



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea in INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE

**STUDIO DEL MODELLO DI PIENA DEL  
FIUME MISA E INTERVENTI DI  
MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO**

STUDY OF THE FLOOD MODEL OF THE  
MISA RIVER AND MEASURES FOR THE  
MITIGATION OF HYDRAULIC RISK

Relatrice:  
Prof.ssa Giovanna Darvini

Tesi di Laurea di:  
Riccardo Vagnozzi

Correlatrice:  
Ing. Martina Gambadori

A.A. 2022/2023

*A*

*Mamma e Babbo*

## INDICE

<b>Introduzione.....</b>	<b>I</b>
<b>Capitolo 1 – STUDIO DEL MODELLO DI PIENA DEL FIUME MISA.....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalità .....	1
1.2 Inquadramento territoriale e geomorfologico.....	2
1.3 La piena del Misa del maggio 2014 .....	4
1.4 La piena del Misa del settembre 2022.....	9
1.5 Software HEC-HMS.....	13
1.6 Il modello di piena.....	14
1.6.1 Parametri del modello .....	16
1.6.2 Calibrazione del modello .....	18
1.6.3 Ottimizzazione del modello .....	25
1.6.4 Risultati dello studio .....	33
<b>Capitolo 2 – INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO .....</b>	<b>36</b>
2.1 – Il concetto di rischio .....	36
2.2 – Il concetto di mitigazione .....	36
2.3 – Difesa dei territori di pianura .....	37
2.4 – Categorie delle opere di mitigazione del rischio idraulico.....	38
2.5 – Interventi per la diminuzione della portata di piena.....	38
2.5.1 – Regolazione delle portate con serbatoi.....	39
2.5.2 – Casse d’espansione.....	46
2.5.3 – Aree di laminazione esterne .....	49
2.6 – Derivazione delle portate: scolmatori e diversivi .....	50
2.7 – Interventi per l’aumento della capacità di portata del fiume .....	51
2.7.1 – Ricalibratura dell’alveo .....	52
<b>Capitolo 3 -APPLICAZIONE AL CASO STUDIATO – LE ARGINATURE.....</b>	<b>54</b>
3.1 Le arginature .....	54
3.1.1 Tipi di terre e soluzioni tecniche per la stabilità .....	54
3.1.2 Filtrazione dell’acqua nel rilevato.....	59
3.1.3 Danni all’argine e soluzioni protettive .....	61
3.2 Analisi per la realizzazione di argini su tratto del fiume Misa .....	64
3.2.1 Argine tipo .....	65
3.2.2 Applicazione dell’argine tipo sull’alveo fluviale .....	66
<b>Conclusioni.....</b>	<b>II</b>

<b>APPENDICE A.....</b>	<b>III</b>
<b>APPENDICE B.....</b>	<b>VIII</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>XII</b>
<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>XIV</b>

## **Introduzione**

Il lavoro svolto nella presente tesi di Laurea interessa una zona situata nella Regione Marche particolarmente sensibile al rischio idraulico ed idrogeologico, quale il bacino idrografico dei fiumi Misa-Nevola.

Nello studio effettuato si è cercato di analizzare diversi ambiti relativi ai fenomeni alluvionali che colpiscono il bacino, ovvero dall'esaminare il comportamento di una piena del fiume, basandosi su eventi di precipitazione che sono realmente accaduti nel passato recente, fino alla valutazione in merito a come difendere i territori, dunque la popolazione, l'economia e i suoi patrimoni, dai pericoli che si corrono con l'esondazione di un corso d'acqua. Per farlo sono stati presi in considerazione gli ultimi due eventi più gravi che hanno colpito la zona, quello del maggio 2014 e l'ultimo, in ordine di tempo, del settembre 2022.

Nella prima parte ci si sofferma sul modello di piena del fiume Misa relativamente a quello che è stato l'evento del maggio 2014. Per ottenere questo modello è stato sfruttato il software HEC-HMS (versione 4.11) dello U.S. Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center. Per la costruzione del modello sono stati utilizzati il DTM dell'area interessata e i dati di precipitazione dell'evento. Come risultato finale sono stati ottenuti l'idrogramma di piena e il tempo di ritorno, fondamentali per i successivi studi sull'area; lo scopo è quello di avere, nel futuro, un supporto per la pianificazione di interventi che salvaguardino l'incolumità di persone, abitazioni e attività economiche della zona.

La curva di piena è stata ottenuta attraverso una serie di procedimenti effettuati con il supporto del software HEC-HMS, il quale è in grado di simularla, fornendogli una serie di parametri. Variando questi ultimi, si ottiene, in una prima fase, una calibrazione rispetto all'idrogramma ricavato dalle misurazioni disponibili; di seguito, la stessa è stata perfezionata, ottimizzando i parametri che più la influenzano.

Il concetto di tutela del territorio è alla base della seconda parte della trattazione; in questa si elencano e descrivono i principali interventi di mitigazione del rischio idraulico che interessano le aree pianeggianti nei pressi di corsi d'acqua. Le soluzioni, trattate da un punto di vista teorico, sono diverse; oltre ad una spiegazione generale, vengono valutati tutti i possibili punti di forza e le criticità di queste opere di mitigazione.

Tra i vari interventi viene approfondita la possibilità di adeguare le arginature su entrambe le sponde di un tratto a valle della confluenza tra i due fiumi, riscontrando in alcuni casi la necessità di ricostruire da zero una difesa arginale o, in altri, dover soltanto effettuare una riprofilatura della sponda.

# Capitolo 1 – STUDIO DEL MODELLO DI PIENA DEL FIUME MISA

## 1.1 Generalità

Il bacino idrografico del Misa-Nevola, interamente compreso nella provincia di Ancona, è costituito da un corso principale, il fiume Misa, il cui affluente primario è il fiume Nevola, un corso d'acqua che in termini di portate è comparabile al corso principale.

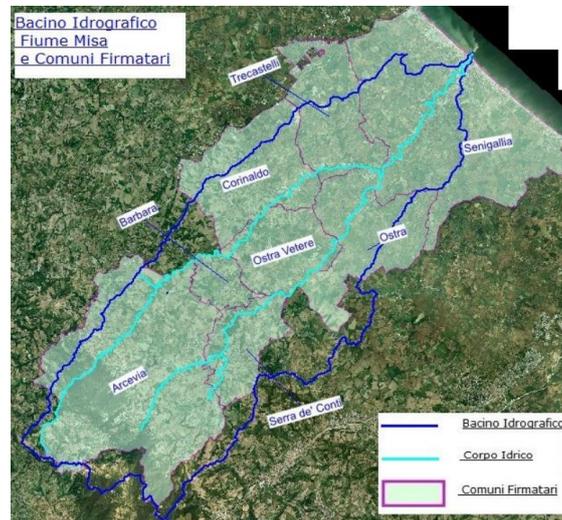


Fig. 1: Area del bacino idrografico Misa-Nevola [1].

La realizzazione del modello di piena e il conseguente ragionamento su possibili opere di mitigazione del rischio, si concentrano su questo bacino idrografico, rappresentato in Fig. 1.

L'area in questione è particolarmente a rischio, nell'ultimo decennio è stata infatti per almeno un paio di volte al centro della cronaca per eccezionali eventi di piena che l'hanno coinvolta. Le ultime due alluvioni più rilevanti per portata dell'evento e conseguenze sono state:

- *alluvione del 2014* (2÷4 maggio): a seguito di precipitazioni eccezionali, nella tarda mattinata del 3 maggio, avvenne l'esondazione del fiume Misa. Intere aree abitate vennero travolte da veri e propri muri di acqua e fango che raggiunsero altezze anche di due metri. Tre sono state le vittime nel territorio di Senigallia, il più colpito. Le precipitazioni di quei giorni sono state precedute da un periodo molto piovoso che ha saturato i terreni e di conseguenza ridotto la loro capacità di infiltrazione.
- *alluvione del 2022* (15÷16 settembre): evento che colpì duramente oltre l'area studiata, anche la provincia di Pesaro e Urbino, provocando in tutto 13 morti. La causa di un evento così estremo fu dovuta ad un sistema temporalesco autorigenerante. Un fenomeno intenso, che ha fatto cadere nell'arco di alcune ore una quantità di pioggia eccezionale (circa il 30% della media annua della zona secondo i dati CNR-IRPI [2]).

Nella tesi si sfruttano informazioni e dati relativi ad entrambi gli eventi alluvionali con l'obiettivo di avere, alla fine, una visione ampia delle caratteristiche del bacino idrografico e più in particolare di tutto il fiume. L'analisi sarà volta alla costruzione di un modello che rappresenta il comportamento di un'onda di piena, mettendo in gioco valori forniti dalle stazioni pluviometriche ed elementi relativi all'area racchiusi nel modello digitale del terreno. Il caso analizzato è quello del 2014.

L'evento del 2022 è altrettanto importante per comprendere gli effetti disastrosi che un fenomeno del genere può causare; ha fornito, dunque, la possibilità di capire quali sono le

debolezze del territorio, per poter pianificare, sulla loro base, degli interventi che hanno lo scopo di difenderlo.

Oltre all'aspetto tecnico-scientifico, il disastro che ha colpito il bacino del Misa-Nevola e più in generale tutto il territorio marchigiano, nel 2022, ha un forte significato simbolico. Il tema del cambiamento climatico è drammaticamente attuale e negli ultimi anni il nostro paese vive sulla propria pelle gli effetti di questo fenomeno globale. Nel futuro prossimo, questi eventi si ripresenteranno e il rischio che la loro frequenza aumenti nel corso degli anni è concreto.

In generale, tutto il territorio italiano è fragile; il rischio idraulico ed idrogeologico, consultando anche le mappe del rischio fornite dall'ISPRA o dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) delle regioni [3], è elevato in molte aree, in particolar modo nella Regione Marche. La fragilità del territorio, unita all'intensità degli eventi che si stanno ripetendo negli ultimi anni, porta a conseguenze davvero critiche sotto tanti punti di vista. In primo luogo, è la popolazione ad essere sottoposta a rischio; infatti, ad avvenimenti di questo tipo consegue spesso la perdita di vite umane. Inoltre, come sperimentato nel passato, le ulteriori ripercussioni sul tessuto socioeconomico sono state: edifici distrutti, persone sfollate, attività economiche compromesse, ed anche il patrimonio culturale e naturalistico che rischia di essere danneggiato.

La Fondazione CIMA di Genova, ente di ricerca che tra le altre cose si è occupato di analizzare gli ultimi fenomeni alluvionali che hanno colpito le Marche, tra i quali anche quello del 2022, ha evidenziato una particolarità di questo bacino idrografico. Nel 2016, infatti, è stato redatto uno studio sulla regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena, in seguito all'evento avvenuto nel 2014. La calibrazione del modello idrologico per il Misa ha portato a stimare valori dei parametri che regolano il deflusso superficiale e sub-superficiale tali per cui si possono produrre risposte più veloci e con picchi più elevati rispetto ad altri bacini o sottobacini delle medesime dimensioni sul territorio regionale. Inoltre, le mappe di precipitazione a durata e tempo di ritorno fissato, derivate dalla regionalizzazione delle piogge, evidenziano un massimo relativo a cavallo tra il Misa e l'Esino. Questo ha contribuito, in fase di generazione degli eventi, a produrre volumi di precipitazione maggiori rispetto ad altre zone a parità di durata e tempo di ritorno [4, pag. 23].

Il compito, molto complesso per via delle fragilità del territorio e l'intensità degli eventi con cui si ha a che fare, è quello di proteggere la popolazione, l'economia e i patrimoni di un territorio, cercando di comprendere la portata di questi fenomeni e prevedendo degli interventi che, non garantiscono mai il totale annullamento del rischio, ma lo mitigano e lo riducono in maniera tale da poter limitare danni ben più gravi.

## **1.2 Inquadramento territoriale e geomorfologico**

Il bacino idrografico del Misa-Nevola si estende per circa 380 km<sup>2</sup> all'interno della Regione Marche e dal punto di vista amministrativo ricade interamente nella provincia di Ancona. Il corso principale, il fiume Misa, sorge sulle pendici sud-occidentali dell'anticlinale arcevese a 793 m s.l.m.m. e scorre per circa 45 km prima di sfociare nel Mar Adriatico. Il suo unico vero affluente è il fiume Nevola da cui riceve le acque dalla sua sinistra idrografica, a circa 9 km dalla foce, in località Brugnetto [5, pag. 7] [6].

L'andamento dei fiumi e la conformazione del bacino idrografico rispecchiano lo stile strutturale dell'Appennino umbro-marchigiano. I due corsi d'acqua scorrono seguendo la direzione antiappenninica (SW-NE), tipica dei fiumi principali della dorsale appenninica stessa, mentre ruscelli e rigagnoli che si immettono poi nel corso principale hanno la stessa direzione della dorsale.

Il territorio attraversato dai due fiumi può essere schematizzato in due parti principali:

- *Area montana*: più occidentale, con rilievi aspri, versanti ripidi e torrenti con portate molto basse. Da un punto di vista geologico è caratterizzata da affioramenti di formazioni cretatiche e paleogeniche della Maiolica, delle Marne a Fucoidi e della serie delle Scaglie, nonché della successione miocenica del Bisciario, dello Schlier, oltre alle formazioni marnoso-arenacea, gessoso-solfifera e delle Argille a Colombacci.
- *Area di collina e di pianura alluvionale*: l'area più estesa del bacino, plasmata dal corso del fiume che assume un andamento meandriforme. Oltre alla geomorfologia cambiano anche le formazioni rocciose: argille, argille marnose, argille sabbioso-siltose con intercalazione di arenarie e di depositi continentali quaternari. Questa geologia della pianura alluvionale è dovuta all'attività di trasporto e conseguente sedimentazione di materiale roccioso disgregato di diverse dimensioni e anche dalle piene ricorrenti che depositano particelle limoso-argillose più fini [5, pag. 8] [7].

Approfondendo la descrizione delle due zone del bacino idrografico, ci si rende conto di avere a che fare con un territorio a forte rischio non soltanto idraulico, ma anche idrogeologico. La presenza del fiume, connessa con le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area, evidenzia alcune considerevoli fragilità.

L'area occidentale dei rilievi è caratterizzata da litologie calcaree e calcareo-marnose; con il passaggio dell'acqua, sono state scavate delle valli a V molto strette e profonde. Il rischio in queste valli è il verificarsi di fenomeni franosi classificabili principalmente come crolli ed in alcuni casi scivolamenti traslazionali.

Ancor più complessa è la situazione nelle zone media e bassa del bacino. Le formazioni rocciose sono perlopiù pelitiche e pelitico-arenacee, generate dalla sedimentazione di detriti depositati sull'alveo del fiume. Le rocce pelitiche sono originate da un sedimento fangoso, le arenarie invece da materiale di media dimensione, sabbie; questi litotipi sono facilmente erodibili e per questo motivo si sono formate anche delle ampie distese eluvio-colluviali di materiale detritico fortemente instabile.

Tutto questo per dire che anche in zone con pendenze molto più basse, la presenza di formazioni affioranti facilmente erodibili e depositi granulari può dar vita a fenomeni gravitativi quali: soliflusso, colamenti e scorrimenti traslazionali (predominanti), fenomeni complessi e spesso concomitanti, perciò difficili da analizzare. Particolarmente instabili risultano essere i giacimenti a franapoggio di queste formazioni.

Ciò che è interessante evidenziare, soprattutto per l'argomento che si sta trattando, è che sono presenti, in particolare nella parte media del bacino idrografico, anche frane interferenti con la dinamica degli alvei fluviali del Misa e del Nevola. Ed in numero ancor più elevato, sono, al contrario, le frane che interferiscono direttamente con la dinamica fluviale dei corsi d'acqua minori. Quando la loro portata aumenta infatti, i torrenti e i fiumi rappresentano loro stessi una delle principali cause d'innescio dei fenomeni gravitativi.

Dal punto di vista geomorfologico c'è un'altra caratteristica tipica delle zone medio-basse dei fiumi; il Misa e il Nevola, infatti, scorrono tra terrazzi fluviali, di diverso ordine, da essi stessi generati. I terrazzi fluviali sono strutture formate da cicli di sedimentazione ed erosione provocati dal fiume. I terrazzi a quota più alta sono quelli di I ordine e sono quelli più antichi. Quelli a quota più bassa e più vicini all'alveo fluviale sono formazioni più recenti. Il materiale di cui sono costituiti è principalmente ghiaia con ciottoli calcarei. Le ghiaie risultano ben arrotondate e spesso intercalate da lenti sabbioso-ghiaiose o limoso-sabbiose. Rispetto ai detriti

che si depositano sul letto del fiume, questi sedimenti sono più cementati tra di loro, nonostante questo rappresentano una coltre che non è dotata di molta stabilità ed anch'essa è facilmente erodibile.

I depositi alluvionali sono maggiormente presenti sulla sinistra idrografica del fiume Misa, dove sono ben marcati quattro differenti terrazzi. Nella parte destra i depositi sono decisamente scarsi, tanto che il fiume si presenta a contatto con i versanti collinari.

Nella parte terminale del bacino, in prossimità della foce, sono presenti depositi di spiaggia antica e mancano quasi completamente gli affioramenti. La litologia è costituita in buona parte da ghiaie e sabbie variamente associate a limi e argille [5, pagg. da 8 a 13].

### 1.3 La piena del Misa del maggio 2014

L'evento di piena del 2014 che ha colpito i territori intorno ai fiumi Misa e Nevola è ricordato come uno dei più catastrofici dei tempi recenti per l'area in questione. I morti furono tre nella zona di Senigallia e paesi limitrofi.

L'esondazione del fiume Misa è stata causata da un periodo molto piovoso, come si può evincere anche dalla parte I degli Annali Idrologici del 2014. Prima delle precipitazioni del 2 e 3 maggio, infatti, ci fu una settimana caratterizzata da consistenti piogge, con picchi giornalieri anche di 36 mm (stazione di Barbara) [8, pag. 71].

Queste precipitazioni hanno portato il suolo alla saturazione e quindi ad una quasi completa incapacità di filtrazione nel momento in cui ulteriori rovesci si sono abbattuti sull'area. Dunque, la maggior parte delle precipitazioni si è accumulata all'interno del corso d'acqua, generando portate che non sono state contenute all'interno dell'alveo e si sono quindi riversate all'esterno. L'area più colpita è stata proprio quella di Senigallia, come dimostra la Fig. 2, che rappresenta l'onda di piena che attraversa il centro storico della città.



Fig. 2: Piena del fiume Misa del 2014 (tratta dal quotidiano AnconaToday).

Su questo evento è basata la modellazione idrologica del fiume Misa effettuata con il supporto del software HEC-HMS. La curva di piena elaborata dal programma è confrontata con un idrogramma ricavato dalle misurazioni effettuate dalle stazioni idrometriche poste all'interno del bacino. I valori dei livelli idrici registrati dagli strumenti non tengono conto degli allagamenti, che comunque per questo evento si sono verificati soprattutto a valle della confluenza.

Di seguito si riportano alcuni dati relativi all'evento di precipitazione ed alla conseguente piena del fiume. In primo luogo, da Fig. 3 a Fig. 9, vengono riportati tutti gli ietogrammi, contenenti le altezze di precipitazione per le stazioni pluviometriche specificate, poi sfruttati per il modello di piena. L'intervallo è compreso tra le 20:00 del 2 maggio 2014 e le 18:00 del 5 maggio 2014, i dati sono stati registrati ad una distanza di 15 minuti uno dall'altro. I grafici sono stati elaborati ed estrapolati dal software HEC-HMS.

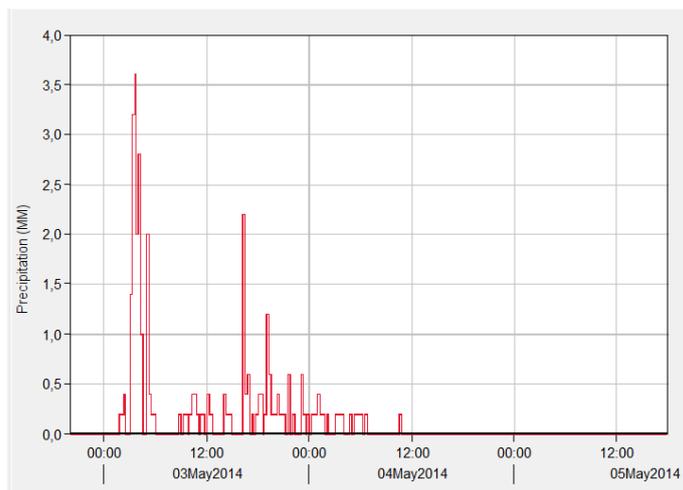


Fig. 3: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Arcevia.

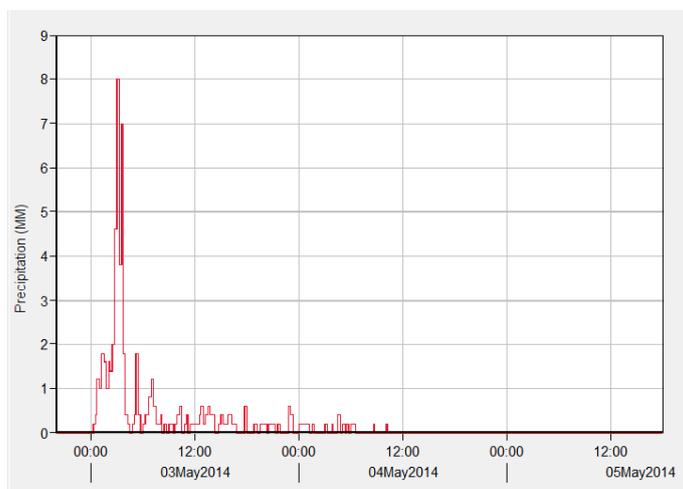


Fig. 4: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Montecarotto-Colle.

