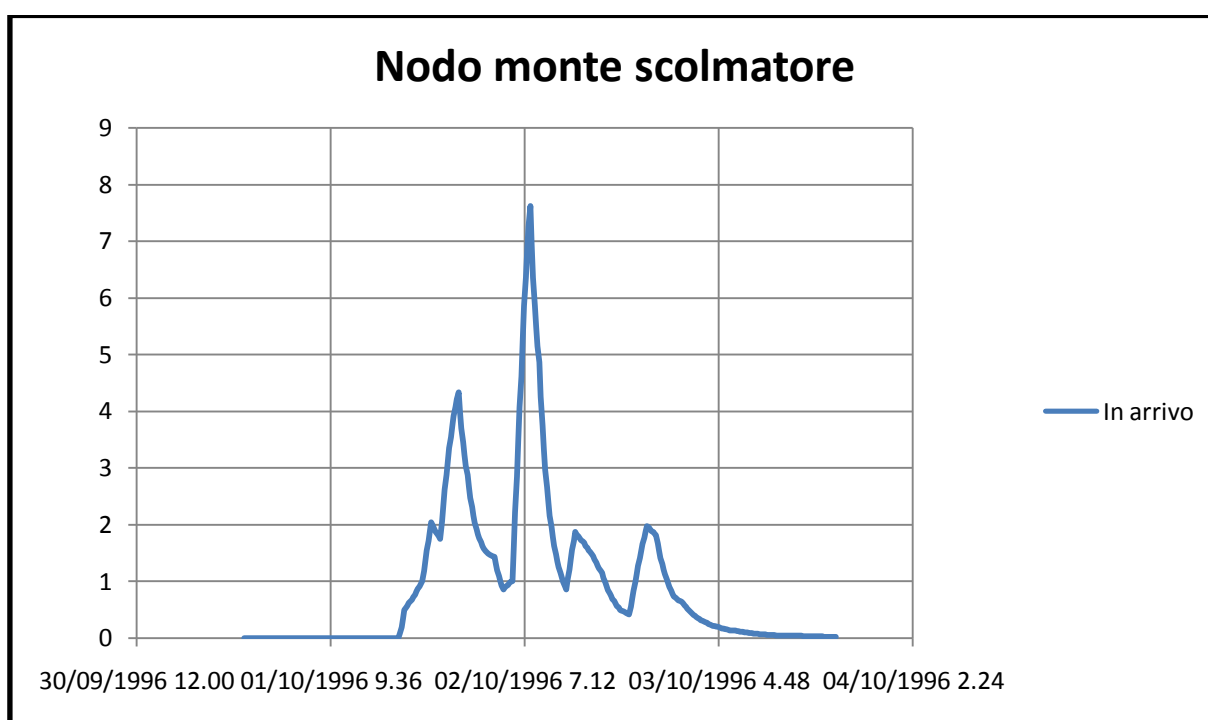


Figura 5. 4: Portata calcolata a monte scolmatore per l'evento del 7/10/1996

il grafico presenta nelle ascisse il tempo in fasce orarie, mentre in ordinate sono riportate le portate in m^3/s .

Si riportano sempre in modo separato le portate prima del nodo scolmatore, in quanto rappresentano sempre un punto di partenza, per illustrare l'ordine di grandezza delle portate che si avranno generalmente nella fossa "Rodella".

Ora verranno presentati i risultati al nodo scolmatore.