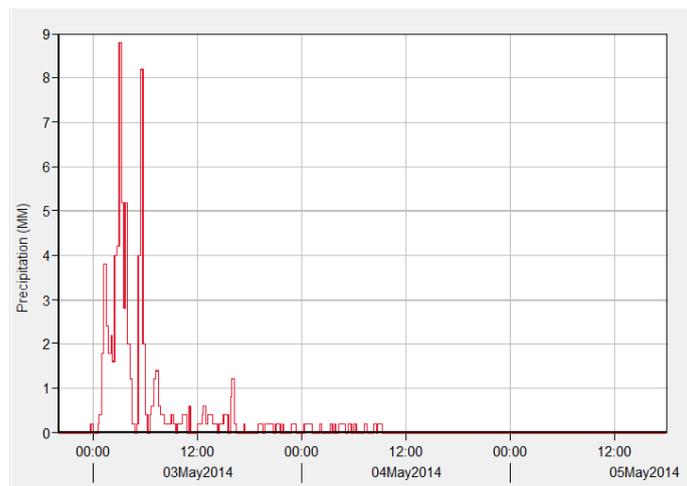


Fig. 5: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Barbara.

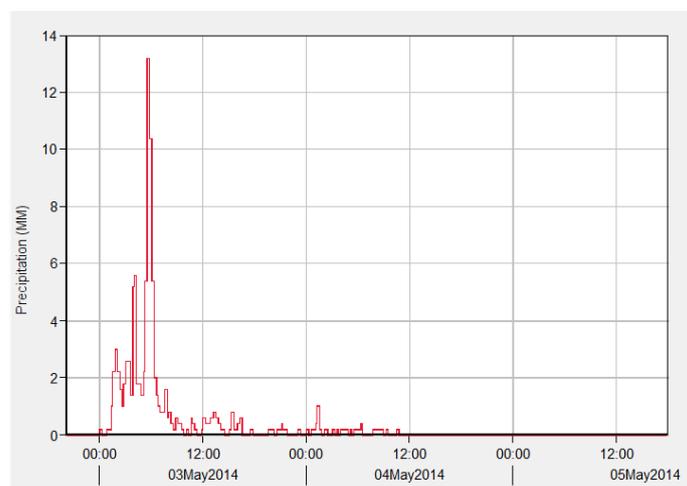


Fig. 6: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di San Lorenzo in Campo.

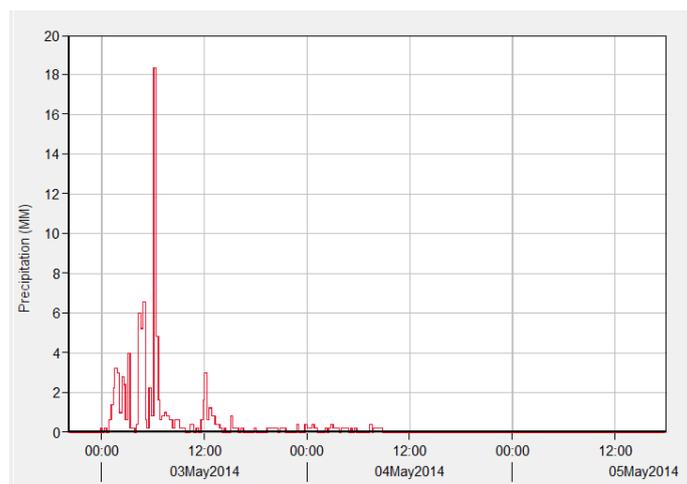


Fig. 7: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Corinaldo.

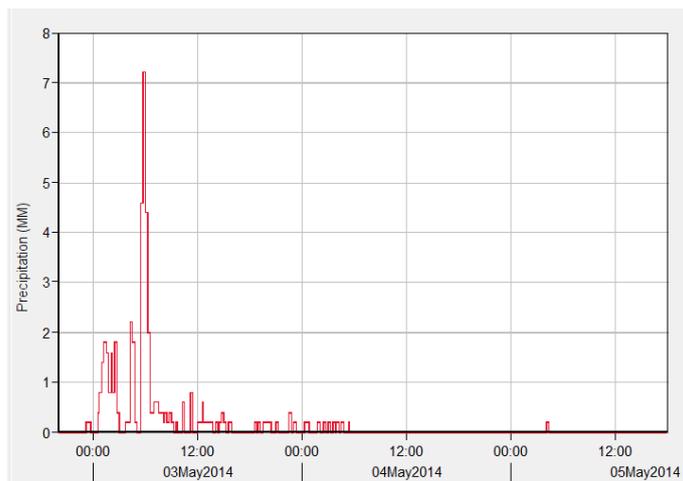


Fig. 8: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Bettollelle.

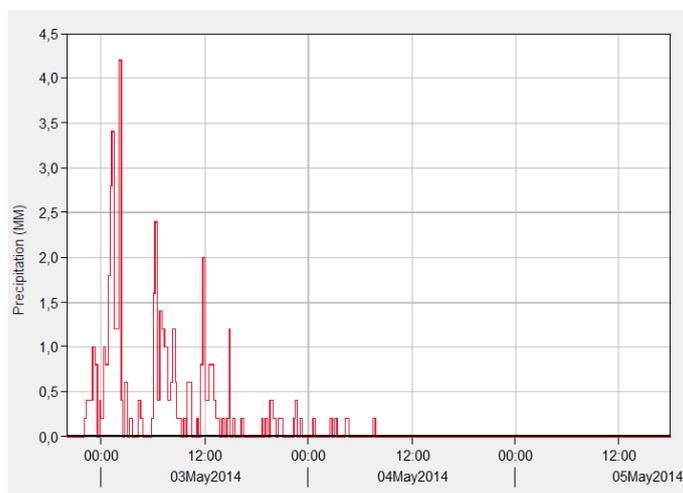


Fig. 9: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Senigallia.

Le altezze di pioggia sono rappresentative di un evento eccezionale; il picco, stando sempre agli Annali Idrologici, è stato toccato con gli 80 mm di pioggia del 3 maggio 2014 a Corinaldo, e sempre la stessa stazione ha rilevato circa 48 mm caduti nell'arco di tre ore [8, pagg. 72 e 96].

Oltre alle altezze di pioggia, alcune stazioni hanno registrato i livelli idrici con 30 minuti di intervallo tra una misurazione e l'altra, sempre in un intervallo di tempo compreso tra le 20:00 del 2 maggio 2014 e le 18:00 del 5 maggio 2014.

Per ottenere i valori di portata con cui calibrare il modello idrologico è necessario utilizzare le scale delle portate, ovvero le relazioni che legano il livello idrico e la portata nella sezione considerata del corso d'acqua. È da notare come le scale delle portate disponibili nel Sistema Informativo Regionale Meteo-Idro-Pluviometrico (SIRMIP) non siano validate e quindi i valori di portata utilizzati nel presente studio potrebbero variare in corso di validazione e siano da ritenersi non ufficiali [9].

Si riportano i tre idrogrammi a disposizione dell'elaborazione del modello di piena: Corinaldo, Serra De' Conti, Bettollelle, nelle Fig.10-11-12.

Il valore di portata al colmo per la stazione di Bettollelle, pari a circa 550 m<sup>3</sup>/s, trova riscontro nel valore riportato nell'Assetto di progetto della media e bassa valle del Fiume Misa, redatto

nel 2016 dalla Autorità di Bacino della Regione Marche, dove viene riportato che “l’ultima piena del 3-4 Maggio 2014 viene stimata in circa 550 m<sup>3</sup>/s” [5, pag. 60].

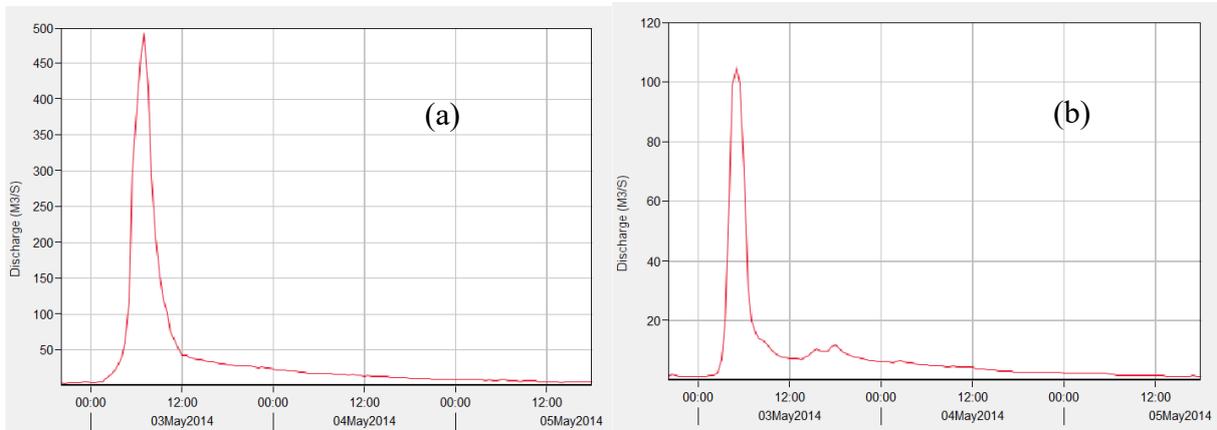


Fig. 10-11: Idrogrammi di piena relativi alle stazioni pluviometriche di Corinaldo (a) e Serra De' Conti (b) - Portate in m<sup>3</sup>/s.

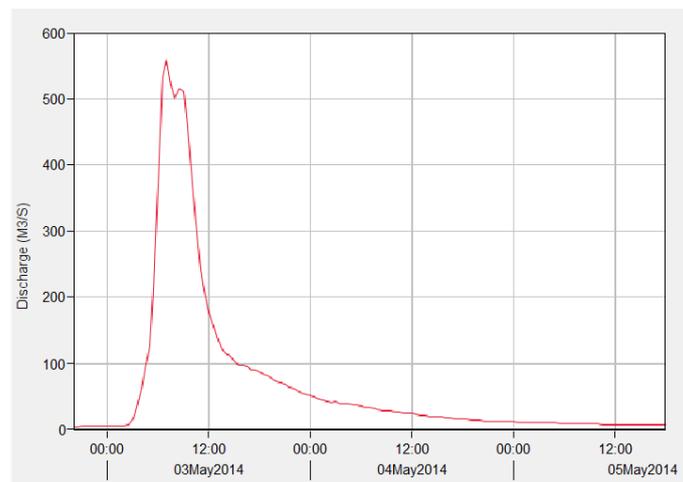


Fig. 12: Idrogramma di piena relativo alla stazione pluviometrica di Bettollelle - Portate in m<sup>3</sup>/s.

Ai fini della modellazione idrologica è importante soffermarsi su questi tre idrogrammi ed in particolare sulle località in cui sono stati misurati. Infatti, come specificato nel paragrafo 1.2, il bacino idrografico è costituito da due fiumi il Misa ed il Nevola, unico affluente degno di nota, che cede le sue acque al fiume Misa in quella che viene definita la confluenza tra i due corsi d’acqua.

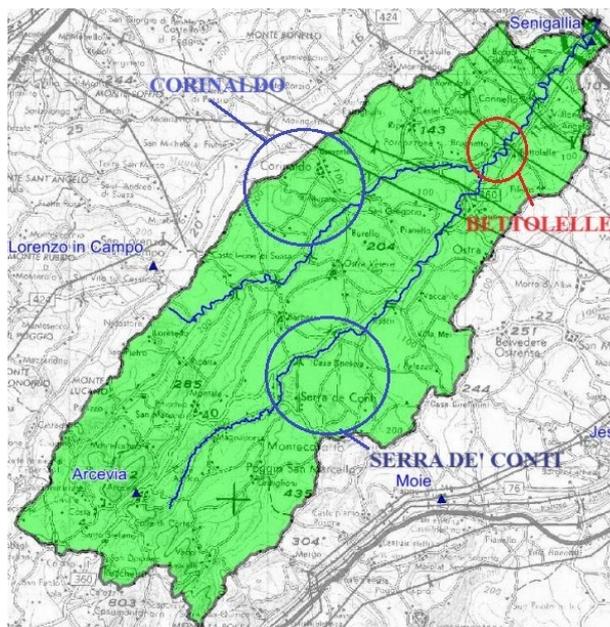


Fig. 13: Schema del bacino idrografico del Misa con le stazioni di rilevazione delle portate [5, pag. 28].

Dunque, Corinaldo si trova lungo il fiume Nevola, Serra De' Conti nel tratto del Misa a monte della confluenza, mentre Bettolelle rappresenta l'unico riferimento per le portate a valle del punto di incontro tra i due fiumi (come mostrato in Fig. 13), in cui si genera un grande incremento di flusso dovuto alla somma delle acque che proseguono verso valle dal Misa e quelle che entrano dal Nevola.

Proprio per questo motivo, la costruzione del modello di piena ha avuto come riferimento principale per la calibrazione e ottimizzazione, i dati misurati a Bettolelle. Oltre a questa ragione, l'analisi è fatta in seguito ad un evento che ha causato i principali danni proprio a valle della confluenza, nei territori senigalliesi; perciò, è necessario avere un riferimento di tutta la portata che arriva dai due tratti di fiume del bacino.

#### 1.4 La piena del Misa del settembre 2022

L'evento di piena dello scorso settembre è senza dubbio catalogabile tra le piene eccezionali, un'alluvione catastrofica che ha causato 13 vittime e danni ingenti a case, attività economiche e produttive ed alle campagne e coltivazioni circostanti.

L'evento temporalesco ha generato quella che alcuni esperti hanno definito una "alluvione lampo", ovvero, in seguito alla caduta di una quantità d'acqua elevatissima in un intervallo di tempo estremamente limitato, le portate hanno subito un incremento altrettanto repentino davvero straordinario.

A dimostrazione di tutto questo ci sono gli ietogrammi misurati dalle stazioni pluviografiche della rete MIR della Regione Marche. La quantità di pioggia caduta in una giornata presenta picchi di 204 mm presso la stazione di Montecarotto-Colle, la stessa che ha misurato un'altezza di pioggia di circa 162 mm caduta nell'arco di sole 3 ore [10, pagg. 90 e 117].

Queste piogge così forti, soprattutto nell'entroterra, hanno ingrossato in poco tempo i due rami del Misa e del Nevola a monte della confluenza e questi ultimi non sono stati in grado di contenere la portata entro i loro alvei.

Di seguito si riportano alcuni dati relativi all'evento di precipitazione ed alla conseguente piena del fiume. I dati sono stati forniti dalle stazioni pluviometriche e dagli strumenti posti lungo il fiume che hanno resistito alla piena. Da Fig. 14 a Fig. 20 vengono presentati tutti gli ietogrammi contenenti le altezze di precipitazione. L'intervallo è compreso tra le 12:00 del 15 settembre 2022 e le 23:45 del 17 settembre 2022, i dati sono stati registrati ad una distanza di 15 minuti uno dall'altro.

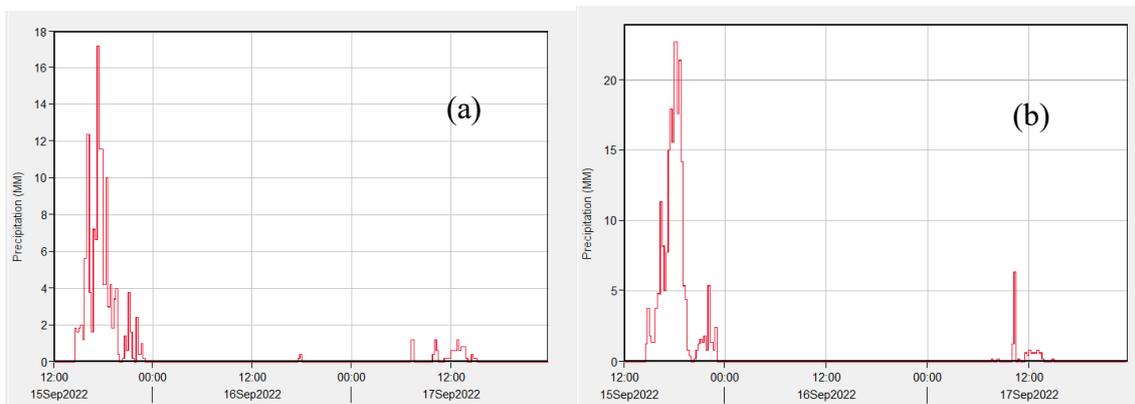


Fig. 14-15: Precipitazioni relative alle stazioni pluviometriche di Arcevia (a) e Montecarotto-Colle (b).

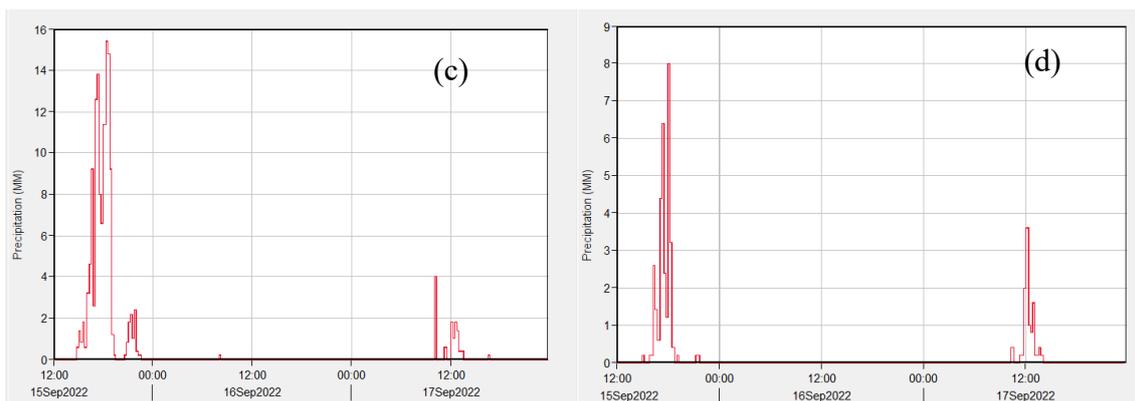


Fig. 16-17: Precipitazioni relative alle stazioni pluviometriche di Barbara © e San Lorenzo in Campo (d).

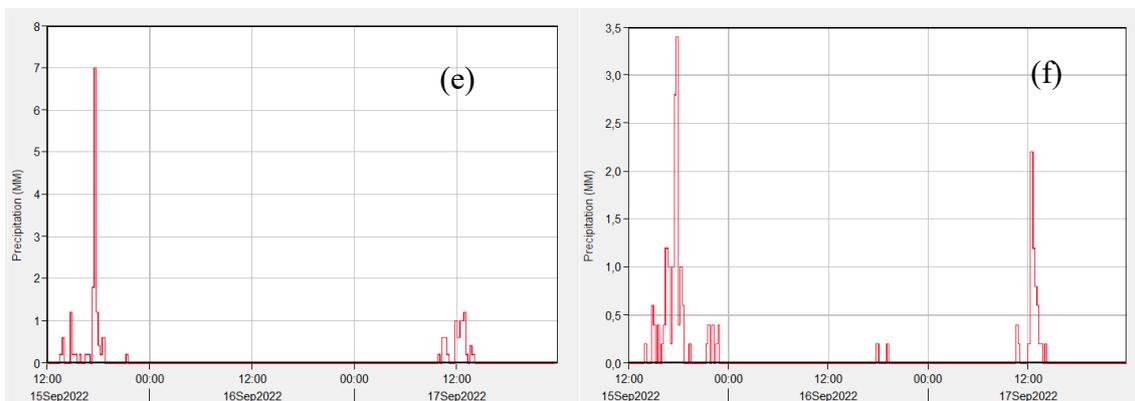


Fig. 18-19: Precipitazioni relative alle stazioni pluviometriche di Corinaldo (e) e Bettolle (f).

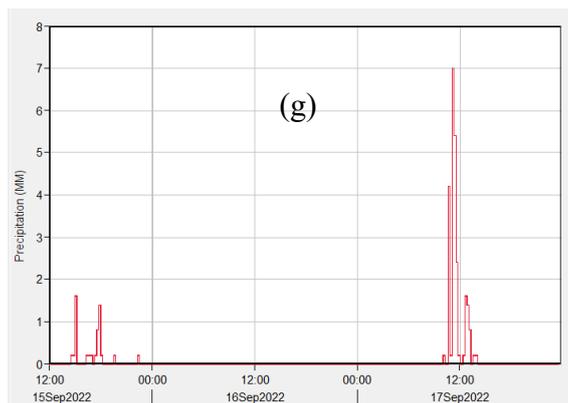


Fig. 20: Precipitazioni relative alla stazione pluviometrica di Senigallia (g).