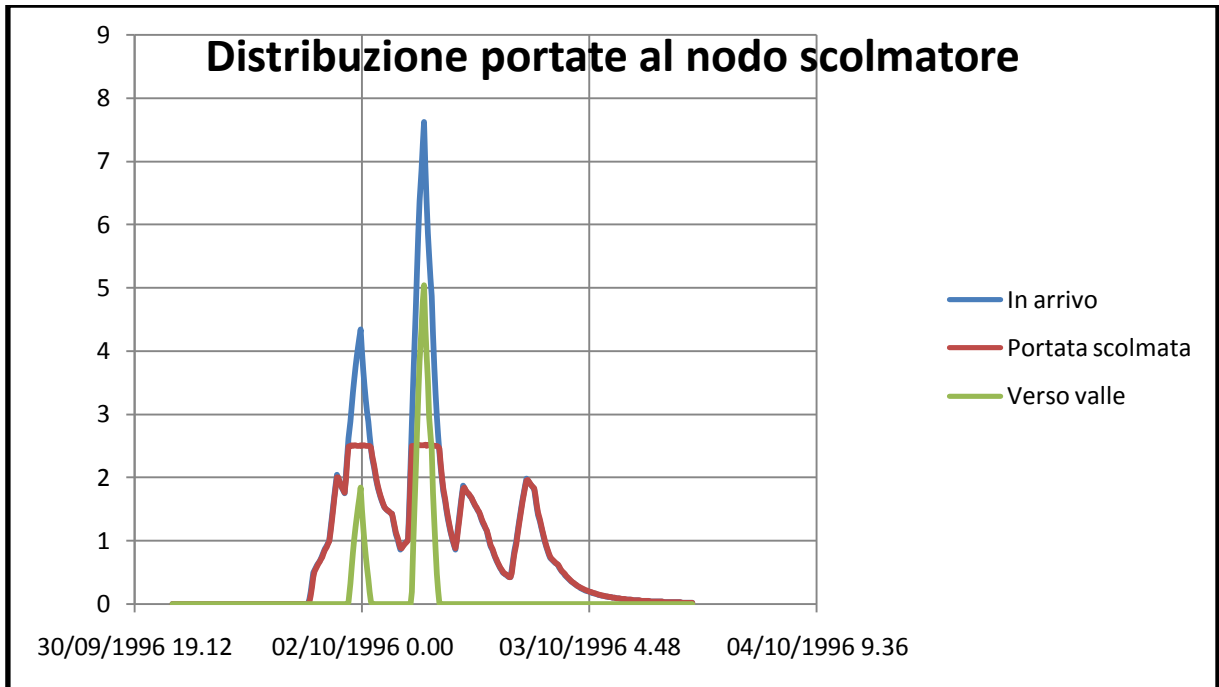


Figura 5.5: Distribuzione portate al nodo scolmatore evento 1996

Il diagramma presenta in blu le portate in arrivo allo scolmatore, in rosso le portate scolmate mentre in verde si possono vedere le portate che proseguono nella fossa "Rodella" verso valle. Da un primo confronto si può vedere che la quantità maggiore d'acqua viene deviata, e la maggior quantità di portata si ha solo in corrispondenza del picco. Numericamente, verso valle all'interno del canale proseguono due onde di piena, la prima di ampiezza molto limitata ($1.8 \text{ m}^3/\text{s}$), la seconda di circa $5.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

In figura 5.6 si può vedere la distribuzione delle portate al nodo della vasca di laminazione. Come per i diagrammi precedenti sulle ascisse sono riportati i tempi, mentre sulle ordinate si trovano le portate in m^3/s . Nella figura 5.6 sono rappresentate in blu le portate che arrivano al nodo della vasca, in verde le portate nel collettore della vasca, mentre in rosso quelle che proseguono verso valle.

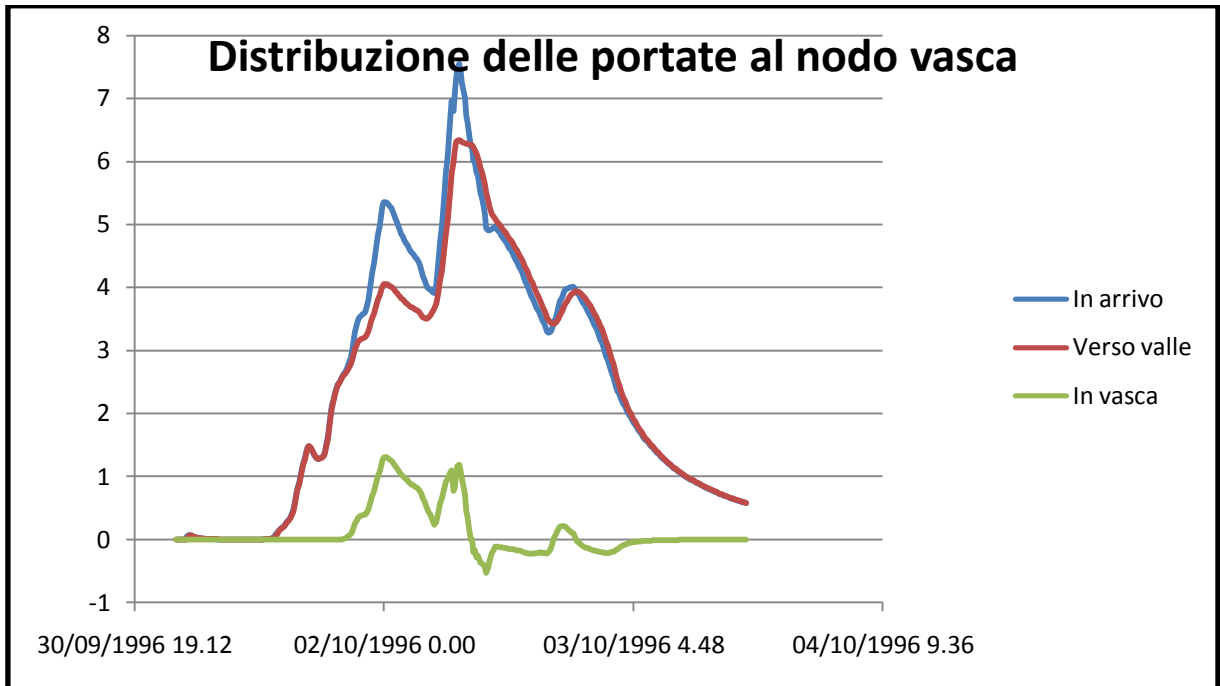


Figura 5.6: Distribuzione delle portate al nodo vasca di laminazione, evento 1996

La variazione di segno per le portate all'interno del collettore indica il verso di percorrenza dell'acqua, sono positive quando sono dirette verso la vasca, mentre divengono negative quando sono uscenti da essa.