Vale la pena approfondire un discorso sulle portate che per questo particolare evento risulta abbastanza complesso. Innanzitutto, rispetto a quanto visto per la piena del 2014 per i tre idrometri presi in considerazione (Serra dei Conti, Corinaldo e Bettollelle), l'unica serie di misure di livello disponibile per tutta la durata dell'evento è quella relativa al solo misuratore che ha resistito all'onda di piena, ovvero quello di Bettollelle. I livelli idrometrici all'idrometro di Bettollelle sono riportati in Fig. 21 (con dettaglio della fase di picco in Tab. 1) nell'intervallo tra le 12:00 del 15 settembre 2022 e le 23:30 del 17 settembre 2022, a distanza di 30 minuti l'una dall'altra.

Poiché la scala delle portate più recente della stazione di Bettollelle, disponibile sul portale SIRMIP online, ha validità fino ad un livello idrometrico di 5,5 m, non è possibile ricavare i valori di portata per i livelli massimi registrati.

Si ricorda anche che le scale di deflusso degli idrometri ubicati lungo il Misa-Nevola sono non validate e da ritenersi non ufficiali e potrebbero variare in corso di validazione.

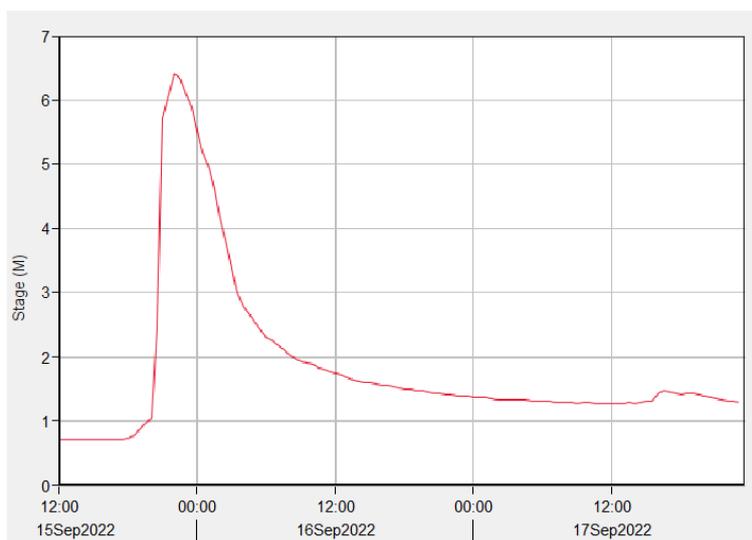


Fig. 21: Grafico dei livelli idrometrici (m) nel tempo alla stazione pluviometrica di Bettollelle.

Time (ddMMYYYY, HH:mm)	Stage (M)
15set2022, 20:00	1,04
15set2022, 20:30	2,45
15set2022, 21:00	5,71
15set2022, 21:30	6,10
15set2022, 22:00	6,42
15set2022, 22:30	6,34
15set2022, 23:00	6,09
15set2022, 23:30	5,89
16set2022, 00:00	5,53
16set2022, 00:30	5,19
16set2022, 01:00	4,94
16set2022, 01:30	4,61
16set2022, 02:00	4,18
16set2022, 02:30	3,74
16set2022, 03:00	3,37
16set2022, 03:30	3,01
16set2022, 04:00	2,78
16set2022, 04:30	2,67
16set2022, 05:00	2,54

Tab. 1: Valori dei livelli idrometrici (m) alla stazione di Bettollelle per il ramo di crescita ed il picco dell'idrogramma.

La Fig. 21 e la Tab. 1 confermano quanto è stato detto fino ad ora nella descrizione dell'evento, ovvero, il picco del livello è stato raggiunto in sole 3 ore dall'inizio del fenomeno temporalesco.

La riflessione si deve soffermare sulla validità da un punto di vista fisico delle misurazioni che sono state riportate. Come già detto prima, i rovesci di pioggia si sono concentrati principalmente nell'entroterra ed il rapido aumento delle portate è stato sopportato fino ad un certo punto dalle sponde dell'alveo, per entrambi i fiumi a monte della confluenza. Questo significa che parte dell'acqua in afflusso al bacino, diventata deflusso, si è poi riversata all'esterno del corso d'acqua in seguito alle esondazioni e non ha contribuito alla portata complessiva. La stessa cosa è successa anche a valle della confluenza, dunque anche a Bettollelle.

A supporto di quanto detto ci sono i rilievi effettuati dall'Agenzia Spaziale Italiana (ASI) in collaborazione con la Fondazione CIMA che hanno fornito una mappatura delle aree allagate a poche ore dall'evento di pioggia (Fig. 22), su richiesta del Dipartimento della Protezione Civile.

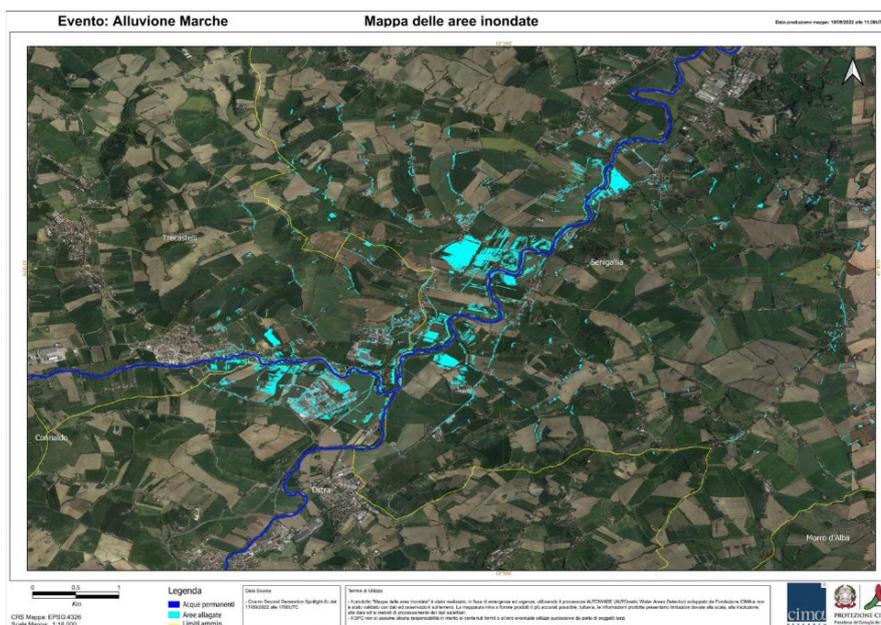


Fig. 22: Rilievi satellitari dell'Agenzia Spaziale Italiana (ASI) e Fondazione CIMA del 16 settembre a poche ore dall'evento [11].

Un ulteriore aspetto che rende fortemente incerti i valori dei livelli idrici registrati riguarda la massa liquida che scorreva all'interno dell'alveo durante la piena. Si tratta infatti di un flusso di acqua e fango che, scorrendo verso valle, ha eroso le sponde arginali, portando con sé materiale terroso, generando il deflusso di un liquido che chilometro dopo chilometro ha assunto una velocità sempre più elevata. La quantità di fango è risultata essere cospicua.

Questi elementi hanno portato alla conclusione che si ha a che fare, con l'evento del 2022, con dei valori di livello e quindi di portata sottostimati e con una massa liquida che ha valori di densità più elevati rispetto a quelli dell'acqua che generalmente scorre lungo il fiume, come si vede in Fig. 23. Per tali motivi, l'analisi idrologica con il software HEC-HMS è stata effettuata per l'evento del 2014.



Fig. 23: Immagine aerea che rappresenta l'estensione dell'esonazione a valle della confluenza (tratta dal quotidiano Senigallia Notizie).

## 1.5 Software HEC-HMS

Il supporto dei software rappresenta un aiuto fondamentale nell'analisi di eventi alluvionali, nella volontà di riprodurre nella maniera più fedele possibile quelli che sono stati i fenomeni che hanno colpito un determinato bacino idrografico. Nell'arco di questa tesi verranno illustrate diverse trattazioni sviluppate attraverso l'utilizzo di software, tra i quali, il più importante è sicuramente HEC-HMS.

HEC-HMS è un software prodotto del programma di ricerca e sviluppo del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti in particolare dall'*Hydrologic Engineering Center* (HEC) [12]. Il programma simula i processi precipitazione-deflusso e di percorso dei canali, sia naturali che controllati. Oltre a questo, è in grado di analizzare molti altri aspetti, tra cui stime in merito ad eventi di precipitazione o anche simulazioni del trasporto dei sedimenti all'interno dei corsi d'acqua, che non fanno parte di questo particolare ambito di studio.

Il software consente quindi la costruzione di un idrogramma unitario, ovvero l'idrogramma avente 1 mm di deflusso dovuto ad una precipitazione efficace distribuita uniformemente sul bacino per una determinata durata [13, pag. 115]. L'idrogramma può essere utilizzato per ottenere una curva corrispondente a qualsiasi volume di deflusso, ma per essere ottenuto devono valere due condizioni: la precipitazione efficace deve essere uniforme su tutto il bacino durante la sua durata e la durata di precipitazioni efficaci differenti in intensità è costante. Le condizioni suddette sono molto stringenti, soprattutto pensando a quelli che sono i dati reali su cui si basa l'analisi, ovvero un evento che è caratterizzato da zone in cui è piovuto più di altre.

Per avere il risultato spiegato sopra, HEC-HMS mette a disposizione alcuni metodi per ottenere quello che viene definito l'idrogramma unitario sintetico, tra questi i metodi di: *Snyder*, *SCS* e *Clark*. Il metodo di *Clark* è quello che è stato adottato per tutta la modellazione idrologica ed ha alcuni parametri di riferimento in input che verranno illustrati nei prossimi paragrafi.

Un altro passaggio fondamentale ai fini del conseguimento di un risultato attendibile è la modellazione numerica e grafica dell'onda di piena che il software permette di effettuare. Si riesce dunque a determinare l'andamento della portata con il suo colmo, in funzione della distribuzione spaziale e temporale della precipitazione e delle caratteristiche geomorfologiche e del suolo del bacino [13, pag. 128].

Nel caso della modellazione idrologica del fiume Misa, il programma ha permesso di simulare il deflusso all'interno del bacino, in maniera tale da poter confrontare il calcolo da esso effettuato con le misurazioni di portata presentate nel paragrafo 1.3. La versione utilizzata è la 4.11 che comprende, tra le altre cose, una componente GIS (*Geographic Information System*) abbastanza potenziata da poter elaborare il modello digitale del terreno (DTM) del bacino del Misa e poterlo anche scomporre in una serie di sottobacini.

Oltre alla costruzione del bacino e la sua suddivisione in sottobacini, HEC-HMS permette di costruire il corso d'acqua attraverso l'inserimento di elementi idrologici; gli elementi disponibili per il completamento del modello sono: le giunzioni, le deviazioni, i serbatoi e le sorgenti. Il modello di bacino consente di collegare ad ogni elemento idrico un solo elemento posizionato più a valle, creando in questo modo una rete idrologica.

La distinzione dei sottobacini e la divisione del corso d'acqua in diversi segmenti, permette di ripartire l'analisi di un territorio molto ampio in una serie di zone più piccole. Questo approccio garantisce uno studio più dettagliato del modello di piena, frutto di diversi contributi uniti all'interno di un risultato complessivo.

Il processo di calcolo del programma inizia a partire dai sottobacini posti più a monte e procede seguendo il flusso nella rete. I valori di deflusso calcolati di volta in volta vengono trasmessi agli elementi di valle, ai quali viene automaticamente assegnato tale afflusso. Dunque, proseguendo verso valle, ad ogni elemento viene assegnato l'afflusso proveniente dagli elementi di monte.

Sulla base delle informazioni fornite al software è stato portato avanti un procedimento che ha permesso di ottenere un risultato finale molto attendibile, si tratta di uno sviluppo iterativo caratterizzato da due fasi differenti tra loro: calibrazione e ottimizzazione.

## **1.6 Il modello di piena**

Tutti i modelli matematici che sono stati utilizzati durante la modellazione idrologica dell'evento del 2014 sono di tipo deterministico, ovvero basati su dei dati che sono noti a priori. Questo significa che i modelli in questione necessitano di una serie di parametri in ingresso sulla base dei quali si possono effettuare tutti i calcoli seguenti.

I dati in input che vengono forniti al software sono già stati anticipati, in parte, nei primi paragrafi e si tratta dei dati relativi alle altezze di pioggia delle varie stazioni pluviometriche (paragrafo 1.3, da Fig. 3 a Fig. 9) ed il DTM, elaborato con i vari sottobacini e i diversi tratti dei fiumi Misa e Nevola, come mostrato in Fig. 24.

Il DTM Regionale utilizzato, reperibile nel sito web della Regione Marche, ha passo 20m x 20m ed è stato ottenuto dalla Carta Tecnica Regionale del 2000.

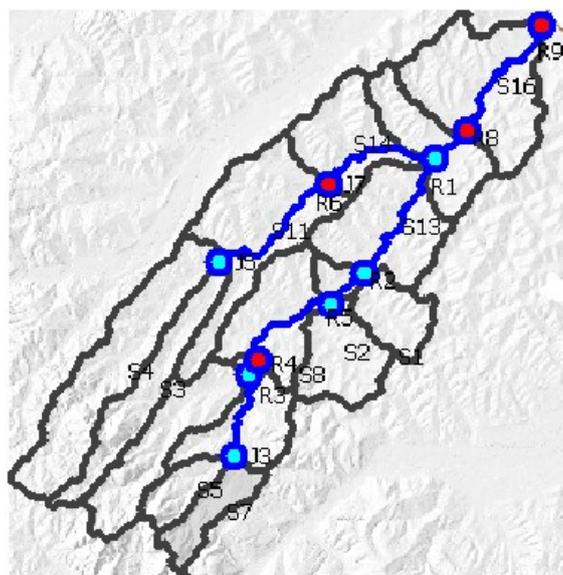


Fig. 24: Modello del bacino utilizzato da HEC-HMS sulla base del DTM dell'area.

Oltre al cosiddetto *basin model*, le componenti che entrano in gioco nel calcolo sono altre, tra cui: ulteriori informazioni relative al tipo di terreno da un punto di vista geologico e topografico nel *terrain data* e aspetti riguardanti le precipitazioni e i dati forniti, inseriti all'interno dei *time-series data*.

Fondamentali risultano essere, tra gli strumenti di calcolo, due in particolare, ovvero:

- Il modello meteorologico (*meteorologic model*): insieme di metodi che permettono di definire le condizioni al contorno che agiscono sul bacino, ovvero le caratteristiche delle precipitazioni che lo colpiscono. Nei casi complessi come questo, con dei sottobacini, per ognuno di essi deve essere definita la modalità con cui si genera la precipitazione, calcolandone l'apporto. Nei casi in cui è necessario, sono in grado anche di valutare l'apporto dello scioglimento delle nevi e dell'evapotraspirazione. Il metodo adottato per l'analisi dell'evento del 2014 è quello dei *gage weights*, in grado di operare sia su dati realmente misurati che su bacini che non dispongono di registrazioni da stazioni pluviografiche; in particolare, laddove ci sono dei valori disponibili, vengono elaborati e convertiti ad un intervallo regolare; d'altra parte, dove non ci sono riferimenti, garantiscono una stima di ciò che la precipitazione complessiva ha generato [14, pagg. 283 e 313-314].
- *Control specifications*: strumento fondamentale per il controllo delle simulazioni, definiscono in particolar modo le tempistiche: data e orario di inizio e fine dell'evento e intervallo di tempo per l'immissione dei dati.

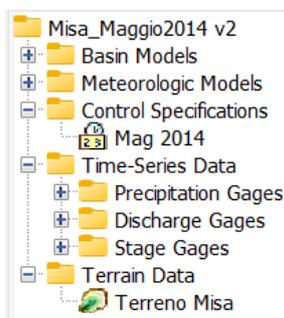


Fig. 25: Componenti che entrano in gioco nella modellazione.

La Fig. 25 riassume tutte le componenti spiegate sopra. In particolare, nella Fig. 26 c'è il dettaglio del *control specification* dell'evento analizzato.

Name: Mag 2014	
Description:	Controllo per la simulazione dell'evento di novembre 2013
*Start Date (ddMMMYYYY)	02mag2014
*Start Time (HH:mm)	20:00
*End Date (ddMMMYYYY)	05mag2014
*End Time (HH:mm)	18:00
Time Interval:	15 Minutes <span style="float: right;">v</span>

Fig. 26: Intervalli di tempo nel *control specification* per l'evento del maggio 2014.

Come già anticipato, tra i vari metodi per poter lavorare sulla trasformazione degli afflussi nel modello di deflusso del corso d'acqua, è stato scelto il *metodo di Clark*; molto utilizzato nell'ambito idrologico in quanto sfrutta la tecnica del *flood routing*, ossia la tecnica che analizza il moto dell'onda di piena attraverso un sistema fluviale [13, pagg. 124-125].

Come tutti i metodi che propone HEC-HMS, alcuni parametri di input sono fondamentali per poter giungere al risultato, nel caso del *metodo di Clark* sono il tempo di concentrazione (*time of concentration*)  $T_C$  e il coefficiente di stoccaggio (*storage coefficient*) che verranno approfonditi nel prossimo paragrafo.

### 1.6.1 Parametri del modello

I parametri di cui il software necessita per poter effettuare il calcolo sono diversi, poiché devono rappresentare tutti quegli aspetti che contribuiscono al deflusso dell'acqua, contenuti all'interno dell'equazione di bilancio idrologico.

Tra questi si annoverano i parametri che dipendono dalla topografia dei sottobacini, dalla geologia dei terreni e dalla vegetazione presente. Solo così si possono trasformare gli afflussi generati dai rovesci di pioggia in un deflusso che scorre lungo l'alveo del fiume, che è obiettivo di questo studio rappresentare nella maniera che più si avvicina alla realtà.

I due parametri principali del metodo di Clark sono:

- *Tempo di concentrazione (time of concentration)  $T_C$* : unità di misura in ore. Può essere considerato concettualmente alla stregua del tempo di corrivazione, cioè il tempo massimo di percorrenza dell'acqua nel sottobacino dal punto idrologicamente più lontano alla sezione di uscita del sottobacino. La formula che lo definisce è:

$$T_C = (Moltip. T_C) \times \left[ 2.2 \cdot \left( \frac{L \times L_c}{\sqrt{Slope_{10-85}}} \right)^{0.3} \right] \quad [1.1]$$

Il parametro dipende da alcuni valori legati al bacino ed alla sua topografia:

- $L$ : unità di misura in km: percorso idraulicamente più lungo per ogni sottobacino.
- $L_c$ : unità di misura in km: percorso del flusso baricentrico; si estende a partire dall'uscita di un sottobacino e giunge fino al punto, situato lungo il percorso di flusso più lungo, posto il più vicino possibile al baricentro del sottobacino interessato.
- $Slope_{10-85}$ : pendenza media del percorso del flusso.

- *Coefficiente di stoccaggio (storage coefficient) HR*: unità di misura in ore. Rappresenta un indice di accumulo temporaneo di parte delle precipitazioni efficaci all'interno di ogni sottobacino; sostanzialmente per un determinato periodo di tempo, indicato dal parametro, il sottobacino funge da invaso [13, pag. 125].

$$HR = T_c \times \left( \frac{R}{1-R} \right) \quad [1.2]$$

dove R è un fattore che può essere variato in fase di calibrazione.

Questi due parametri sono inseriti all'interno della sezione *Transform – Clark Unit Hydrograph Method*.

Una serie di altri parametri che hanno contribuito al processo di modellazione, sono basati su altri aspetti idrologici:

- Perdite iniziali e perdite costanti: i valori delle perdite, ovvero quella parte delle acque meteoriche che non partecipa al deflusso. Questi valori si possono scegliere in maniera ragionevole, considerando le caratteristiche dell'evento. La perdita iniziale riguarda l'acqua di precipitazione trattenuta da vegetazione, depressioni nel terreno o per infiltrazione e una perdita costante durante l'evento di precipitazione. Il metodo utilizzato per i parametri delle perdite è inserito nel *loss model* ed è denominato *initial and constant-rate* con perdita iniziale in mm e perdita costante in mm/ora [13, pag. 130].
- Ci sono dei parametri che aumentano il dettaglio nella descrizione del tipo di terreno. L'ipotesi da cui è partita l'analisi del modello di piena è quella di un terreno costituito da due strati (*layers*) uno sopra l'altro. All'interno del *Baseflow – Linear Reservoir Method*, esistono valori riferiti al terreno ovvero i *groundwater coefficients GW* con unità di misura in ore. Per l'analisi si hanno a disposizione due coefficienti per i due strati, *GW1* e *GW2*:

$$GW1 = HR \times (Moltipl. GW1) \quad [1.3]$$

$$GW2 = HR \times (Moltipl. GW2) \quad [1.4]$$

Il significato fisico del *groundwater coefficient* risiede sicuramente all'interno del processo di filtrazione dell'acqua nel terreno, ma, più in particolare, si colloca a valle di questo processo; il software lo intende, infatti, come un periodo di tempo in cui l'acqua è stoccata all'interno del terreno e dopo il quale essa torna ad essere disponibile come deflusso laterale, che può rientrare a far parte del flusso di piena principale [14, pag. 206].