Si vuole a questo punto mostrare l'andamento delle altezze idriche all'interno della vasca di laminazione, al fine di cercare di cogliere la rapidità di riempimento dell'invaso.

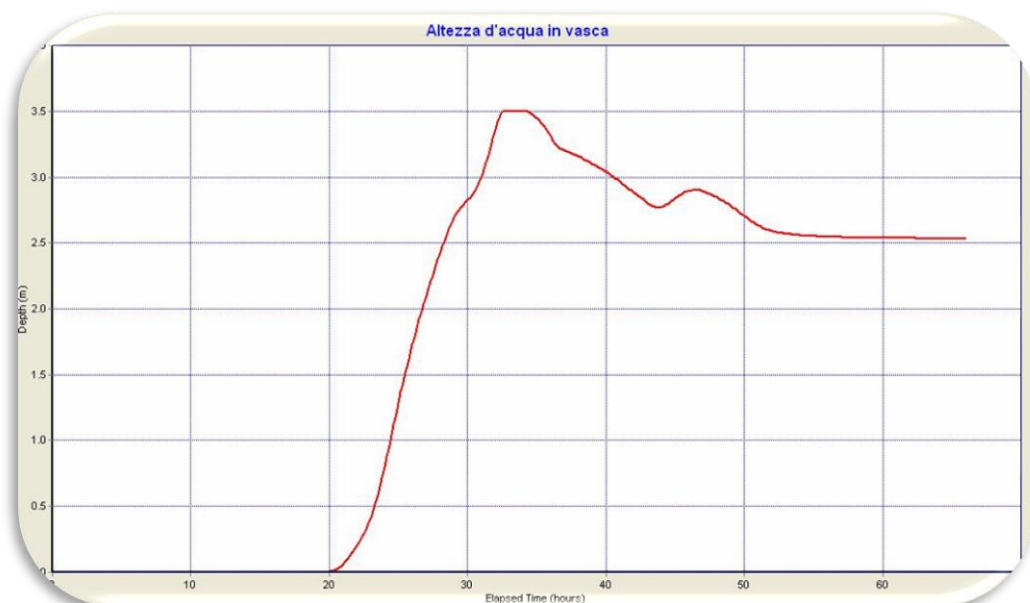


Figura 5.7: Altezza d'acqua in vasca di laminazione

Come si coglie dall'immagine la vasca di espansione, si riempie quasi totalmente ad inizio evento, potendo così laminare poco del secondo picco in arrivo, il quale rappresenta tra l'altro anche il massimo di portata all'interno della precipitazione.

Hai fini della ricerca, è di notevole interesse vedere come si comportano i collettori fognari, anche perché, all'oggi sono stati rifatti anch'essi da HERA nella parte urbana. In queste righe quindi si racchiude tutto il significato di questo studio: verificare se dopo gli interventi svolti si presentano ancora inondazioni ed allagamenti in ambito urbano.

In tabella 5.8 sono riportati in dettaglio gli stati delle condotte a fine simulazione. Le condotte fittizie rappresentano dei rami di collegamento per le parti di bacino più lontane alla fossa "Rodella". Sono stati inseriti in sede di calibrazione, in quanto non era possibile affidare al solo *runoff* (deflusso superficiale) il peso del calcolo delle portate, ed in aggiunta ai condotti fittizi aggiungono anche l'indispensabile fattore tempo alla propagazione dell'onda di piena, tempo che non si avrebbe se i bacini fossero direttamente collegati al collettore principale. I collettori fittizi danno riempimento pari ad 1, in quanto le loro dimensioni sono state desunte in modo approssimato dalla rete scolante secondaria.

Di interesse in figura 5.8 è possibile notare che nessun solo le condotte C23, C68 e C69 danno un riempimento pari ad 1. La condotta C23 rappresenta uno scatolare chiuso necessario per l'attraversamento della strada di ispezione sul confine della zona aeroportuale, mentre le condotte C68 e C69 sono proprio le condotte dell'aeroporto, ove vi è lo scolo di tutti i bacini situati più lontano dalla fossa "Rodella".

L'ambito urbano invece risulta da questa simulazione ben tutelato, e privo di esondazioni dai collettori. Si è quindi dimostrato l'importanza e l'efficacia degli interventi svolti per la messa in sicurezza dei bacini afferenti alla fossa "Rodella".

Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max occurrence days hr:min	Maximum veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
C4	CONDUIT	5.077	1 08:00	1.50	0.48	0.73
C5	CONDUIT	5.061	1 08:01	1.37	0.39	0.67
C6	CONDUIT	5.050	1 08:03	1.63	0.41	0.62
C7	CONDUIT	5.042	1 08:03	1.60	0.18	0.50
C8	CONDUIT	5.023	1 08:06	1.30	0.54	0.70
C9	CONDUIT	5.015	1 08:07	1.80	0.30	0.89
C10	CONDUIT	5.012	1 08:08	1.24	0.41	0.66
C11	CONDUIT	4.996	1 08:10	1.44	0.31	0.60
C12	CONDUIT	4.995	1 08:11	1.71	0.28	0.53
C15	CONDUIT	10.634	1 08:13	1.92	0.47	0.76
C16	CONDUIT	10.634	1 08:13	1.86	0.64	0.80
C17	CONDUIT	10.636	1 08:14	1.57	0.62	0.93
C18	CONDUIT	8.386	1 09:38	2.09	3.31	1.00
C19	CONDUIT	6.539	1 08:24	1.49	0.84	0.88
C20	CONDUIT	6.503	1 07:57	1.56	0.54	0.80
C21	CONDUIT	6.497	1 07:58	1.29	0.61	0.89
C22	CONDUIT	6.496	1 07:59	1.12	0.69	0.96
C23	CONDUIT	2.388	1 08:49	3.81	1.46	1.00
C38	CONDUIT	5.033	1 08:04	1.29	0.26	0.59
C40	CONDUIT	7.561	1 08:42	1.74	0.80	0.94
C41	CONDUIT	6.339	1 08:44	2.21	0.97	0.93
C42	CONDUIT	7.737	1 08:32	2.67	1.31	0.88
C43	CONDUIT	9.357	1 08:36	1.88	0.94	0.86
C44	CONDUIT	11.275	1 08:36	1.80	0.65	0.77
C46	CONDUIT	1.436	1 08:10	2.16	0.64	0.79
C47	CONDUIT	0.495	1 08:01	0.80	0.41	0.95
C48	CONDUIT	1.220	1 08:00	1.55	1.00	1.00
C49	CONDUIT	1.220	1 08:04	1.55	0.75	1.00
C50	CONDUIT	0.855	1 08:02	1.27	0.66	0.80
fittizia 1	CONDUIT	0.054	0 20:50	0.60	1.00	1.00
fittizia 2	CONDUIT	0.028	0 21:02	0.31	1.00	1.00
fittizia 3	CONDUIT	0.044	0 19:15	0.49	1.00	1.00
fittizia 4	CONDUIT	0.045	1 22:38	0.50	1.00	1.00
fittizia 5	CONDUIT	0.029	1 22:38	0.32	1.00	1.00
C59	CONDUIT	4.981	1 08:13	0.87	0.23	0.78
C3	CONDUIT	5.171	1 08:00	1.44	0.31	0.62
C65	CONDUIT	4.981	1 08:12	1.74	0.91	0.92
C66	CONDUIT	4.979	1 08:13	2.77	0.72	0.84
C67	CONDUIT	4.980	1 08:13	1.59	0.27	1.00
C68	CONDUIT	11.651	1 08:47	2.24	0.13	0.60
C69	CONDUIT	3.835	1 08:48	1.28	0.95	1.00
C70	CONDUIT	7.541	1 08:44	1.01	0.16	0.87
C71	CONDUIT	5.017	1 08:06	1.71	0.39	0.59
C72	CONDUIT	5.015	1 08:07	1.63	0.27	0.61
C1	CONDUIT	7.630	1 08:00	2.43	0.09	0.48
C2	CONDUIT	12.028	1 08:00	5.00	1.11	0.41
C77	CONDUIT	2.525	1 08:02	1.71	0.01	0.05
C78	CONDUIT	0.816	1 08:32	0.16	0.04	0.83
PompaMonte 3	PUMP ORIFICE	12.054 1.310	1 08:00 1 00:16		0.00	0.79

Figura 5.8: Tabella stato condotte

5.3 Simulazione con pioggia sintetica

Per concludere questo elaborato si realizza una simulazione con una pioggia sintetica, attraverso lo ietogramma Chicago.

Nello ietogramma Chicago, la durata di pioggia τ_p (tempo di pioggia) e Tr (tempo di ritorno) si assegnano a priori. Come già detto con questa schematizzazione l'intensità di pioggia non è costante nel periodo, ma presenta un picco di intensità in una posizione qualunque, a discrezione del progettista. Ai fini di questa simulazione è stato scelto $r = 0.6$, valore che dall'esperienza per le aree di bonifica fornisce le portate maggiori.

Il parametro r , rappresenta l'istante di picco delle intensità di precipitazione, ponendo questo valore pari a 0.6 si vuole indicare che lo scroscio con massima intensità è concentrato al termine della precipitazione.

Il problema più delicato da affrontare, è quello di assegnare un valore di tempo a τ_p dello ietogramma di progetto. Keifer e Chu hanno adottato, in accordo al metodo razionale e della corrivazione, il criterio di assegnare a τ_p il valore del tempo di corrivazione.

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A_b}{i_m}} \quad (\text{ore}) \quad (5.1)$$

Dove:

- T_c = Tempo di corrivazione (h)
- A_b = Area del bacino scolante (km²)
- i_m = Pendenza media dell'asta

Dopo aver eseguito in calcoli sui sottobacini principali su tutta la superficie scolante nella fossa "Rodella" ho mediato ottenendo come tempo di corrivazione 2.97 ore.