- Infine, ogni "*reach*", ovvero un tratto del fiume evidenziato nel modello di bacino da un segmento, deve essere caratterizzato da un parametro che aggiunge ulteriori informazioni, per ogni *reach*, relativamente al flusso da calcolare. Tutto questo nell'ambito del *routing method*. Esistono diversi metodi all'interno del *routing*, tra i quali il *lag method*, che meglio si adatta a questo caso con tratti del fiume di pochi chilometri. Il parametro del *lag time* che ha unità di misura in minuti, rappresenta soltanto la traslazione dell'onda di piena, in particolare il ritardo con cui avviene l'afflusso al *reach* successivo. La definizione che fornisce il manuale per il software è il lag come intervallo di tempo tra il baricentro di massa delle precipitazioni in afflusso e il raggiungimento del picco dell'idrogramma [14, pagg. 229 e 232].

Riassumendo, i seguenti sono i vari parametri che vengono utilizzati durante la modellazione idrologica:

- $T_C$ : time of concentration;
- $HR$ : storage coefficient;
- $I.L.$ : initial loss;
- $GW1, GW2$ : groundwater coefficients;
- Lag time.

Una volta conosciuti i parametri, è possibile iniziare la costruzione della curva descrittrice della piena che ha colpito il bacino idrografico del Misa nel maggio del 2014. Nei paragrafi precedenti si è accennato a due procedimenti iterativi necessari per ottenere il modello della piena, le due fasi sono, appunto, quelle di:

- *calibrazione*: prima fase iterativa nella quale tutti i parametri vengono variati per ottenere una curva con un buon adattamento rispetto a quella misurata, ma non ancora ottimale.
- *ottimizzazione*: seconda fase dell'iterazione in cui i parametri più influenti vengono perfezionati per costruire il miglior adattamento possibile alle misurazioni.

Come già spiegato, il riferimento della curva di piena sarà quello della stazione idrografica di Bettolle, appena a valle della confluenza tra i due fiumi.

Prima di mostrare come si è giunti a determinati risultati, è doveroso specificare l'aspetto probabilmente più importante per poter effettuare analisi di questo genere. I software ci forniscono dei valori, in seguito ad una serie di calcoli che permettono sicuramente di alleggerire il lavoro per chi studia il fenomeno; non deve mai mancare, però, l'analisi critica dei valori che il software ci fornisce; prima di costruire la curva bisogna sempre valutare il significato fisico dei numeri che sono stati restituiti, perché, non sempre quei numeri hanno un significato ragionevole da quel punto di vista.

### **1.6.2 Calibrazione del modello**

La calibrazione della curva si può definire come un procedimento conoscitivo, ovvero caratterizzato da una serie di iterazioni e di simulazioni che permettono, una dopo l'altra, di capire sempre meglio come ogni parametro influenza la curva che si sta costruendo.

Oltre a questo, la prima fase iterativa presuppone che si abbia una discreta conoscenza di ciò che è effettivamente avvenuto nel momento in cui la piena si è manifestata, per poter capire che valori assegnare ad una serie di parametri. Ad esempio, il fatto che la settimana precedente a quella dell'evento sia stata una settimana molto piovosa, ha reso il terreno saturo, l'infiltrazione di acqua è stata poca, di conseguenza il valore delle perdite iniziali (*initial loss*) dovrà essere considerato molto basso, se non nullo.

I valori di partenza stabiliti sulla base delle caratteristiche del bacino e dei sottobacini, come i seguenti, necessari per il calcolo del tempo di corrivazione, sono riportati in Tab. 2:

	L		L <sub>c</sub>		10-85 flowpath slope	
	Longest flowpath length		Centroidal flowpath length			
	km	mi	km	mi	km/km	ft/mi
S7	9,40685	5,84640	3,7796	2,34904	0,04077	215,2656
S5	7,39879	4,59838	3,41948	2,12522	0,04207	222,1296
S6	16,28854	10,12339	7,96933	4,95297	0,01862	98,3136
S8	9,48271	5,89354	4,02174	2,49953	0,01491	78,7248
S9	1,67711	1,04233	0,5374	0,33400	0,03755	198,2640
S10	9,21029	5,72423	4,08588	2,53939	0,00915	48,3120
S2	8,16448	5,07426	3,89271	2,41933	0,01264	66,7392
S1	7,09666	4,41060	3,58647	2,22901	0,00880	46,4640
S12	4,94245	3,07175	2,29593	1,42693	0,01454	76,7712
S4	21,74998	13,51770	10,98774	6,82892	0,01175	62,0400
S3	20,00986	12,43621	9,92188	6,16649	0,01587	83,7936
S11	16,30665	10,13465	5,17985	3,21930	0,00924	48,7872
S13	13,39018	8,32205	6,68838	4,15686	0,00518	27,3504
S14	12,11053	7,52674	5,58044	3,46827	0,00785	41,4480
S15	10,79774	6,71084	3,57191	2,21996	0,00683	36,0624
S16	16,23741	10,09162	6,56909	4,08272	0,00361	19,0608

Tab. 2: Valori di L, L<sub>c</sub>, Slope<sub>10-85</sub> utilizzati per il calcolo dei parametri.

Il lag time è un valore applicato ai vari reach attribuiti ai due corsi d'acqua (Fig. 27); inizialmente è stato adottato quel valore per il quale si è riscontrata una collocazione adeguata rispetto all'idrogramma misurato, ovvero 30 minuti:

Reach	Initial Type	Initial Discharge (M3/S)	Lag Time (MIN)
R3	Discharge = Inflow		30
R4	Discharge = Inflow		30
R5	Discharge = Inflow		30
R2	Discharge = Inflow		30
R1	Discharge = Inflow		30
R6	Discharge = Inflow		30
R7	Discharge = Inflow		30
R8	Discharge = Inflow		30
R9	Discharge = Inflow		30

Fig. 27: Lag time attribuito ai diversi tratti in cui sono divisi i fiumi.

La Fig. 27 riporta tutti i reach, è possibile distinguere: R3, R4, R5, R2, R1 riferiti al tratto del Misa a monte della confluenza; R6 ed R7 al fiume Nevola, infine R8 ed R9 al tratto del fiume a valle della confluenza.

Il compito, dunque, è quello di attribuire a parametri come le perdite iniziali ed il lag time valori sensati e per gli altri parametri, bisogna intervenire su alcuni fattori, già specificati nelle diverse formule che sono state introdotte: (Moltip. T<sub>c</sub>) in [1.1], fattore R in [1.2] e (Moltip. GW1), (Moltip. GW2) in [1.3], [1.4].

Nel corso dell'analisi è stato utilizzato un foglio di calcolo Excel, nel quale sono state inserite le varie formule; in questo modo è possibile ottenere in maniera immediata i valori dei coefficienti T<sub>c</sub>, HR, GW1, GW2. Per capire poi se i valori ottenuti sono adeguati, devono essere inseriti nella loro apposita sezione in Parameters e riferiti ai sottobacini corretti nel programma di calcolo per l'idrogramma.

Per poter calcolare la curva, lo strumento adottato all'interno di HEC-HMS è la cosiddetta "simulation run": sulla base dei numeri che sono stati inseriti, il software è in grado di rappresentare, in pochi secondi, la curva di piena generata dai valori calcolati e permette di capire come quest'ultima si adatta all'idrogramma misurato a Bettollelle.

Nel corso di questa prima fase sono state fatte diverse simulazioni per capire come i vari parametri influenzano il posizionamento e il picco della curva; di seguito si riporteranno quelle più rilevanti per comprendere come ognuno dei valori considerati nell'analisi caratterizza l'onda di piena.

La Tab. 3 utilizzata per il calcolo, estrapolata dal file Excel, presenta in verde i valori che possono essere modificati e sotto i vari risultati per i diversi coefficienti. In particolare, in questa Tab. 3 sono riportati i valori iniziali utilizzati per i parametri specificati; essi sono stati scelti nella prima fase in maniera tale che abbiano una valenza fisica.

TRANSFORM METHOD Clark Unit Hydrograph			BASEFLOW METHOD Linear Reservoir		
Multipl. $T_c$		Fattore R	Multipl. GW1	Multipl. GW2	
0,65		0,55	2,5	2,5	
$T_c$ Time of concentration		HR Storage coefficient	GW1 Ground water coefficient	GW2 Ground water coefficient	
originale	amplificato				
hr	hr	hr	hr		
2,15680	1,40192	1,71346	4,28364		4,28364
1,93836	1,25993	1,53992	3,84980		3,84980
3,57757	2,32542	2,84218	7,10545		7,10545
2,56139	1,66491	2,03488	5,08721		5,08721
0,72504	0,47127	0,57600	1,44000		1,44000
2,74504	1,78428	2,18078	5,45195		5,45195
2,48591	1,61584	1,97492	4,93730		4,93730
2,45549	1,59607	1,95075	4,87687		4,87687
1,78723	1,16170	1,41985	3,54963		3,54963
4,60361	2,99235	3,65731	9,14328		9,14328
4,16254	2,70565	3,30691	8,26727		8,26727
3,49340	2,27071	2,77531	6,93827		6,93827
3,87772	2,52052	3,08063	7,70159		7,70159
3,34821	2,17634	2,65997	6,64992		6,64992
2,88935	1,87808	2,29543	5,73858		5,73858
4,31394	2,80406	3,42719	8,56797		8,56797

Tab. 3: Valori di  $T_c$ , HR, GW1, GW2 iniziali.

Inizialmente è necessario fare una serie di tentativi per poter cominciare ad avere un adattamento della curva. Perciò si è iniziato con i valori di Tab. 3, facendo variare le perdite iniziali ed il lag time, cominciando dalla curva per  $I. L. = 0$  e  $Lag\ time = 30\ min$  per tutti i reach di Fig. 27. Si ottiene una prima curva di riferimento, riportata in Fig. 28.

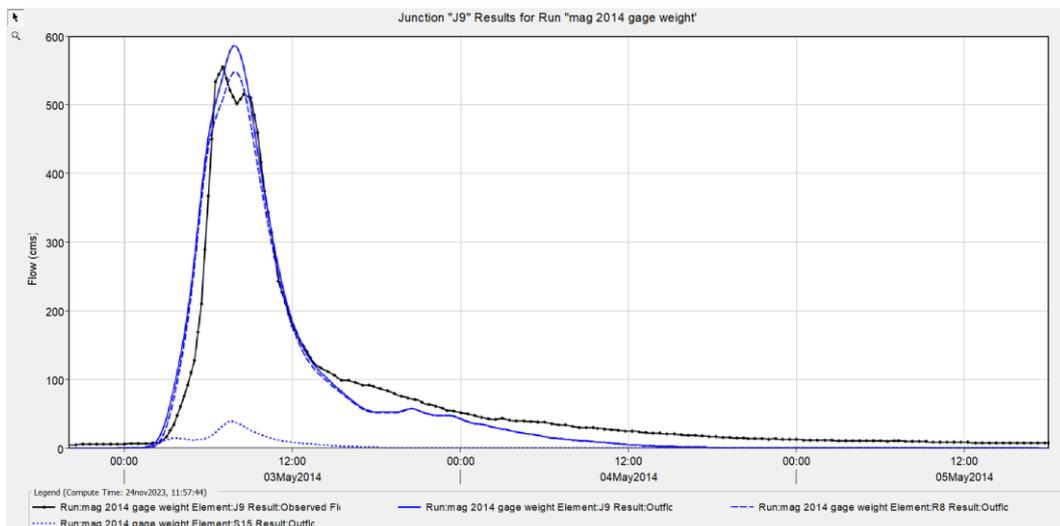


Fig. 28: Curva di piena ottenuta per i valori di Tabella 3, *initial loss* e *lag time* suddetti.

Se si fa variare il parametro di *initial loss* entro valori congruenti con il tipo di evento verificatosi nel 2014, ad esempio  $I.L. = 2$ , e lag time invariato a 30 minuti, così come restano uguali i valori di Tab. 3, si ottiene il risultato di Fig. 29:

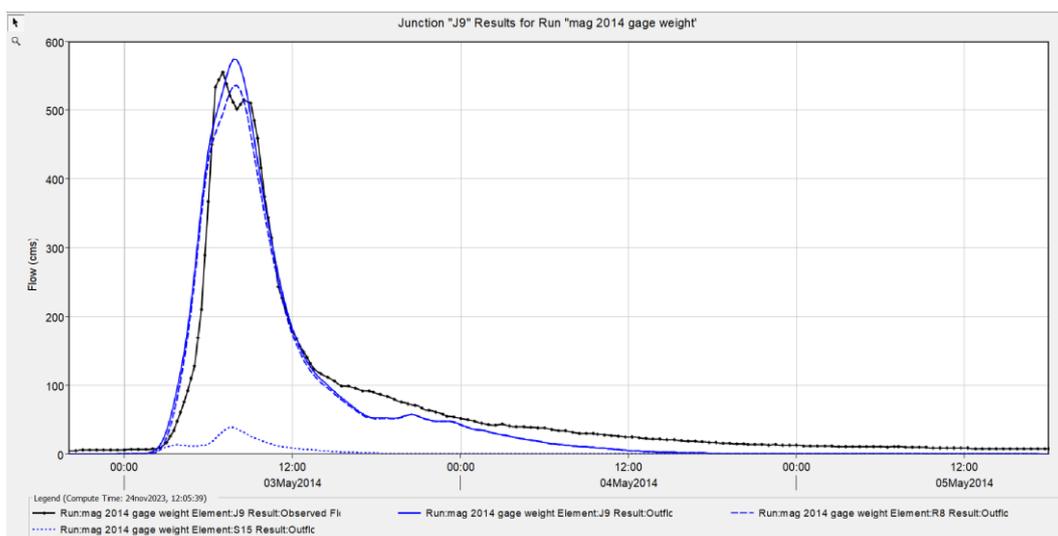


Fig. 29: Curva di piena ottenuta per gli stessi valori di Figura 27, con  $I.L. = 2$ .

Quello che si ricava è un abbassamento del picco dovuto al fatto che viene tolto un piccolo contributo al deflusso del corso d'acqua, tuttavia, variando in un range davvero ristretto e conoscendo le caratteristiche dell'evento sotto questo punto di vista, le perdite iniziali non risultano essere un parametro troppo influente per il modello di piena.

Stessa cosa non si può dire per il valore di *lag time*, utilizzando gli stessi valori per calcolare la curva in Fig. 28 e cambiando soltanto il *lag time*, portandolo a 50 minuti, ciò che si ricava è il risultato di Fig. 30:

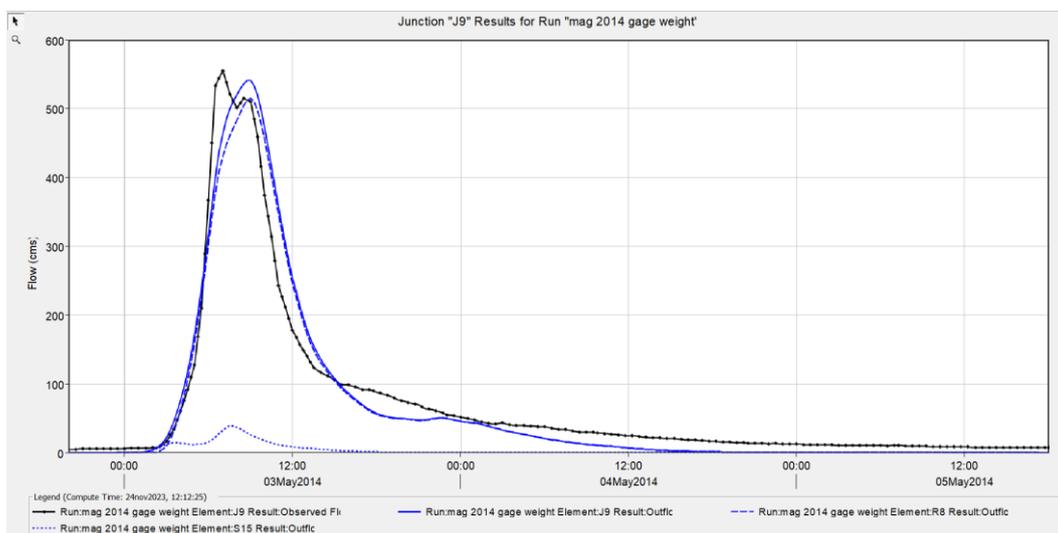


Fig. 30: Curva di piena ottenuta per gli stessi valori di Figura 27, con lag time = 50 min.

La curva in Fig. 30 ha subito una evidente traslazione verso destra confrontandola con quella di Fig. 28; proprio dalla definizione del *lag time* avviene un ritardo nel raggiungimento del picco, che manifesta anche livelli più bassi del caso precedente, per via di una miglior distribuzione delle portate. Il *lag time* è a tutti gli effetti un parametro che ha una grande influenza sul risultato finale della curva.

Tornando sui valori presentati nella Tab. 3, si fanno variare i coefficienti evidenziati in verde, per poter avere una visione completa dei parametri. Considerando di base  $I.L. = 0$  e  $Lag\ time = 30\ min$  si elencano 3 casi:

- Variazione dei parametri in maniera tale da avere un cambiamento soltanto nel *time of concentration*  $T_C$ , come in Tab. 4:

Moltip. $T_c$		Fattore R	Moltip. GW1	Moltip. GW2
0,85		0,484	2,5	2,5
$T_c$		HR	GW1	GW2
Time of concentration		Storage coefficient	Ground water coefficient	Ground water coefficient
originale	amplificato			
hr	hr	hr	hr	
2,15680	1,83328	1,71959	4,29897	4,29897
1,93836	1,64761	1,54543	3,86357	3,86357
3,57757	3,04093	2,85235	7,13087	7,13087
2,56139	2,17718	2,04217	5,10541	5,10541
0,72504	0,61628	0,57806	1,44516	1,44516
2,74504	2,33328	2,18858	5,47146	5,47146
2,48591	2,11303	1,98199	4,95497	4,95497
2,45549	2,08717	1,95773	4,89432	4,89432
1,78723	1,51914	1,42493	3,56233	3,56233
4,60361	3,91307	3,67040	9,17599	9,17599
4,16254	3,53816	3,31874	8,29685	8,29685
3,49340	2,96939	2,78524	6,96310	6,96310
3,87772	3,29606	3,09166	7,72914	7,72914
3,34821	2,84598	2,66949	6,67371	6,67371
2,88935	2,45595	2,30364	5,75911	5,75911
4,31394	3,66685	3,43945	8,59863	8,59863

Tab. 4: Valori di  $T_C$ , HR, GW1, GW2 per il suddetto caso.

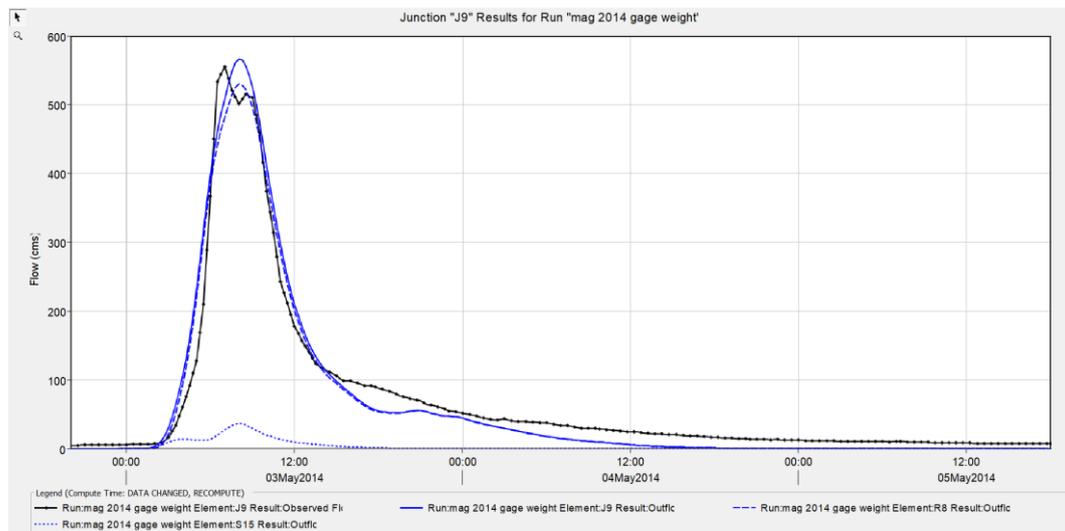


Fig. 31: Curva di piena ottenuta i valori sopra descritti.

Quello che si può notare, rispetto alla Fig. 28, è una traslazione verso destra della curva ed un abbassamento del picco apprezzabile anche per variazioni del tempo di corrivazione di qualche cifra decimale (Fig. 31). Aumentando il tempo di corrivazione, infatti, un po' come per il *lag time*, il picco è in ritardo e si abbassa per la miglior distribuzione delle portate.