In letteratura si consiglia di prendere un tempo leggermente maggiore a quello di corrivazione per ottenere piogge leggermente maggiori, posizionandosi così maggiormente a favore di sicurezza, a questo fine ho deciso di adottare un quindi $\tau_p = 3 \text{ ore}$.

In questo contesto si è preso a riferimento un evento meteorico caratterizzato da tempo di ritorno pari a 25 anni.

Indagini successive potranno considerare piogge sintetiche caratterizzate da tempo di ritorno cinquantennale, o secolare.

Si illustrano quindi di seguito velocemente i diagrammi di pioggia utilizzato e quelli di portata.

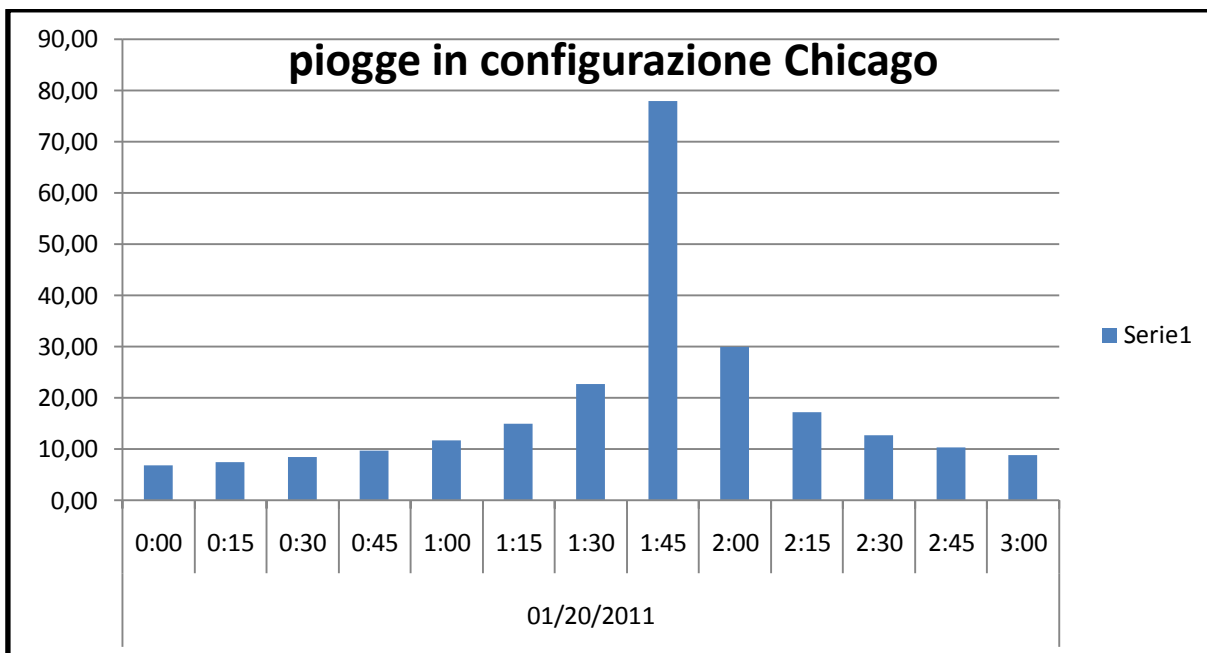


Figura 5.9: Istogramma contenete le intensità di pioggia con distribuzione Chicago

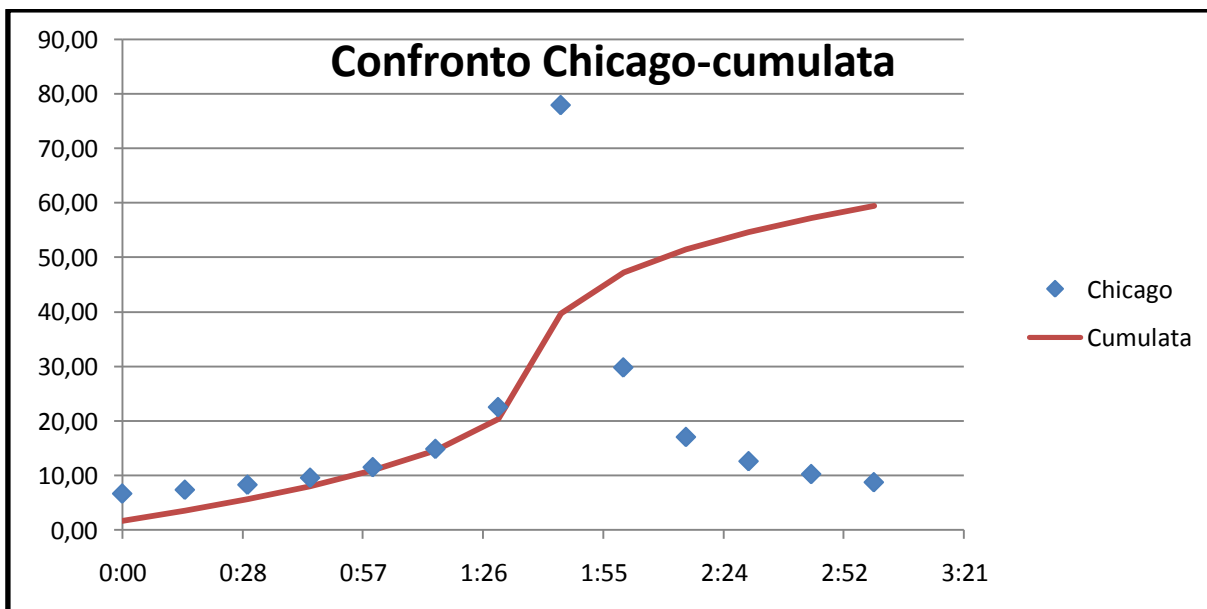


Figura 5.10: Grafico di raffronto tra cumulata i ietogramma Chicago

L'immagine 5.9 riporta l'istogramma con l'intensità di pioggia, sull'asse delle ascisse vi sono gli intervalli di tempo di calcolo per il Chicago, mentre sull'asse delle ordinate sono riportate le intensità.

L'immagine 5.10 rappresenta in rosso la cumulata di pioggia, mentre i mark blu rappresentano l'intensità di pioggia secondo distribuzione Chicago, più che per il progetto è utile a verificare il corretto andamento delle piogge e a verificare che la cumulata d'acqua precipitata secondo la distribuzione Chicago nelle tre ore sia compatibile con le curve di possibilità pluviometrica, ovvero che non vi siano errori nel passaggio alla rappresentazione di ietogramma Chicago.

Si riportano ora brevemente i grafici di confronto, per una la pioggia sintetica illustrata nelle figure 5.9 e 5.10, di portata al nodo scolmatore e al nodo vasca di laminazione.