- Variazione dei parametri in maniera tale da avere un cambiamento soltanto nello *storage coefficient* HR, come in Tab. 5:

Moltip. $T_c$		Fattore R	Moltip. GW1	Moltip. GW2
0,65		0,35	5,68	5,68
$T_c$		HR	GW1	GW2
Time of concentration		Storage coefficient	Ground water coefficient	Ground water coefficient
originale	amplificato			
hr	hr	hr	hr	
2,15680	1,40192	0,75488	4,28772	4,28772
1,93836	1,25993	0,67843	3,85346	3,85346
3,57757	2,32542	1,25215	7,11221	7,11221
2,56139	1,66491	0,89649	5,09205	5,09205
0,72504	0,47127	0,25376	1,44137	1,44137
2,74504	1,78428	0,96076	5,45714	5,45714
2,48591	1,61584	0,87007	4,94200	4,94200
2,45549	1,59607	0,85942	4,88151	4,88151
1,78723	1,16170	0,62553	3,55301	3,55301
4,60361	2,99235	1,61126	9,15198	9,15198
4,16254	2,70565	1,45689	8,27514	8,27514
3,49340	2,27071	1,22269	6,94487	6,94487
3,87772	2,52052	1,35720	7,70891	7,70891
3,34821	2,17634	1,17187	6,65625	6,65625
2,88935	1,87808	1,01127	5,74404	5,74404
4,31394	2,80406	1,50988	8,57612	8,57612

Tab. 5: Valori di  $T_c$ , HR, GW1, GW2 per il suddetto caso.

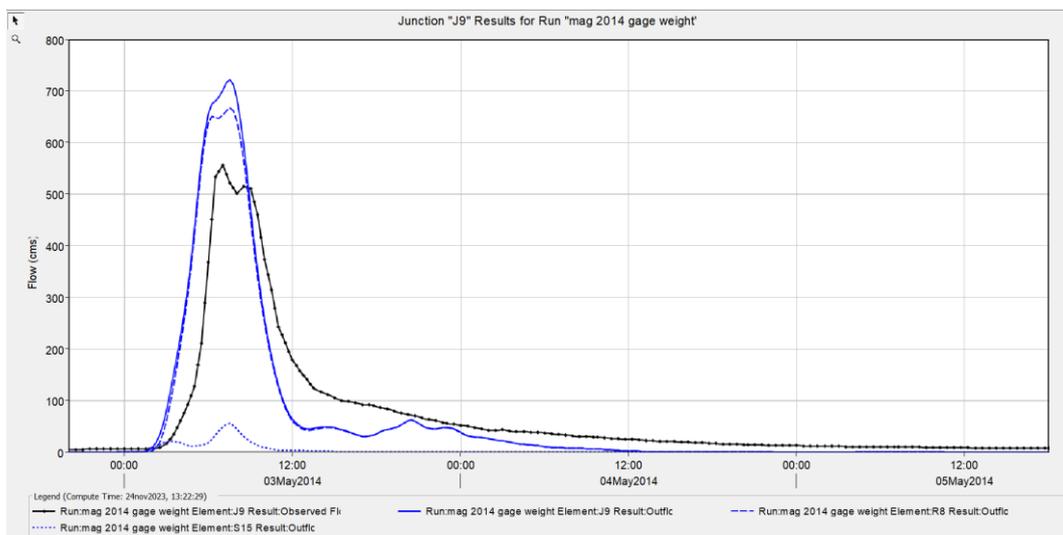


Fig. 32: Curva di piena ottenuta i valori sopra descritti.

Diminuendo, in questo caso per un valore più che dimezzato, il tempo di invaso all'interno dei sottobacini, l'acqua si accumula nell'alveo in un tempo più breve, generando un picco molto elevato e che arriva in anticipo rispetto a quanto visto per la Fig. 28. La Fig. 32, calcolata sulla base dei valori di Tab. 5, dà un'idea di quanto lo *storage coefficient* influisca sulla costruzione del modello di piena.

- Variazione dei parametri  $Moltipl. GW1 = Moltipl. GW2 = 1,5$  (Tab. 6) e gli altri parametri rimangono come in Tab. 3:

Moltip. $T_c$		Fattore R	Moltip. GW1	Moltip. GW2
0,65		0,55	1,5	1,5
<b><math>T_c</math></b>		<b>HR</b>	<b>GW1</b>	<b>GW2</b>
Time of concentration		Storage coefficient	Ground water coefficient	Ground water coefficient
originale	amplificato			
hr	hr	hr	hr	
2,15680	1,40192	1,71346	2,57019	2,57019
1,93836	1,25993	1,53992	2,30988	2,30988
3,57757	2,32542	2,84218	4,26327	4,26327
2,56139	1,66491	2,03488	3,05233	3,05233
0,72504	0,47127	0,57600	0,86400	0,86400
2,74504	1,78428	2,18078	3,27117	3,27117
2,48591	1,61584	1,97492	2,96238	2,96238
2,45549	1,59607	1,95075	2,92612	2,92612
1,78723	1,16170	1,41985	2,12978	2,12978
4,60361	2,99235	3,65731	5,48597	5,48597
4,16254	2,70565	3,30691	4,96036	4,96036
3,49340	2,27071	2,77531	4,16296	4,16296
3,87772	2,52052	3,08063	4,62095	4,62095
3,34821	2,17634	2,65997	3,98995	3,98995
2,88935	1,87808	2,29543	3,44315	3,44315
4,31394	2,80406	3,42719	5,14078	5,14078

Tab. 6: Valori di  $T_c$ , HR, GW1, GW2 per il suddetto caso.

Si ottiene una curva pressoché identica a quella di Fig. 28, riportata in Appendice A (cfr. Fig. 110).

Da una serie di ulteriori simulazioni effettuate si ottengono, dalla prima fase di calibrazione del modello, un insieme di risultati interessanti per poter proseguire con l'analisi. Innanzitutto, le diverse iterazioni hanno permesso di identificare i parametri più influenti, che saranno poi gli unici ad essere compresi nell'ottimizzazione, questi sono: time of concentration ( $T_c$ ), storage coefficient (HR) e lag time.

Inoltre, il risultato finale è stato l'ottenimento della curva che mostra il miglior adattamento, fino ad ora, all'idrogramma misurato (Fig. 33), caratterizzata dai parametri di Tab. 7, oltre ad un valore di  $I.L. = 0$  e  $Lag\ time = 30\ min$ .

Moltip. $T_c$		Fattore R	Moltip. GW1	Moltip. GW2
0,85		0,5	2,8	2,5
<b><math>T_c</math></b>		<b>HR</b>	<b>GW1</b>	<b>GW2</b>
Time of concentration		Storage coefficient	Ground water coefficient	Ground water coefficient
originale	amplificato			
hr	hr	hr	hr	
2,15680	1,83328	1,83328	5,13318	4,58320
1,93836	1,64761	1,64761	4,61330	4,11901
3,57757	3,04093	3,04093	8,51462	7,60234
2,56139	2,17718	2,17718	6,09612	5,44296
0,72504	0,61628	0,61628	1,72559	1,54070
2,74504	2,33328	2,33328	6,53319	5,83321
2,48591	2,11303	2,11303	5,91648	5,28257
2,45549	2,08717	2,08717	5,84406	5,21791
1,78723	1,51914	1,51914	4,25360	3,79786
4,60361	3,91307	3,91307	10,95659	9,78267
4,16254	3,53816	3,53816	9,90685	8,84541
3,49340	2,96939	2,96939	8,31428	7,42347
3,87772	3,29606	3,29606	9,22898	8,24016
3,34821	2,84598	2,84598	7,96875	7,11495
2,88935	2,45595	2,45595	6,87666	6,13988
4,31394	3,66685	3,66685	10,26719	9,16713

Tab. 7: Valori di  $T_c$ , HR, GW1, GW2 per la miglior curva della calibrazione.

La curva ottenuta è illustrata in Fig. 33:

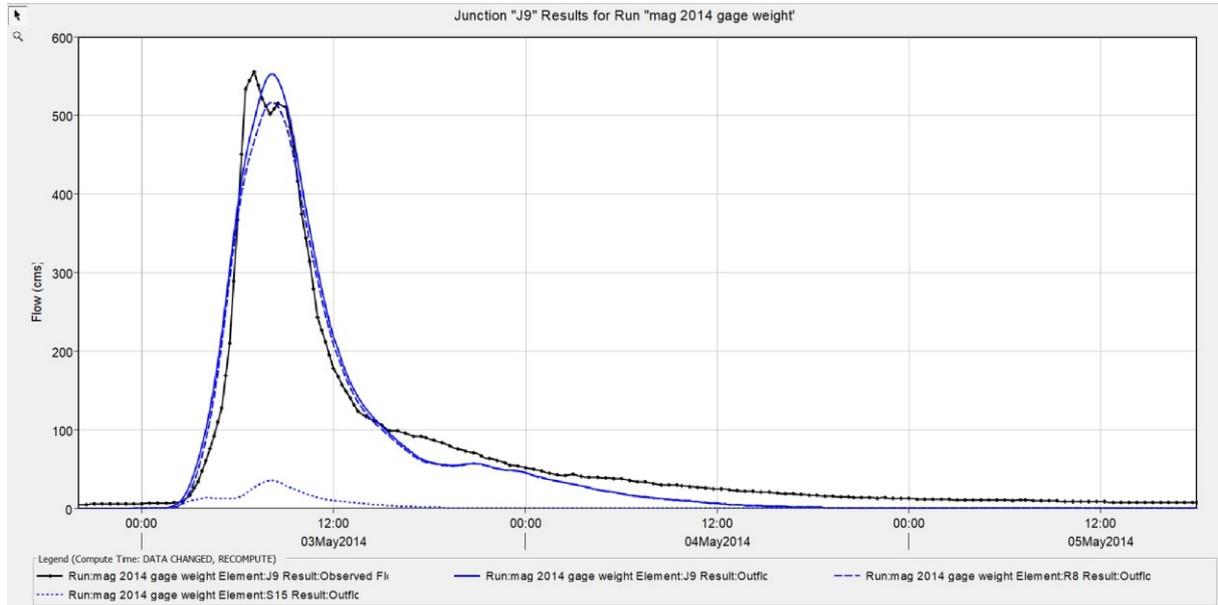


Fig. 33: Curva di piena migliore del processo di calibrazione.

La curva di figura 33 rappresenta il punto di partenza della seconda fase della modellazione, quella in cui, presi i parametri più influenti per i sottobacini ed i *reach* che più condizionano il modello, si eseguono diverse iterazioni per ottenere i valori di *time of concentration* ( $T_C$ ), *storage coefficient* ( $HR$ ) e *lag time* che rendono la curva la più attendibile possibile.

### 1.6.3 Ottimizzazione del modello

L'ottimizzazione dei parametri si può definire in maniera semplificativa come un ulteriore processo di calibrazione più raffinato. Essa è interamente portata avanti dal software HEC-HMS attraverso il procedimento di "*optimization trial*", effettuato su quei parametri definiti influenti sulla curva da costruire: *time of concentration* ( $T_C$ ), *storage coefficient* ( $HR$ ) e *lag time*.

L'*optimization trial* è un algoritmo che, partendo da alcuni parametri di riferimento, li ottimizza, cioè li varia in maniera sistematica in modo tale da poter migliorare il modello, creando una curva che si adatta nel miglior modo possibile all'idrogramma fornito dalle misurazioni. La bontà di un'analisi di ottimizzazione è garantita dalla funzione obiettivo, una funzione che quantifica la concordanza tra le due curve: quella calcolata dal software e quella osservata. Il software esegue una serie di iterazioni, il cui numero può essere stabilito a priori insieme alla tolleranza, che indica fino a che cifra decimale deve arrivare la precisione del procedimento, quindi la sensibilità.

Una delle funzioni obiettivo più utilizzate, adottata anche in questo studio, è la *root mean square error*:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{sim,i} - Q_{obs,i})^2} \quad [1.5]$$

Quanto è buona la convergenza, quindi, dipende da quanto basso è il valore della funzione, quando questa tende a zero la convergenza è ottimale e il software termina le iterazioni.

HEC-HMS offre la possibilità di adottare, per la risoluzione della *optimization trial*, sia metodi deterministici che metodi stocastici, ovvero basati sulla probabilità, come il *differential*

*evolution method* [15]. Per il caso in questione si adotta il metodo deterministico *simplex* che permette di effettuare l'iterazione valutando più parametri contemporaneamente.

Entrando nello studio dell'evento di piena del 2014, sono stati presi tutti i parametri più influenti calcolati per i segmenti di fiume e sottobacini considerati dal software come quelli che hanno un peso maggiore nella costruzione dell'idrogramma; i *reach* sono R3, R4 ed i sottobacini S7, S5, S6, S8, S9, illustrati nel dettaglio nella Fig. 35. Dunque, sono stati presi: *lag time* per i due tratti di fiume e sia il *time of concentration* che lo *storage coefficient* per i cinque sottobacini, per un totale di 12 parametri calcolati insieme, come riportato in Fig. 34.

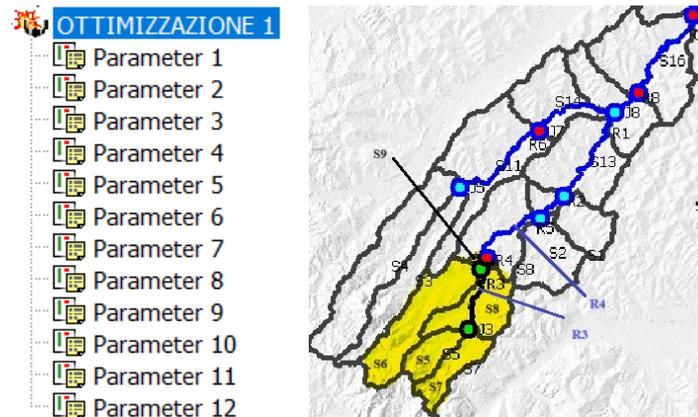


Fig. 34-35: Parametri utilizzati per l'ottimizzazione con sottobacini e *reach* di riferimento.

La prima ottimizzazione ha come punto di partenza la curva calibrata nella prima fase e per poter procedere con le iterazioni, per ogni parametro preso in considerazione deve essere stabilito un range, ovvero un intervallo entro il quale far variare il parametro. Una buona ottimizzazione deve essere svolta partendo da range elevati, come quelli di Fig. 36, per poter capire i valori verso cui tende il parametro, comprendendo così come restringere l'intervallo nella maniera più adeguata alle ottimizzazioni successive.

<p><b>Name: OTTIMIZZAZIONE 1</b></p> <p>Element: R3</p> <p>Parameter: Lag - Lag</p> <p>*Initial Value (MIN) 30</p> <p>Locked: No</p> <p>*Minimum (MIN) 0,1000</p> <p>*Maximum (MIN) 100,0</p>	<p><b>Name: OTTIMIZZAZIONE 1</b></p> <p>Element: S5</p> <p>Parameter: Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration</p> <p>*Initial Value (HR) 1,64761</p> <p>Locked: No</p> <p>*Minimum (HR) 0,5000</p> <p>*Maximum (HR) 5,00000</p>
<p><b>Name: OTTIMIZZAZIONE 1</b></p> <p>Element: S9</p> <p>Parameter: Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration</p> <p>*Initial Value (HR) 0,61628</p> <p>Locked: No</p> <p>*Minimum (HR) 0,5000</p> <p>*Maximum (HR) 5,00000</p>	<p><b>Name: OTTIMIZZAZIONE 1</b></p> <p>Element: S9</p> <p>Parameter: Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient</p> <p>*Initial Value (HR) 0,61628</p> <p>Locked: No</p> <p>*Minimum (HR) 0,3000</p> <p>*Maximum (HR) 4,00000</p>

Fig. 36: Esempi di range applicati ad alcuni parametri per le prime due ottimizzazioni.

Il primo tentativo di ottimizzazione è stato ripetuto due volte, prima svolto con 100 iterazioni poi con limite di 300 iterazioni, in entrambi i casi con una tolleranza posta a 0,01.

Prendendo i rispettivi valori ottenuti per realizzare la curva in Fig. 33, contenuti nella tabella 7, e *lag time* pari a 30 minuti, si pongono range decisamente grandi per consentire un'ampia oscillazione:  $0,1 \div 100 \text{ min}$  per il *lag time*,  $0,5 \div 5 \text{ ore}$  per il tempo di corrivazione e  $0,3 \div 4 \text{ ore}$  per il coefficiente di stoccaggio (esempio in Fig. 36).

La differenza tra i due casi, in termini di numero di iterazioni, è davvero ridotta, dato che nella seconda situazione queste ultime terminano poco dopo le 100 ripetizioni. Si riportano, dunque,

soltanto i risultati della seconda ottimizzazione, mentre qualche informazione in più sulla prima ottimizzazione viene fornita nell'Appendice A (Figg. 111-112)

La funzione obiettivo per il secondo tentativo evidenzia in realtà già una buona convergenza, come mostrato in Fig. 37, tuttavia, il risultato può avere ancora un ottimo margine di miglioramento.

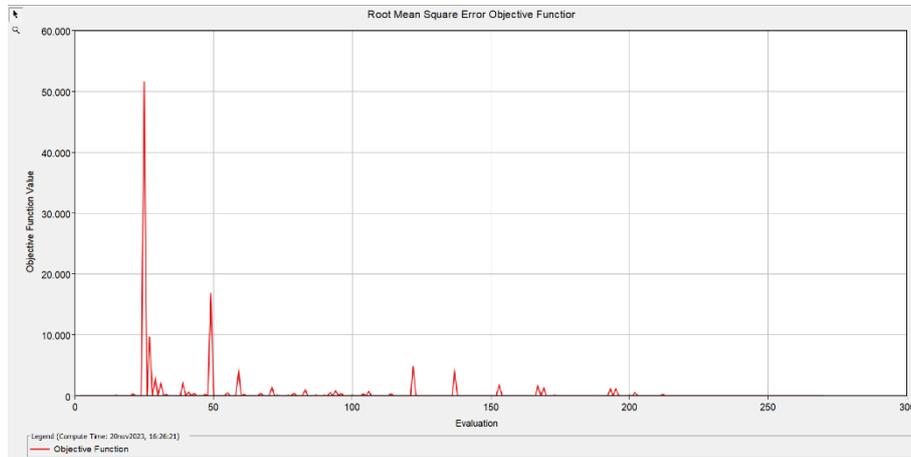


Fig. 37: Funzione obiettivo per l'ottimizzazione 2.

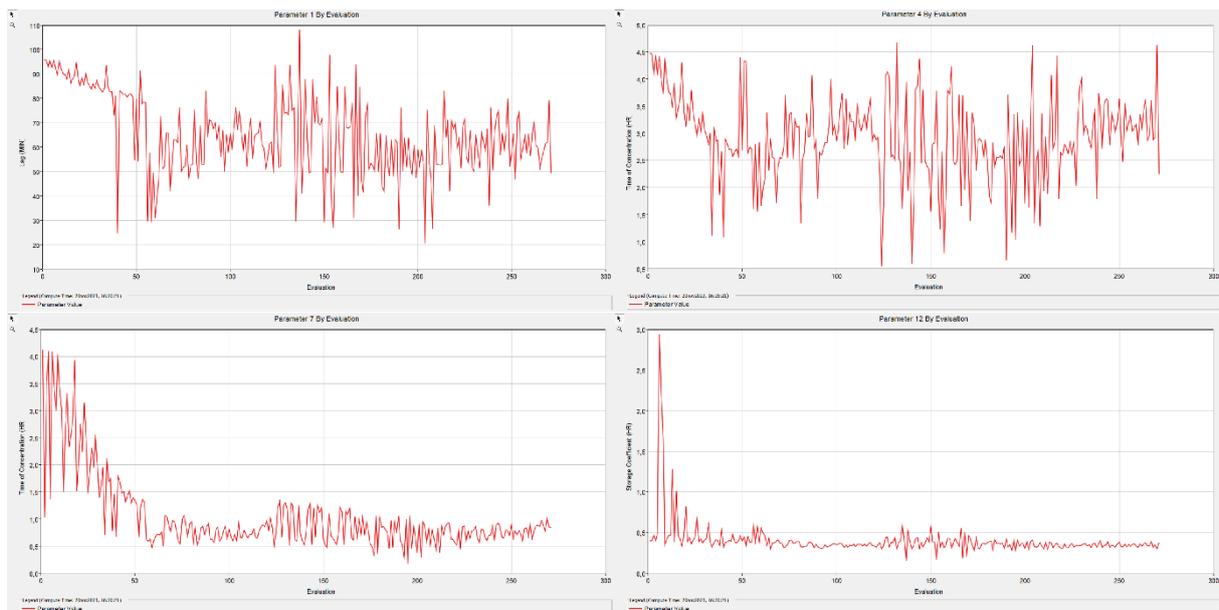


Fig. 38: Andamento di alcuni parametri.

I parametri presi come esempio nella Fig. 38 sono: il *lag time* del reach R3, i tempi di corrviazione  $T_C$  per i sottobacini S5 e S9 e lo *storage coefficient* per S9. Nel complesso tutti i parametri ottenuti da questa ottimizzazione sono riportati in Fig. 39:

Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value
R3	Lag - Lag	MIN	30	74,785
R4	Lag - Lag	MIN	30	29,019
S7	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,83328	2,2957
S5	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,64761	3,6360
S6	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	3,04093	0,90812
S8	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	2,17718	1,2055
S9	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,61628	0,92595
S7	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,83328	0,84115
S5	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,64761	0,79718
S6	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	3,04093	0,86531
S8	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	2,17718	0,54794
S9	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,61628	0,34555

Fig. 39: Parametri ottimizzati per l'ottimizzazione 2.

Da sottolineare è soprattutto l'andamento dei tempi di corrivazione, con il seguirsi delle iterazioni, infatti, vengono alla luce valori differenti con discrepanze anche di un paio di ore. La spiegazione può essere data dal fatto che il software durante il calcolo recepisce alcune caratteristiche topografiche del sottobacino che lo portano ad aumentare, piuttosto che a diminuire, un valore.

Nonostante l'ottimizzazione 2 termini poco dopo le 100 iterazioni, confrontando la Fig. 39 con la Fig. 111 (Appendice A) la differenza tra i valori ottimizzati nelle prime due simulazioni risulta essere significativa, indice che devono essere effettuati dei nuovi procedimenti per raggiungere un risultato soddisfacente; questa fase rappresenta ancora un momento in cui poche iterazioni in più possono generare elevate differenze di valori, ciò vuol dire che il parametro non ha ancora raggiunto una sua stabilità.

Una volta inseriti nelle apposite sezioni i parametri calcolati dalla *optimization trial*, si fa partire una nuova *simulation run* per ottenere una curva relativa ai parametri ottimizzati in Fig. 39, ottenendo così il risultato in Fig. 40:

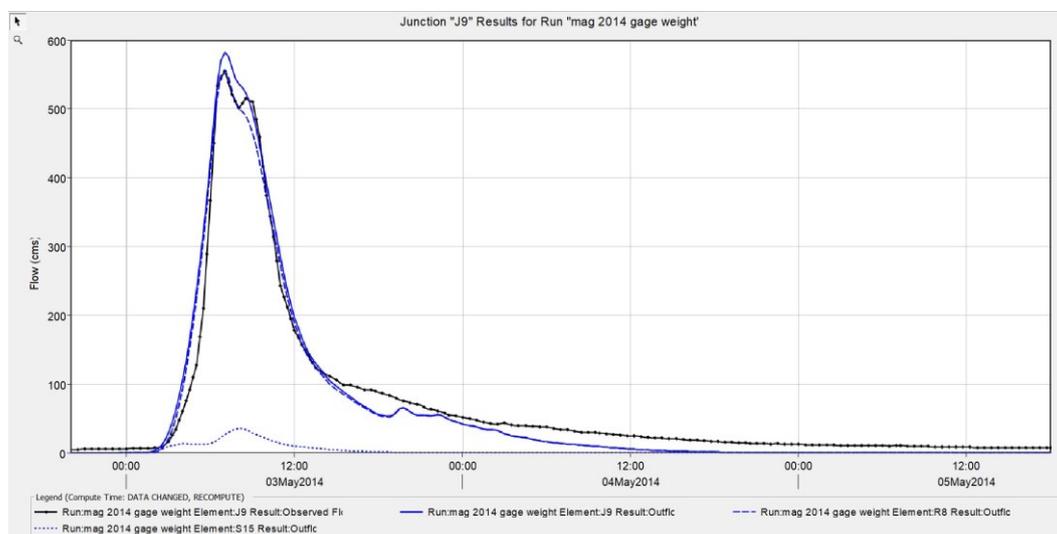


Fig. 40: Curva di piena relativa alla seconda ottimizzazione.

La curva, valutata rispetto a quella dell'Appendice A (cfr. Fig. 112), rispecchia più fedelmente l'andamento di quella delle misurazioni, soprattutto nella fase di picco.

Nella terza ottimizzazione il nuovo punto di partenza diventa la serie di risultati ottenuti nell'*optimization trial 2* e gli intervalli di oscillazione iniziano ad essere ridotti (Fig. 41). Il limite di iterazioni viene sempre posto a 300, per garantire la convergenza ottimale, e la tolleranza migliorata a 0,001.

1	R3	40-90	min
2	R4	0,1-60	min
3	S7	0,4-4	h
4	S5	1,25-5	h
5	S6	0,2-2,75	h
6	S8	0,25-1,75	h
7	S9	0,2-1,5	h
8	S7	0,2-1,75	h
9	S5	0,2-1,75	h
10	S6	0,25-1,75	h
11	S8	0,25-1,5	h
12	S9	0,2-0,75	h

Fig. 41: Nuovi intervalli per l'ottimizzazione 3.

Il restringimento dei range è stato effettuato a partire dai grafici relativi all'andamento dei vari parametri, di cui si hanno esempi in Fig. 38 e Fig. 113 dell'Appendice A. L'intervallo è stato stabilito sulla base dei valori entro i quali è solito oscillare il parametro durante la seconda ottimizzazione.

A questo punto è stato avviato l'algoritmo del software e sono stati ottenuti dei risultati che hanno portato all'avvicinamento a quello ottimale, le iterazioni hanno raggiunto la miglior convergenza dopo le 205 ripetizioni. La funzione obiettivo viene riportata in Appendice (cfr. Fig. 114), dato che la convergenza continua ad essere ottima come nel caso precedente.

L'andamento dei parametri viene descritto dalla Fig. 42; vengono presi in considerazione per tutte le prossime ottimizzazioni gli stessi parametri di riferimento del caso 2.

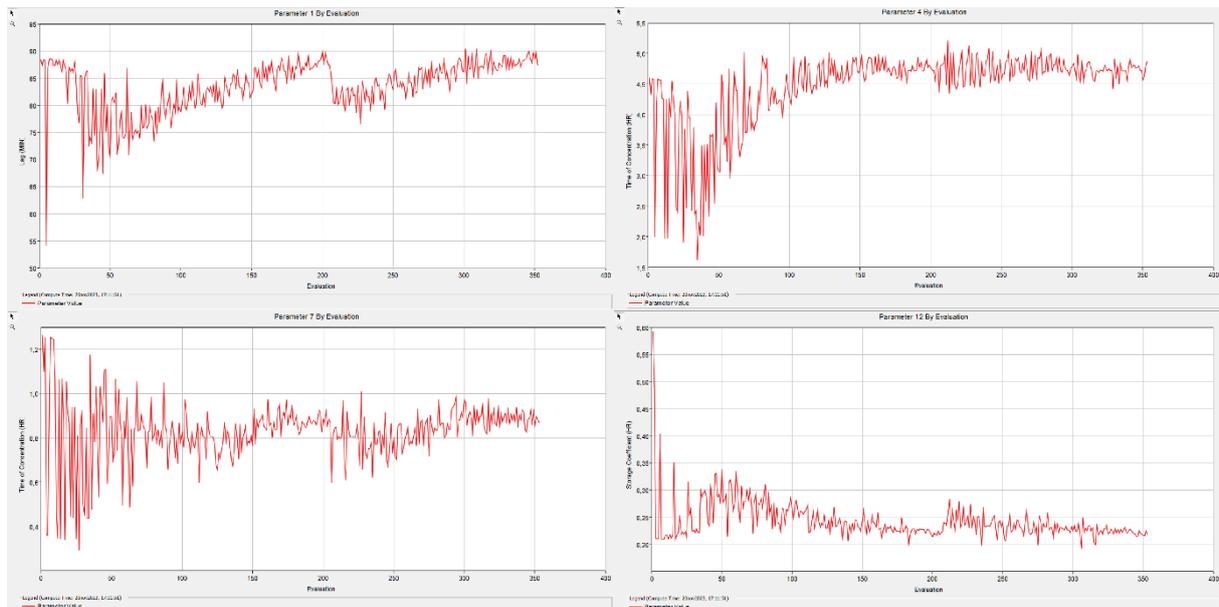


Fig. 42: Andamento di alcuni parametri.

L'oscillazione è ancora apprezzabile, ma quello che bisogna evidenziare è che questa avviene rispetto ad una ordinata che si è ridotta confrontandola rispetto al caso precedente di Fig. 38.

Come in precedenza, i risultati forniti dall'ottimizzazione per i diversi valori (Fig. 43) vengono inseriti all'interno del software per poter avviare la simulazione dell'onda di piena.

Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value
R3	Lag - Lag	MIN	74,785	89,664
R4	Lag - Lag	MIN	29,019	37,370
S7	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	2,2957	3,7911
S5	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	3,6360	4,7586
S6	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,90812	1,0223
S8	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,2055	0,42135
S9	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,92595	0,88576
S7	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,84115	1,6882
S5	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,79718	1,5429
S6	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,86531	0,56736
S8	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,54794	0,27955
S9	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,34555	0,21502

Fig. 43: Parametri ottimizzati per l'ottimizzazione 3.

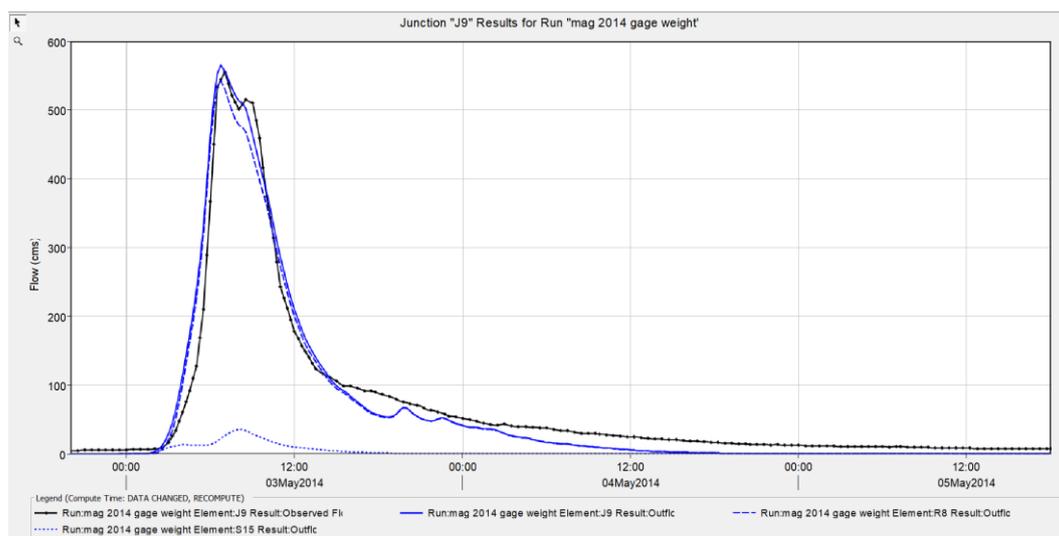


Fig. 44: Curva di piena relativa alla terza ottimizzazione.

La terza ottimizzazione conferma, con la Fig. 44, il fatto che la modellazione prosegue sulla strada giusta e quindi si continua seguendo lo stesso procedimento, restringendo i range e ottenendo nuovi risultati sempre partendo da ciò che scaturisce dalla fase precedente.

Si presenta di seguito quanto è stato valutato ed ottenuto per l'ottimizzazione 4:

1	R3	80-95	min
2	R4	30-45	min
3	S7	3,5-4,25	h
4	S5	4,25-5,25	h
5	S6	0,5-1,4	h
6	S8	0,2-0,9	h
7	S9	0,7-1,1	h
8	S7	1,5-1,9	h
9	S5	1,3-1,7	h
10	S6	0,4-0,8	h
11	S8	0,1-0,42	h
12	S9	0,18-0,28	h

Fig. 45: Nuovi intervalli per ottimizzazione 4.

Il restringimento degli intervalli in questa fase, osservando la Fig. 45, diventa significativo; è da sottolineare un caso particolare del procedimento. Nel momento in cui si nota, come nel parametro 1, che l'oscillazione tende a fuoriuscire dal range stabilito nel caso di Fig. 41, il gap non solo viene ridotto, ma anche spostato verso il punto a cui tende.

La quarta ottimizzazione ha sempre un limite di 300 iterazioni e la tolleranza resta a 0,001, questo porta la *optimization trial* ad ottenere una rapida convergenza dopo circa 75 iterazioni. Tutti i risultati dei parametri e la curva sono riportati di seguito nelle Figg. 46-47-48.

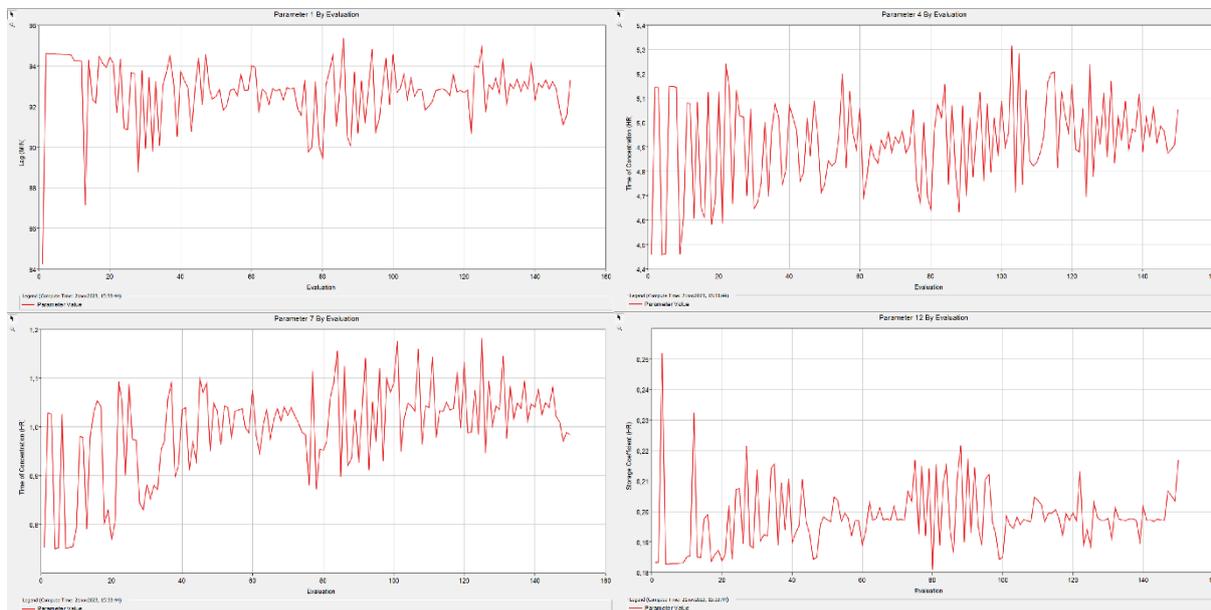


Fig. 46: Andamento di alcuni parametri.

Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value
R3	Lag - Lag	MIN	89,664	92,879
R4	Lag - Lag	MIN	37,370	38,731
S7	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	3,7911	3,9758
S5	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	4,7586	5,2015
S6	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,0223	1,0676
S8	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,42135	0,42336
S9	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,88576	1,0323
S7	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,6882	1,8951
S5	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,5429	1,5843
S6	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,56736	0,55079
S8	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,27955	0,17482
S9	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,21502	0,19950

Fig. 47: Parametri ottimizzati per l'ottimizzazione 4.

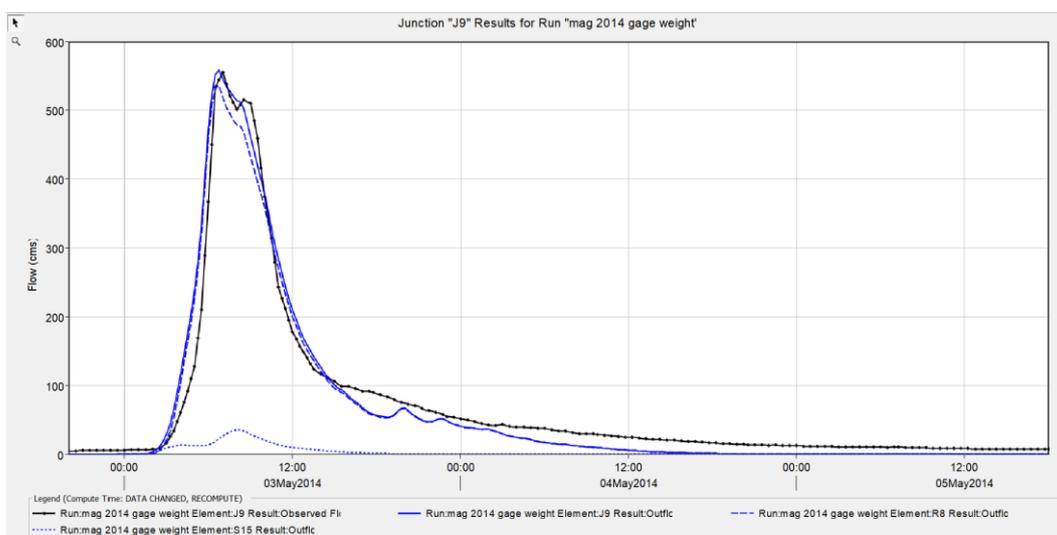


Fig. 48: Curva di piena relativa alla quarta ottimizzazione.

Questi risultati sono la base dell'ultimo affinamento della modellazione della piena; i range vengono ulteriormente ridotti (Fig. 49), la sensibilità migliorata ad una tolleranza 0,0001 e il limite di iterazioni sempre posto a 300.

1	R3	89-100	min
2	R4	35-45	min
3	S7	3,75-4,5	h
4	S5	4,65-5,4	h
5	S6	0,6-1,25	h
6	S8	0,3-0,8	h
7	S9	0,9-1,3	h
8	S7	1,75-2,05	h
9	S5	1,47-1,68	h
10	S6	0,45-0,65	h
11	S8	0,12-0,28	h
12	S9	0,18-0,225	h

Fig. 49: Nuovi intervalli per ottimizzazione 5.

La quinta ottimizzazione propone degli intervalli perfezionati per successive approssimazioni, sfruttando l'algoritmo del software ma anche i ragionamenti basati sui risultati delle iterazioni stesse. I range sono molto ristretti, alcuni valori sono stati leggermente variati, ad esempio sono stati aumentati i massimi per i primi quattro parametri oppure diminuito il minimo del parametro 5, sulla base della tendenza dell'andamento dei parametri stessi.

Intervalli ristretti e sensibilità aumentata, sono dei fattori che rendono questa ottimizzazione la più dettagliata, tanto che la convergenza è stata raggiunta dopo ben 255 iterazioni. Quelli che vengono riportati di seguito in Fig. 50 sono i migliori risultati ottenuti per tutto lo studio relativo alla modellazione della piena dell'evento del maggio 2014 (completati in Appendice da Fig. 118 a Fig. 126), che vengono racchiusi nell'idrogramma in Fig. 52, inserito tra i risultati dello studio, nel prossimo paragrafo.

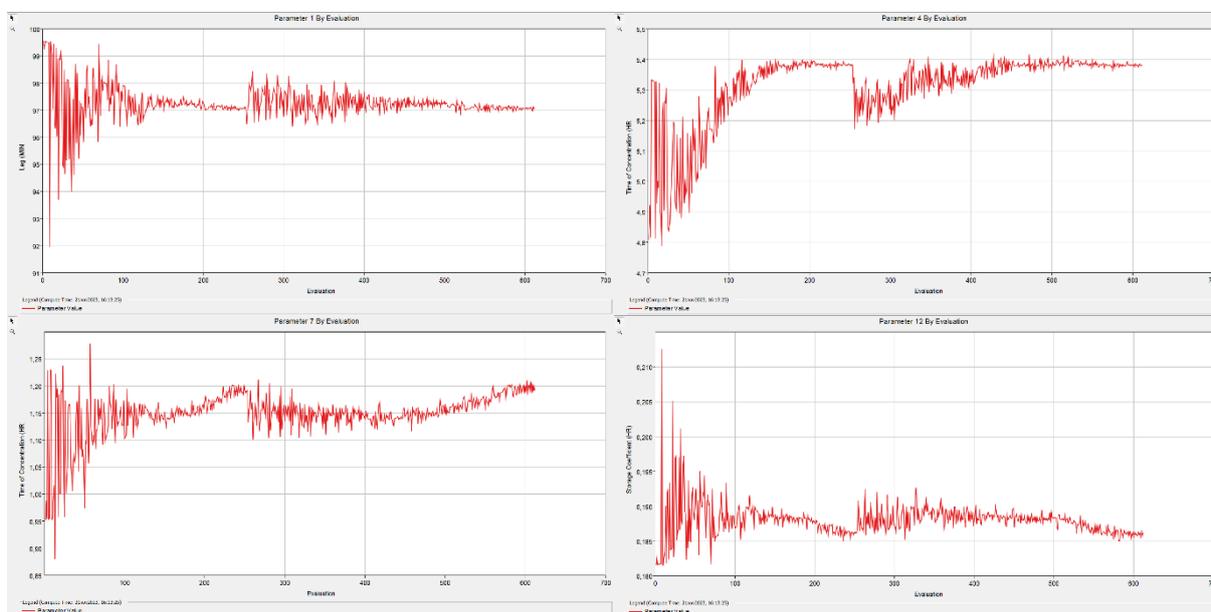


Fig. 50: Andamento di alcuni parametri.

La conferma della raffinatezza di questa ultima ottimizzazione arriva direttamente dai grafici di Fig. 50, relativi ai canonici parametri presi come riferimento nella trattazione. Anche questi ultimi, infatti, mostrano una definitiva convergenza, un'oscillazione limitata ad ordini di grandezza  $10^{-2}$ , ad esempio per il *time of concentration*, se non addirittura quasi nulla.

Osservando tutti i risultati ottenuti, infatti, il tempo di corrivazione risulta quello che necessita di qualche iterazione in più rispetto al *lag time* o allo *storage coefficient*, per raggiungere la convergenza ottimale. In Fig. 51 si riportano tutti i parametri ottenuti:

Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value
R3	Lag - Lag	MIN	92,879	97,057
R4	Lag - Lag	MIN	38,731	39,647
S7	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	3,9758	4,4964
S5	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	5,2015	5,3864
S6	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,0676	1,0732
S8	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,42336	0,71378
S9	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,0323	1,1987
S7	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,8951	2,0479
S5	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,5843	1,6706
S6	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,55079	0,52962
S8	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,17482	0,13642
S9	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,19950	0,18499

Fig. 51: Parametri ottimizzati per l'ottimizzazione 4.