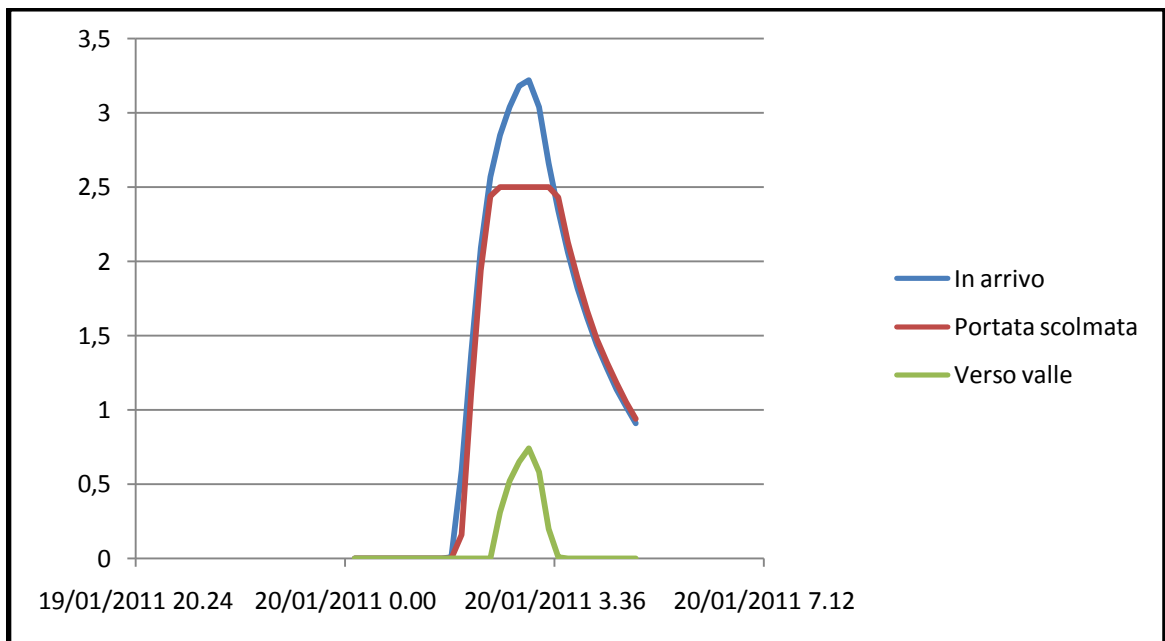


Figura 5.9: Distribuzione portate al nodo scolmatore pioggia sintetica Tr 25

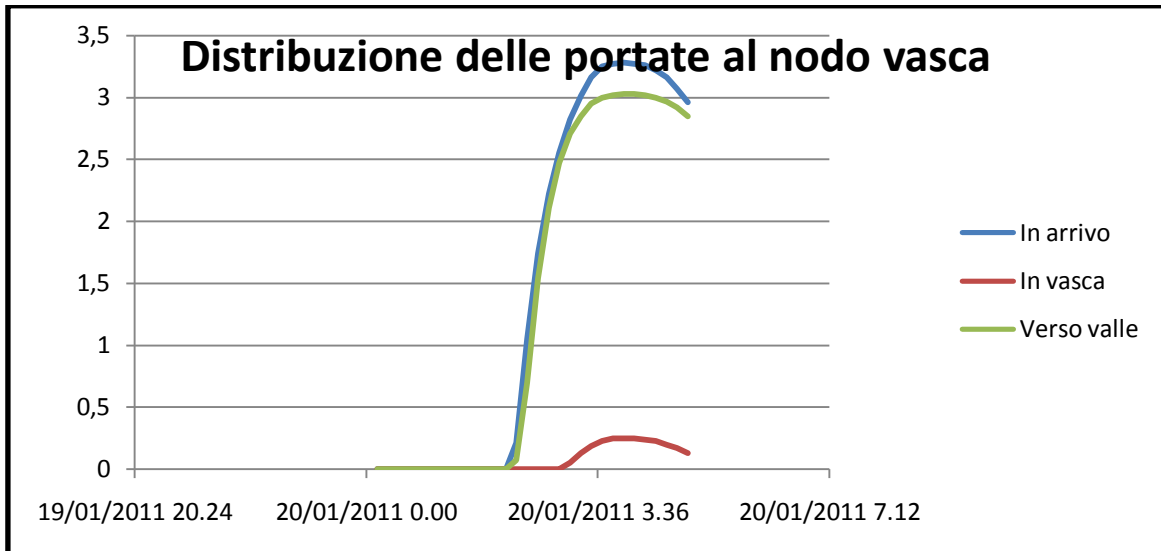


Figura 1: Distribuzione delle portate al nodo vasca, pioggia sintetica Tr 25

Tali dati sono in parte in accordo con il metodo razionale della corrivazione, anche se le portate per tempo di ritorno venticinquennale sono leggermente maggiori. In definitiva però questo piccolo aumento di portate dal metodo razionale della corrivazione al metodo di simulazione utilizzato non rappresentano un'anomalia in quanto il metodo Chicago presenta portate leggermente superiori rispetto a quelle ottenibili considerando un'intensità costante. Inoltre va ricordato che il tempo di pioggia è stato preso leggermente superiore al tempo di corrivazione del bacino.

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 “Rodella” di competenza del Consorzio di Bonifica della Romagna sede di Rimini. In particolar modo ha avuto il compito di definire e verificare l’effetto che la realizzazione di una cassa d’espansione ed uno scolmatore di troppo pieno hanno sul deflusso delle portate all’interno del collettore principale, e il grado di sicurezza idrogeologico in ambito urbano.

Per la realizzazione dello studio ci si è avvalsi delle informazioni fornite dall’ex Consorzio di Bonifica di Rimini, attraverso una permanenza presso i loro uffici di circa sei mesi, nei quali si è potuto studiare cartografie, dati tecnici e meccaniche di funzionamento delle opere presenti sul bacino medesimo. Sono stati anche eseguiti due sopralluoghi dettagliati del bacino, con verifica del corretto funzionamento degli apparati di movimentazione delle paratoie in corrispondenza della vasca di laminazione e dello scolmatore, oltre che all’accertamento del corretto funzionamento degli strumenti di misura delle portate e dei livelli.

La Tesi consiste nello sviluppo di un modello numerico, che consenta di simulare il funzionamento della rete di canali e opere realizzate sul bacino in esame, a partire dalle piogge osservate.

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 necessaria la consultazione di numerose carte topografiche, di uso del suolo nonchè l’apprendimento e lo studio di relazioni tecniche. In particolar modo si sono riscontrati problemi significativi per le aree aeroportuali, ove le informazioni reperibili con dati certi sono risultate scarse ed imprecise e non è stato possibile alcun sopralluogo.

La procedura di taratura è terminata in seguito alla realizzazione della simulazione relativa all’evento meteorico del 2002, per il quale erano disponibili sono

documentazioni fotografiche e testimonianze degli operatori del Consorzio di Bonifica.

Studi precedenti svolti dal Consorzio, realizzati con metodi razionali, dimostrano che il grado di sicurezza raggiunto con la realizzazione delle opere è superiore ad un evento con tempo di ritorno cinquantennale, ma non colgono con precisione il grado di sicurezza dell'insieme delle opere, in quanto la loro progettazione è avvenuta separatamente e partendo da valle (vasca di laminazione) andando verso monte (scolmatore di troppo pieno).

La Tesi in esame è riuscita a mettere in relazione il funzionamento dei due dispositivi, simulando il loro funzionamento contemporaneamente e confermando, grazie all'evento del 1996, il grado di sicurezza raggiunto sul bacino "Rodella". Infatti per un vento con tempo di ritorno prossimo ai 100 anni, vasca di laminazione e scolmatore riescono a mantenere in sicurezza l'ambito urbano.