Questi parametri, forniti ad HEC-HMS per la *simulation run*, forniscono l'idrogramma finale, riportato in Fig. 52.

#### 1.6.4 Risultati dello studio

Il procedimento di calibrazione e ottimizzazione, con il supporto di HEC-HMS, fornisce un'idrogramma di piena finale (Fig. 52), che è quello che meglio si adatta in termini di andamento e parametri alla curva relativa alle misurazioni effettuate alla stazione di Bettollelle.

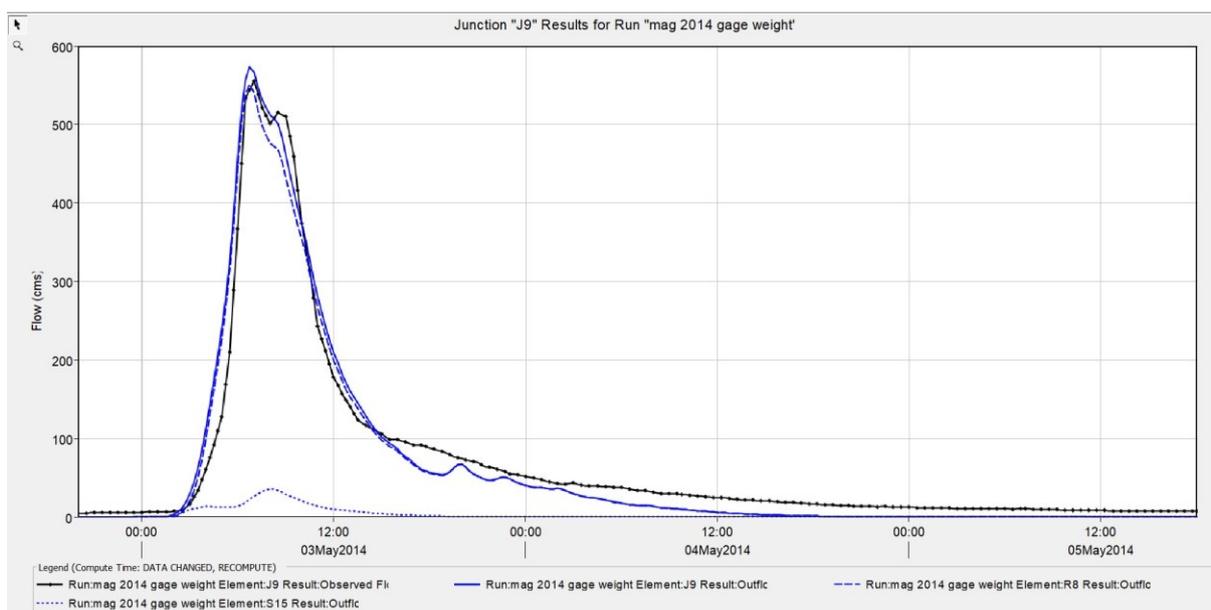


Fig. 52: Idrogramma di piena finale ottenuto con il procedimento illustrato.

Il modello calcolato dal software, basato sui parametri che hanno ottenuto la migliore ottimizzazione, mostra un'aderenza ottima per tutta la parte fondamentale della curva portata-tempo, ovvero ramo di crescita, picco e ramo di esaurimento. Dal flesso del ramo decrescente in poi, il tratto non presenta più un adattamento perfettamente adeguato, questo è anche dovuto al software che non riceve più altezze di pioggia significative. Tuttavia, questa discrepanza non provoca particolari problemi, in quanto si è riusciti ad avere una curva che rispecchia quella misurata per tutta la fase principale della piena, la più importante per le future simulazioni da effettuare.

Oltre all'idrogramma, è possibile ottenere delle indicazioni su quello che è il tempo di ritorno dell'evento. Il tempo di ritorno è un concetto probabilistico definibile come il periodo di tempo, in anni, per cui un determinato evento è mediamente uguagliato o superato. Nell'ambito di studio, questo concetto può essere applicabile sia all'evento meteorologico che al conseguente valore di portate massime dovuto alle precipitazioni.

Generalmente non si hanno a disposizione lunghe serie continue di misure di portata al colmo, per questo motivo il punto di partenza in un'analisi di questo tipo è rappresentato dall'elaborazione delle piogge, dunque delle altezze di precipitazione  $h$  (mm) e della durata delle stesse  $t$  (h), registrate dalle stazioni pluviometriche, al fine di ottenere la cosiddetta pioggia di progetto. In particolare, con il metodo di Gumbel, si ottiene la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, sulla base di un assegnato tempo di ritorno:

$$h = at^n \quad [1.6]$$

dove:

- $a [LT^{-n}]$  è un coefficiente che dipende dalla stazione pluviometrica e dal tempo di ritorno;
- $n$  è un coefficiente che dipende solo dalla stazione pluviometrica.

Il passo successivo consiste, attraverso l'utilizzo di un apposito modello afflussi-deflussi, nel determinare un'idrogramma a cui è assegnato lo stesso tempo di ritorno della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

La fondazione CIMA di Genova ha messo a disposizione un resoconto di uno studio relativo alla regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena, da cui si estrapola la Tab. 8 con i valori di portata massima annuale per assegnato tempo di ritorno sui principali bacini regionali chiusi alla foce.

<b>Tempo di ritorno [anni]</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>500</b>
Foglia	188	361	505	682	904	1079	1230	1270	1515
Arzilla	93	147	184	220	259	286	303	307	387
Metauro	306	488	658	838	1018	1310	1407	1481	1711
Cesano	205	342	441	535	659	776	844	870	1112
<b>Misa</b>	<b>216</b>	<b>341</b>	<b>450</b>	<b>587</b>	<b>752</b>	<b>903</b>	<b>991</b>	<b>1038</b>	<b>1085</b>
Esino	329	581	750	1017	1403	1674	1859	2007	2404
Musone	155	286	400	528	676	819	915	954	1157
Potenza	199	341	445	543	664	770	802	842	1147
Chienti	315	547	742	928	1158	1350	1421	1456	1637
Tenna	250	354	451	550	661	789	836	925	1099
Ete Vivo	105	172	218	263	309	344	370	408	467
Aso	130	222	286	396	490	664	697	829	1041
Menocchia	96	145	179	209	241	265	279	289	352
Tesino	118	188	231	284	338	382	400	404	528
Tronto	263	426	546	662	962	1138	1257	1309	1665

Tab. 8 Valori di portata massima annuale per assegnato tempo di ritorno sui principali bacini regionali chiusi alla foce, tratto dal documento fornito dalla Fondazione CIMA [4, pag. 21].

È da evidenziare che questi dati sono relativi alla chiusura del bacino, quindi presso la foce; questo per dire che, essendo Bettolle più a monte, ci saranno dei valori di portate massime leggermente più bassi, che sono quelli rispetto ai quali deve essere confrontato l'idrogramma finale.

Serve, dunque, un ulteriore sviluppo sulle portate relative a diversi tempi di ritorno in località Bettollelle. I valori di portata relativi alla stazione di Bettollelle sono stati estrapolati dalle mappe della regionalizzazione delle portate disponibili nel sito della Regione Marche in formato *shape* mediante il software QGIS e sono riportati in Tab. 9.

Tempo di ritorno (anni)	Portata (m <sup>3</sup> /s)
20	541,70
50	688,905
100	813,44
150	908,49

Tab. 9: Dati estrapolati da QGIS per Bettollelle.

Essendo il valore del picco della portata misurato a Bettollelle pari a 555,80 m<sup>3</sup>/s e il modello caratterizzato da un picco leggermente superiore, si può ipotizzare un valore del tempo di ritorno compreso tra i 20 e i 50 anni. È possibile fare una precisazione in merito; questo tempo di ritorno è riferibile soltanto ai valori di picco della portata indipendentemente dalle caratteristiche dell'evento meteorologico che l'ha generata.

## Capitolo 2 – INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

Gli idrogrammi ed il tempo di ritorno ottenuti rappresentano dei supporti importantissimi per la pianificazione di futuri interventi; non bisogna però considerarli dei veri e propri dogmi, i risultati ottenuti dallo studio dell'evento del 2014, in particolare il tempo di ritorno, hanno una base probabilistica. Non è detto dunque, soprattutto per quanto ci dimostra il cambiamento climatico dei nostri tempi, che non si possa verificare, in futuro, un'alluvione ancor più distruttiva.

Quello che si può dire è che, nell'ottica della mitigazione del rischio idraulico, questi risultati danno ad ingegneri, idrologi ed agli altri studiosi un grande supporto.

Prima di capire come poter intervenire in un contesto come quello di un bacino idrografico e del relativo corso d'acqua, bisogna spiegare cosa si intende per “mitigazione del rischio”.

### 2.1 – Il concetto di rischio

Il rischio idraulico corrisponde agli effetti indotti sul territorio dal superamento dei livelli idrometrici critici (possibili eventi alluvionali) lungo i corsi d'acqua principali [16].

Nell'ambito idraulico, o più in generale nell'idrogeologia, il concetto di rischio non è così banale come si può pensare e non è da confondere con quello di pericolosità. Esiste in questo senso una formula che permette di definire correttamente il rischio nell'ambito idraulico ed idrogeologico:

$$R = P \times V \times E \text{ dove } D = V \times E \quad [2.1]$$

Dove le lettere stanno a rappresentare:

- R → rischio;
- D → danno;
- P → pericolosità: la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità si verifichi in una determinata area;
- V → vulnerabilità: l'attitudine di una determinata componente ambientale a sopportare gli effetti di un evento di una data intensità;
- E → valore esposto: il valore umano, economico, culturale, naturale esposti ad un determinato pericolo.

L'analisi dietro la definizione del rischio per un'area deve tenere conto dunque di diversi aspetti. Sulla stessa lunghezza d'onda, quindi, anche le opere di mitigazione del rischio idraulico devono cercare di agire su uno o più ambiti tra quelli specificati dalla formula, per poter così abbassare il livello di rischio. Cercare di migliorare quelle che sono le vulnerabilità, piuttosto che ragionare sul valore esposto soggetto ad un possibile pericolo, sono strade percorribili, che, chi si trova ad affrontare il problema, può adottare.

### 2.2 – Il concetto di mitigazione

Il rischio non può essere annullato, è sempre presente anche nelle situazioni che possono sembrare le più “tranquille”. Anche in questo sta il senso del concetto di “mitigare” il rischio.

L'obiettivo delle opere che tra poco verranno elencate è quello di ridurre il più possibile rischi e quindi danni per le aree all'interno delle quali vengono progettate. Le opere di mitigazione del rischio idraulico sono dunque misure preventive, sono soluzioni che hanno l'obiettivo di evitare che vengano superati i livelli idrometrici critici. Mitigare è quindi cercare di ridurre

l'impatto che un'onda di piena, provocata da piogge eccezionali, può avere su tutto l'ambiente circostante.

La protezione della vita umana, delle attività economiche, del patrimonio culturale e naturalistico è il principio alla base dei progetti che riguardano questo tipo di opere.

### 2.3 – Difesa dei territori di pianura

Le tipologie di opere dipendono anche dall'area all'interno della quale devono essere ubicate. Come visto per i fiumi Misa e Nevola, ma in generale per molti dei corsi d'acqua che scorrono lungo tutta l'Italia centrale, vengono attraversate zone differenti da un punto di vista geomorfologico. Di conseguenza è molto diverso intervenire su un torrente in area montana rispetto ad un fiume con portate più elevate che fluisce lungo aree pianeggianti.

L'ambiente su cui si concentrano le spiegazioni relative alle diverse opere di mitigazione del rischio idraulico è il territorio di pianura. Il tema è dunque relativo alla difesa del tratto medio-basso del fiume, in cui le portate sono le più elevate e il regime di corrente è quasi sempre lento, mentre il trasporto solido limitato ai materiali più fini.

La pianura alluvionale, nell'ambito geomorfologico, è un'area molto estesa che caratterizza il tratto finale del fiume fino alla foce. Questa piana è generata dal corso d'acqua stesso e si evolve continuamente con il passare degli anni; il fiume si trova in uno stadio definito di piena maturità, ovvero caratterizzato da pendenze molto basse e lo sviluppo di meandri che garantiscono il deposito del materiale trasportato dal corso d'acqua stesso [17, pagg. 392-393].



Fig. 53: Estratto da Google Earth di un tratto del fiume Misa a valle della confluenza, zona Bettollelle.

Il meandro è la tipica morfologia degli alvei fluviali, caratterizzato da ampie sinuosità dette anse, curvature del fiume che si ripetono regolarmente, di cui il tratto del fiume Misa in Fig. 53 ne è un esempio. Le anse dei meandri si allargano man mano che il corso d'acqua erode le sponde sul lato esterno della curva e depone sedimenti sul lato interno, modellando così il territorio [17, pag. 393].

Il materiale depositato è principalmente ghiaioso e sabbioso, tipici detriti che lo scorrere del corso d'acqua genera nelle zone di monte e trasporta poi più a valle. La piana alluvionale viene poi formata nel corso del tempo da ripetitivi episodi di piena, in seguito ai quali si deposita anche materiale limoso e argilloso che generalmente è in sospensione nel flusso d'acqua.

Dunque, l'ambiente di pianura o tutto al più il tratto medio-basso del fiume è la parte di territorio maggiormente esposta all'offesa idraulica. Esistono diverse soluzioni per cercare di mitigare l'evento di piena e queste vengono elencate nel prossimo paragrafo.

## **2.4 – Categorie delle opere di mitigazione del rischio idraulico**

Le soluzioni per difendere un'area esposta alle esondazioni sono diverse, questo permette in ambito progettuale di poter contare su una rosa di possibilità non indifferente. Ovviamente la scelta dell'opera deve essere quella che meglio si adatta al problema e quindi in grado di conseguire, affidabilmente, il risultato auspicato.

Il progetto si deve basare su una serie di indagini topografiche e geotecniche eseguite nell'area immediatamente vicina al fiume, ma anche su tutto il territorio circostante. La decisione sull'opera da progettare deve tener conto dei costi e tempi di realizzazione, oltre che quelli di esercizio e, altro aspetto molto importante, la costruzione di un'opera non deve provocare altri danni nel territorio circostante quali quelli al paesaggio o modifiche dell'ecosistema.

Le opere di mitigazione del rischio idraulico si dividono in due grandi gruppi, a seconda della modalità con cui si cerca di evitare l'esondazione:

- aumento della capacità di portata del fiume: opere più tradizionali in cui rientrano le arginature;
- diminuzione della portata di piena che transita nel tratto in esame [18, pag. 451].

Oltre a queste che sono le principali modalità di azione per ridurre gli effetti della piena, è da annoverare un'altra metodologia, in generale meno considerata rispetto alle precedenti, che è quella di derivare a monte parte della portata per convogliarla ad un altro corpo idrico con un'opera artificiale.

Nei prossimi sottocapitoli verranno trattati questi interventi, soffermandosi prima sulle opere che agiscono direttamente sulla portata del corso d'acqua, per poi approfondire i possibili interventi sull'alveo fluviale.

## **2.5 – Interventi per la diminuzione della portata di piena**

Gli interventi di mitigazione del rischio che comprendono la regolazione delle portate rappresentano una soluzione molto efficace, la cui realizzazione è complessa da un punto di vista tecnico ed economicamente dispendiosa. La previsione di questo tipo di opere nasce solitamente dalla presa di coscienza che con soluzioni tradizionali, come le arginature, non si riescono a risolvere tutte le criticità relative alla capacità di decorso dei fiumi.

Alla base di queste misure c'è il concetto di laminazione, ovvero la possibilità per il corso d'acqua di espandersi esternamente all'alveo oppure di accumularsi all'interno di una capacità che è in grado di ritenere un certo volume per un determinato lasso di tempo, fungendo dunque da invaso. In questa sezione verranno approfondite tre soluzioni:

- serbatoi di piena;
- casse d'espansione;
- aree di laminazione esterne.

Mentre l'ultima misura è di più semplice intuizione, l'attenzione si sofferma sulle prime due soluzioni. Ciò che hanno in comune è che rientrano nella categoria della laminazione statica, ovvero l'acqua entra all'interno di questi invasi che hanno lo scopo di accumularla; la variazione del volume d'acqua si valuta attraverso la traslazione verticale del pelo libero [19, pagg. 482-483].

Concettualmente la funzione e la modalità con cui agiscono le due opere sono le medesime, la differenza sta nei manufatti e nelle modalità di gestione; oltre che nella loro collocazione all'interno del bacino. Il serbatoio viene posto nella parte alta, medio-alta del bacino, le casse d'espansione nel tratto medio, medio-basso. In generale entrambe hanno una buona efficacia. [18, pag. 452] [19, pag. 482]

### 2.5.1 – Regolazione delle portate con serbatoi

La realizzazione di serbatoi come opera di mitigazione del rischio idraulico rappresenta probabilmente la soluzione più costosa in termini di realizzazione e gestione, ma anche quella che garantisce la miglior efficacia.

Un serbatoio di piena, come schematizzato in Fig. 54, è costituito da un sistema di ritenuta, generalmente realizzato in calcestruzzo, dotato di scarichi di fondo e di superficie, la diga. La diga permette di contenere all'interno dell'invaso decine di milioni di metri cubi di acqua e in particolare, nel momento in cui arriva l'ondata di piena, consente di accumulare il volume in ingresso mandando in uscita una portata al massimo compatibile con la capacità idraulica del corso d'acqua a valle della stessa.

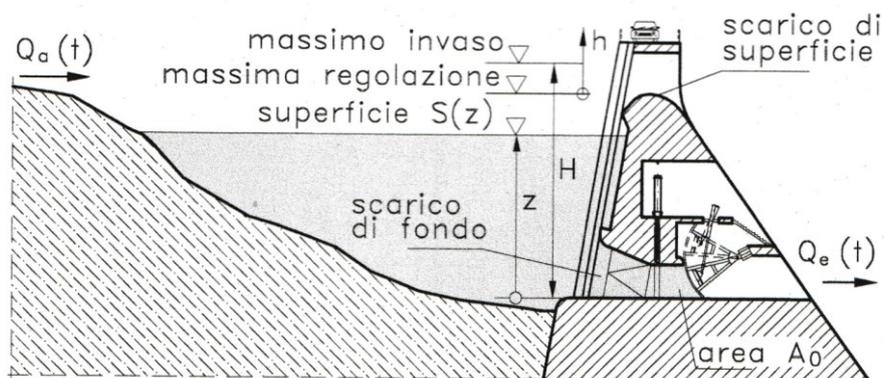


Fig. 54: Schema di serbatoio di piena e relativo sistema di ritenuta, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 543].

I serbatoi di piena, oltre ad essere sfruttati per la difesa idraulica, hanno generalmente anche altri scopi, come quello irriguo, acquedottistico, con gli appositi impianti di potabilizzazione, oppure idroelettrico, laddove ci siano dislivelli adeguati a sviluppare l'energia necessaria. La funzione di laminazione delle piene, ove esercitata, deve essere prioritaria su tutte le altre.

Avere un serbatoio con diverse destinazioni d'uso può richiedere un volume d'invaso più grande e necessita di criteri di gestione con diverse convenzioni tra gli utenti, allo stesso tempo rappresenta una soluzione con un possibile maggior rendimento degli investimenti.

L'indagine topografica e geologica per la realizzazione della diga rappresenta il primo passo fondamentale per la sua costruzione. Da un punto di vista topografico l'area ideale è una valle che presenta un marcato avvicinamento dei versanti in modo da contenere un volume d'acqua coerente con quello che è il progetto dell'opera. L'indagine geologica verte sulle caratteristiche del terreno, che deve essere adeguato ad un'opera imponente come la diga ed essere sufficientemente impermeabile per garantire la tenuta idraulica, inoltre non deve consentire l'innescare di frane che possono causare effetti devastanti su tutto il territorio limitrofo.



Fig. 55: Immagine della diga di Castreccioni tratta dal quotidiano “Il Resto del Carlino”

Questo esempio in Fig. 55 è fortemente rappresentativo; la diga, in località Castreccioni – Comune di Cingoli (MC) – si trova nel bacino idrografico del fiume Musone. Il contesto è simile al bacino del Misa-Nevola, collocato sempre nella Regione Marche, con caratteristiche tipiche di un corso d’acqua dell’Appennino umbro-marchigiano. L’opera consente di fornire il servizio irriguo diffuso lungo tutta la valle, è dotata di un impianto idropotabile e negli ultimi anni ha anche rappresentato un’ottima arma di difesa contro le piene per i territori a valle [20].

Il sistema di ritenuta deve essere fornito di adeguati scarichi di superficie che garantiscano lo smaltimento di portate elevate nel momento in cui il serbatoio è travolto da un evento eccezionale, la cui portata genera un accumulo di acqua non sopportabile. Lo scarico di fondo rappresenta invece la via principale di deflusso per le acque che si accumulano nell’invaso, per una diga devono esistere uno o più scarichi di fondo.