Ai fini delle simulazioni è stato necessario impostare una condizione di contorno sullo sbocco a mare. Non avendo a disposizione studi sulle maree, ma conoscendo sporadicamente le altezze registrate, è stato deciso di impostare il livello del mare a quota +1.30 m al fine di considerare la condizione più sfavorevole a seguito di rigurgiti. È infatti dimostrato che a causa delle basse quote, altezze significative delle maree si ripercuotono all'interno del collettore fognario arrivando, persino, in prossimità della vasca di laminazione.

Un altro elemento fondamentale è stato rappresentato dalle condizioni iniziali del bacino, si è dimostrato il diverso comportamento della fossa "Rodella" in funzione del periodo climatico. Generalmente tutti i fossi della provincia, e il "Rodella" non fa eccezione, sono completamente asciutti per 7 mesi all'anno, il periodo in cui avviene la precipitazione quindi può far variare notevolmente le portate nel collettore. Questo genera una forte incertezza sulle simulazioni. Si è cercato di eliminare tale incertezza considerando l'andamento delle portate e delle precipitazioni nei periodi antecedenti alle simulazioni svolte, imponendo tali estrapolazioni come condizioni iniziali del canale.

In conclusione del lavoro di Tesi svolto è stata realizzata anche una simulazione con tempo di ritorno 25 anni, e ietogramma di pioggia Chicago su una durata di 3 ore, per dimostrare l'utilità del modello realizzato non solo in sede di controllo dei risultati

come da obiettivo del lavoro di tesi, ma anche come metodo di progettazione per future opere.

Si ricorda in fine che lo studio svolto è stato basato su molteplici ipotesi semplificative relative alla geometria dei collettori, all'imbocco della vasca, ed alla schematizzazione dello scolmatore ed alle condizioni di marea. Inoltre è doveroso aggiungere che i canali reali non presentano sempre sezione costante, e per ottenere il risultato le sezioni sono sempre state mediate tra quella di monte e quella di valle. Studi più dettagliati e approfonditi possono fornire risultati sicuramente più precisi, e soluzioni di progetto, di cui non si è accennato nel corso di questo studio.

Bibliografia

Merz B, Thielen Ah, Gochtmann (2007). Flood risk mapping at the local scale: concepts and challenges. In: Begum S, Stive MJF, Hall JW (Eds.) Flood risk management in Europe: innovation in policy and practice. Series: Adv. Nat. and Tech. Haz. Res., 25(13), 231-251.

Wilby RL, Beven KJ, Reynard NS (2008). Climate change and fluvial risk in the UK: more of the same? Hydrol. Process., 22, 2511-2523.

U.S. EPA, "storm Water Management Model. User's guide", Athens, Georgia 1992

Moisello Ugo, Idrologia Tecnica, La goliardica pavese, 1998.

Brath A., A. Montanari, G. Moretti. (2003). Assessing the effects on flood risk of land-use changes in the last five decades: an Italian case study, IAHS Publication n° 278, IAHS Press.

Filippo Domma, Giovanni Latorre, Elementi di teoria della stima puntuale Rubettino editore, 2002

Baratti Emanuele, soluzioni tecniche per la realizzazione di casse di espansione nella rete di bonifica del consorzio dell'emilia centrale. Tesi auto pubblicata, Bologna 2009

Giorgio Camorani, Attilio Castellarin, Armando Brath. Effects of land-use changes on the hydrologic response of reclamation systems

Regione Emilia-Romagna, "carta dell'uso del suolo 1994", Coperture vettoriali 1:25000, edizione 2002

Vito Ferro, "La sistemazione dei bacini idrografici", McGraw-Hill, Milano, 2002

Rimoldi Pietro, Ingegneria idraulica urbana, Maggioli Editore 2010

Annali corriere di Rimini Ottobre 1996

Annali La Repubblica Ottobre 1996

Siti internet:

www.wikipedia.it

www.bonificaromagna.it/

Ringraziamenti

Si ringrazia il Consorzio di Bonifica della Romagna sede di Rimini, Area Tecnica bacino Marecchia, che mi hanno ospitato presso i loro uffici in un ottimo clima di lavoro ed amicizia, con grande disponibilità da parte di tutto il personale, in particolare l'ing. Cicchetti Andrea, l'ing. Vanni Alberto, geom. Mordini Mirko, Geom. Antolini Oliver, Geom. Bianchini Claudio, Geom. Cola Massimo.

Un ringraziamento al Relatore, prof. Ing. Castellarin Attilio, che mi ha sostenuto innanzi tutto con il suo ottimismo e pazienza arginando i miei stati emotivi, ed al correlatore dot. Ing, Maglionico Marco, che mi ha aiutato nell'utilizzo del software necessario allo svolgimento di questa tesi.

Un ringraziamento speciale e necessario va a tutti gli amici di corso, in particolar modo a Matteo, David, Federica ed Emanuele.

Si ringrazia pubblicamente la nonna, che ha sopportato tutte le frustrazioni per tutti gli anni di università, e mi ha sempre fornito un punto di vista obiettivo e trasparente, nonché compagna di studio.

Ed ultima, ma non di importanza, alla mia compagna Miriam, per essermi sempre stata vicina.