Gli scarichi di fondo si distinguono principalmente in due tipologie:

- scarichi di fondo presidiati da paratoie (Fig. 56, a);
- scarichi di fondo a luce libera (Fig. 57, b);

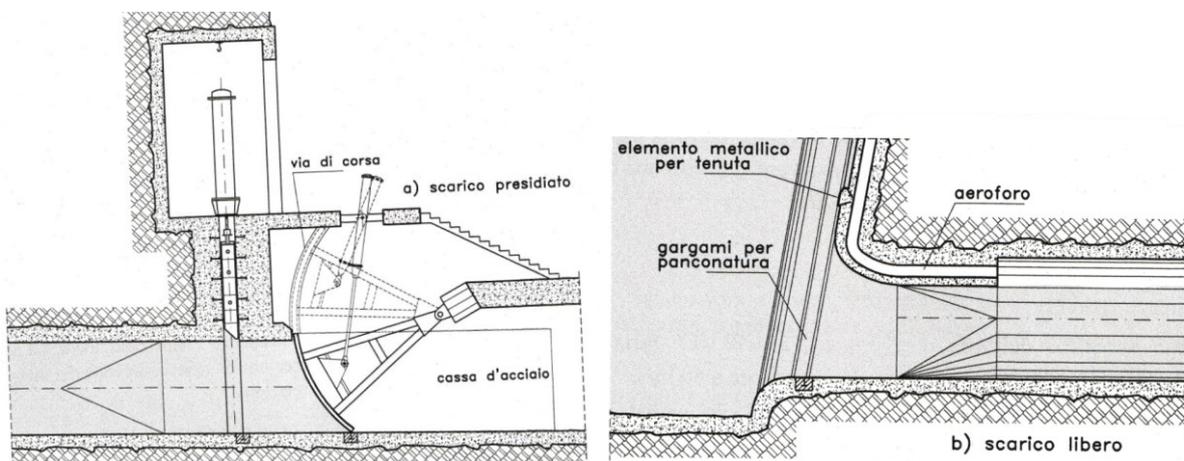


Fig. 56-57: schemi generali delle due tipologie di scarichi di fondo, tratti dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 545].

Il primo caso (Fig. 56, a) è quello classico, la paratoia è gestita generalmente mediante un sistema elettromeccanico e permette di avviare a valle una portata costante. Fin quando il serbatoio non arriva al livello che segnala la massima portata scaricabile, la paratoia non entra in funzione, da quel punto in poi viene adeguatamente abbassata per regolare il flusso. Questo sistema permette di lavorare con serbatoi di volume più piccolo; ha però costi di gestione più

elevati e rischi di malfunzionamento legati a mancanza di energia, presenza di corpi estranei o eventi sismici. Per un serbatoio destinato a più utilizzi rappresenta la soluzione ideale, in quanto garantisce una notevole flessibilità in termini di gestione del serbatoio [21].

Gli scarichi a luce libera (Fig. 57, b) possono essere un'ottima soluzione per serbatoi che adempiono soltanto al compito di difesa dalle piene. La luce ha un'area dimensionata in maniera tale che, con massimo carico nel serbatoio, avvenga il deflusso di una portata pari alla massima consentita a valle. Questi scarichi sono progettati in maniera tale da non ostacolare il flusso di magra del fiume, garantendo un deflusso a stramazzo; quando arriva l'onda di piena si passerà da un deflusso a stramazzo ad uno a battente, per via dell'accumulo di acqua all'interno dell'invaso.

Per invasi con capacità elevate ( $> 50 \cdot 10^6 m^3$ ) o alte ritenute ( $> 50m$ ) il serbatoio deve essere dotato di uno o più scarichi intermedi o scarichi di mezzofondo. Inoltre, per far fronte a delle piene eccezionali che possono portare, cosa improbabile, a superare il livello della diga, devono essere previsti degli scarichi di superficie o sfioratori, di cui un esempio in Fig. 58, che sono in sostanza degli scarichi di emergenza che, dall'alto, mandano a valle la portata eccedente secondo la formula [19, pag. 486]:

$$Q_e = \mu \cdot L \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \quad [2.2]$$

dove L è la lunghezza dello stramazzo, H il carico sullo stramazzo e  $\mu$  il coefficiente di efflusso per un flusso della portata in uscita a stramazzo.



Fig. 58: Dettaglio degli sfioratori a stramazzo superficiali della diga di Castreccioni, tratto dal quotidiano "Cronache maceratesi".

Il dimensionamento di questi scarichi superficiali è riferito ad una piena con tempo di ritorno di 1000 anni per le dighe in muratura [18, pag. 545].

La progettazione di un invaso artificiale ha come punto cruciale l'analisi delle portate e uno degli aspetti più importanti è rappresentato dalla portata di piena scelta come riferimento.

L'idraulica dei serbatoi è governata da leggi di notevole semplicità e soprattutto deve legarsi ad un concetto fondamentale relativamente al funzionamento dell'invaso: il sistema di ritenuta deve accumulare l'acqua in arrivo dalla piena per poterla restituire in un secondo momento al corso d'acqua a valle, con portate che l'alveo fluviale è in grado di sopportare.

Per esprimere al meglio tutto ciò, si può utilizzare il grafico in Fig. 59, con l'andamento qualitativo delle portate: affluenti ed effluenti.

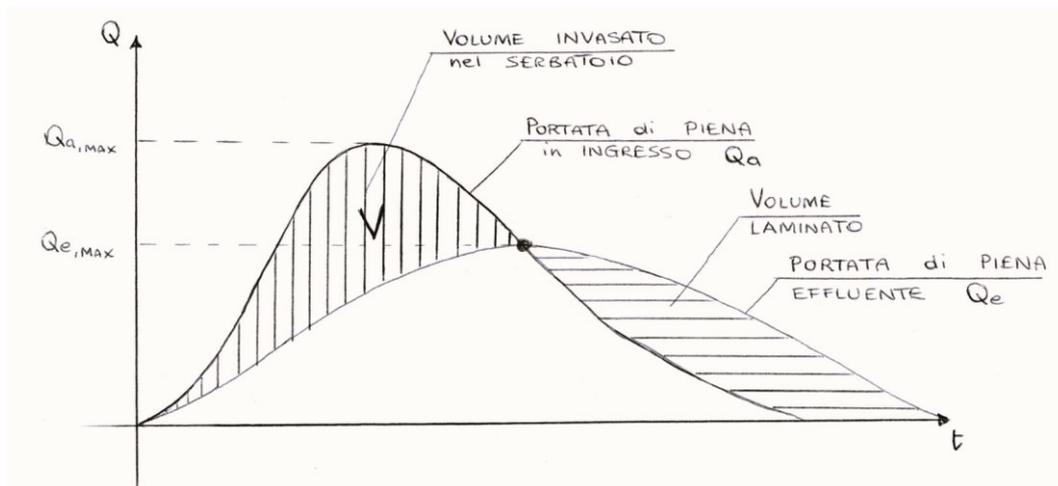


Fig. 59: Grafico rappresentante un andamento qualitativo delle portate affluente ed effluente in un serbatoio di piena.

Quello che si può evincere dal grafico è l'importanza nella definizione dell'onda di piena, non solo del suo picco, ma di tutto il suo sviluppo nell'arco del tempo. Infatti, il colmo della piena, in termini di portate, non coincide, in linea generale, con l'onda di piena che corrisponde al massimo volume immagazzinato.

L'equazione che governa l'analisi delle portate per la laminazione della piena è l'equazione di continuità o equazione dei serbatoi [18, pag. 549]:

$$Q_a - Q_e = S \frac{dz}{dt} = \frac{dV}{dt} \quad [2.3]$$

dove  $Q_a$  è la portata affluente,  $Q_e$  quella effluente e  $S$  e  $V$  sono rispettivamente la superficie dello specchio liquido e il volume dell'invaso.

La definizione dell'area dello specchio liquido e del volume d'invaso non è così semplice. Rispetto ai serbatoi di acquedotti, il cui volume, per via della loro forma geometrica, è immediato da ricavare, qui si ha a che fare con serbatoi dalla forma irregolare; dunque, si pongono superficie e volume come:  $S(z)$  e  $V(z)$ , cioè in funzione della quota della superficie libera dell'acqua accumulata nel bacino. Il livello della superficie libera  $z$ , così come le portate, sono tutte dipendenti dal parametro  $t$  del tempo.

Definite  $S(z)$ ,  $V(z)$  e determinata l'onda di piena con il suo idrogramma e tempo di ritorno, facendo riferimento a quello degli argini di 200 anni, l'aspetto più complesso riguarda la definizione delle portate in uscita dagli scarichi di fondo.

Innanzitutto, esiste un tempo  $t_0$  per il quale il deflusso passa dal modo a stramazzo a quello a battente. Per la prima fase di deflusso a stramazzo è necessario definire una scala delle portate con riferimento alle caratteristiche geometriche delle luci: imbocco, sezione, lunghezza e pendenza del tratto a valle. A partire dalla quota, nota, della sezione di sbocco, libera o rigurgitata, si deve risalire all'imbocco per definire la scala delle portate, indicata poi con  $Q_e(z)$ . [18, pag. 549]

Oltre il tempo  $t_0$  il deflusso diventa a battente, descritto dalla seguente equazione [19, pag. 486]:

$$Q_e = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot z(t)} \quad [2.4]$$

dove  $A$  è l'area della luce e  $\mu$  il coefficiente di efflusso per un flusso a battente.

Giunti a questo punto, è necessario specificare che le portate effluenti dipendono anche dal tipo di scarico di fondo che caratterizza la diga:

- scarico di fondo regolato da paratoie (Fig. 56, a):

definita  $A_0$  l'area complessiva della sezione di sbocco, esistono diverse fasi nell'andamento della portata effluente  $Q_e$  [18, pagg. 549-550]:

- $t < t_0$  il flusso avviene a superficie libera, dato che in genere  $Q_e < Q_a$ , in questa fase l'acqua si sta accumulando nel serbatoio. Le equazioni sono le seguenti:

$$A = A(z) < A_0 \quad [2.5]$$

$$Q_e (< Q_a) = Q_e(z) \quad [2.6]$$

- $t_0 \leq t < t_1$  il flusso diventa a battente,  $t_1$  rappresenta l'istante in cui la portata scaricata raggiunge il livello di soglia ammissibile a valle. Le equazioni sono:

$$A = A_0$$

$$Q_e = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot z(t)} \quad [2.7]$$

$$V_1 = \int_{t_0}^{t_1} (Q_a - Q_e) dt \quad [2.8]$$

- $t = t_1$  raggiungimento della portata massima scaricabile  $Q^*$ , corrispondente ad un livello dell'acqua nell'invaso pari a  $z_1$ .

$$A = A_0$$

$$Q_e = Q^* = \mu \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot z_1} \quad [2.9]$$

- $t_1 < t < t^*$  inizio della fase di regolazione della portata grazie all'utilizzo della paratoia, per cui fino ad un tempo  $t^*$  verrà fornita a valle una portata  $Q^*$  costante. Vale la seguente equazione:

$$Q_e = \mu \cdot A(t) \cdot \sqrt{2g \cdot z(t)} = \mu \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot z_1} = Q^* \quad [2.10]$$

Da quest'ultima equazione [2.10] è possibile ottenere alcuni risultati interessanti quali la legge di chiusura della paratoia e anche l'equazione per determinare il volume necessario affinché la laminazione avvenga nel migliore dei modi. La legge di chiusura della paratoia è [18, pag. 550]:

$$A(t) = A_0 \sqrt{\frac{z_1}{z}} \quad [2.11]$$

Per quello che riguarda il volume d'invaso, si può ricavare a partire dall'equazione dei serbatoi [2.3] [18, pag. 550]:

$$V(t) = \int_{t_0}^t Q_a dt - \int_{t_0}^{t_1} Q_e dt - Q^*(t - t_1) \quad [2.12]$$

quando l'estremo di integrazione  $t = t^*$ , allora si ottiene il volume necessario per la laminazione. In alcuni casi il volume può essere rappresentato, con buona approssimazione, da un polinomio di terzo grado, rendendo dunque l'equazione [2.12] [18, pag. 550]:

$$V(t) = \sum_{n=0}^3 a_n z^n = \int_{t_0}^t Q_a dt - \int_{t_0}^{t_1} Q_e dt - Q^*(t - t_1) \quad [2.13]$$

- scarico di fondo a luce libera (Fig. 57, b):

in questo caso considerato  $t > t_0$ , allora  $A = A_0$ , l'equazione dei serbatoi può essere riscritta nella seguente maniera [18, pag. 551]:

$$Q_a - \mu \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot z(t)} = S(z) \frac{dz}{dt} \quad [2.14]$$

Per il volume, nota la portata  $Q_a(t)$ , è sufficiente l'integrazione per via numerica.

Per l'individuazione del massimo volume d'invaso bisogna soffermarsi nuovamente sulla Fig. 59 relativa all'andamento qualitativo delle portate affluente ed effluente. In particolare, l'intersezione tra la curva di  $Q_a$  e quella di  $Q_e$ , individua l'istante di tempo per cui  $Q_a = Q_e$  e dunque:

$$S(z) \frac{dz}{dt} = 0$$

Dato che la superficie  $S(z)$  non può avere un valore nullo,  $S(z) \neq 0$ , si deduce che:

$$\frac{dz}{dt} = 0$$

ottenendo così un valore massimo del pelo libero dell'acqua  $z$  nell'invaso.

L'unica complicazione in più nella valutazione delle portate può essere dovuta al raggiungimento del livello di soglia dell'invaso, il quale provoca l'entrata in azione degli scarichi di superficie con portata descritta dall'equazione [2.2]. A quel punto la risoluzione dell'equazione dei serbatoi viene effettuata per differenze finite, assumendo un passo  $\Delta t$  proporzionato alla durata dell'evento o, meglio, alla durata del ramo crescente dell'onda di piena [18, pagg. 552-553]:

$$\Delta z = (\overline{Q_a} - \overline{Q_e}) \frac{\Delta t}{S} \quad [2.15]$$

In particolare, si definisce "laminazione ottimale", la laminazione che si ottiene quando la portata uscente è costante durante la fase di colmo, come rappresentato nella Fig. 60.

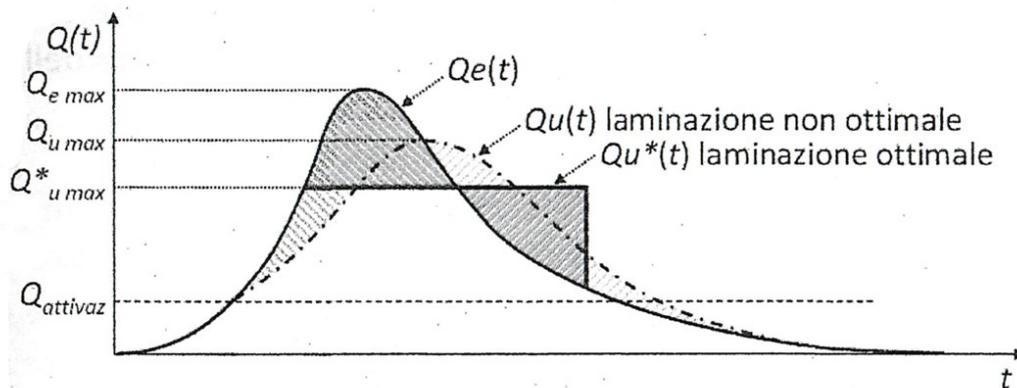


Fig. 60: Grafico qualitativo, rappresentante la "laminazione ottimale", tratto dal testo "Fondamenti di costruzioni idrauliche" [19, pag. 489].

La nomenclatura di Fig. 60 è diversa da quella fino ad ora utilizzata,  $W$  indica il volume,  $Q_e$  le portate in ingresso,  $Q_u$  quelle in uscita.

In alcuni casi può essere utile ragionare su un'onda di piena che contiene più colmi, dovuti ad esempio, ad eventi di precipitazione che si ripetono nel giro di alcuni giorni oppure settimane. L'elaborazione del volume di laminazione diventa più complessa e si riporta in Fig. 61 un esempio qualitativo.

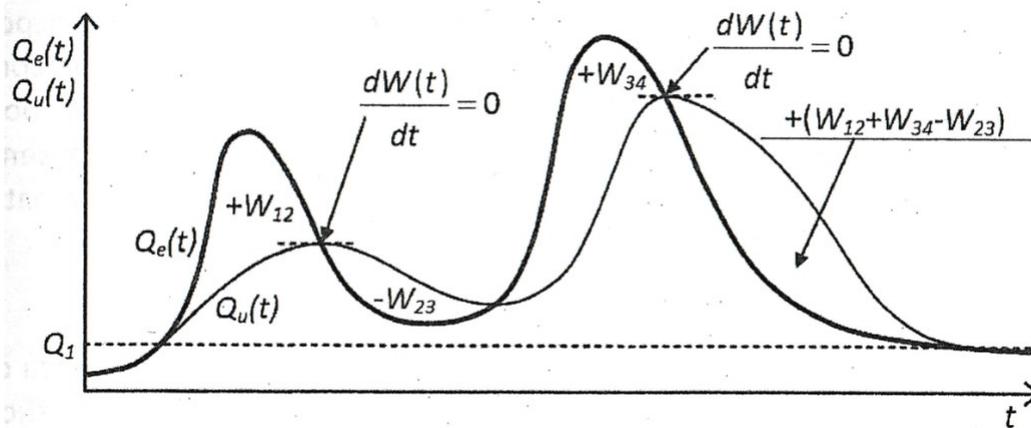


Fig. 61: Grafico qualitativo, rappresentante l'analisi dei volumi di laminazione per un'onda di piena con più colmi, tratto dal testo "Fondamenti di costruzioni idrauliche" [19, pag. 485].

Nel caso in cui il serbatoio venga sfruttato per più di una utilizzazione (idroelettrica, irrigua, acquedottistica) l'equazione di continuità [2.3] si presta ad alcune applicazioni, sempre di moto vario. Definito un periodo di tempo  $T$  relativo all'utilizzazione, nota la portata  $Q_a(t)$  o  $Q_e(t)$ , si possono determinare delle portate  $Q_e(t)$  derivabili da un serbatoio di cui è nota la capacità  $V_{\max}$  o viceversa. Si tratta di scrivere la relazione differenziale dell'equazione dei serbatoi:

$$Q_a(t) - Q_e(t) = \frac{dV}{dt} \quad [2.16]$$

per poi riportarla in forma integrale nell'intervallo di tempo (0-t):

$$V(t) = \int_0^t Q_a(t) dt - \int_0^t Q_e(t) dt \quad [2.17]$$

Quando il limite superiore dell'integrazione vale  $t = T$ , allora, poiché l'afflusso integrale deve eguagliare il deflusso integrale,  $V(t) = 0$  [18, pagg. 556-557].

L'ultimo tema riguarda il vuotamento dei serbatoi. Lo svuotamento di un invaso artificiale deve essere previsto in fase di progetto, in quanto, durante la vita utile, è spesso necessario effettuare delle manutenzioni al sistema di ritenuta idraulico. Tra gli elementi di progetto è richiesto il tempo di vuotamento di un serbatoio.

Considerato il volume d'invaso definito dal polinomio di terzo grado e l'equazione dei serbatoi [2.3], per cui vale  $Q_a = 0$  e  $A = A_0$ , allora [18, pagg. 552-553]:

$$-\mu \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot z(t)} = \frac{dV(z)}{dt} = \frac{\partial V(z)}{\partial z} \frac{dz}{dt} = \sum_{n=0} n a_n z^{n-1} \frac{dz}{dt} \quad [2.18]$$

Si risparmiano, per semplicità, i passaggi matematici e si riporta direttamente il tempo di vuotamento, specificato per  $z = 0$ :

$$T = \frac{2}{\mu \cdot A_0 \sqrt{2g \cdot H}} \sum_{n=0}^k \frac{n a_n H^n}{2n-1} \quad [2.19]$$

L'aspetto tecnico che resta da annoverare è quello dello sghiaimento e sfangamento del bacino d'invaso. Con il passare del tempo, il materiale in sospensione, insieme con i detriti trasportati da eventuali fenomeni di piena, tende a depositarsi sul fondo e sedimentare. Al fine di garantire il volume necessario per l'accumulo d'acqua, deve essere prevista una periodica rimozione del materiale che sedimenta sul fondo. Tutto questo è disciplinato dal D.Lgs. n° 152 del 03/04/2006, in particolare dall'art.114 sulle dighe [22].

## 2.5.2 – Casse d'espansione

In alcuni bacini potrebbero non presentarsi le condizioni ideali per la realizzazione di un serbatoio, oppure può venire a mancare la possibilità economica per la sua costruzione. L'altra soluzione si può individuare nel tratto medio-basso del fiume ed è rappresentata dalle casse di espansione.

Le casse di espansione rappresentano anch'esse un invaso, un bacino all'interno del quale è possibile accumulare acqua durante la piena di un fiume, ciò che cambia sono gli elementi che caratterizzano il bacino. Queste opere sono collocate in aree opportunamente arginate e sistemate e possono permettere l'immagazzinamento di volumi di acqua notevoli. L'invaso ha generalmente un'altezza di pochi metri, questo significa che per grandi volumi d'acqua la tendenza sarà quella di riversarsi su superfici molto estese. Questo significa che nella seguente casistica, così come per le aree inondabili (paragrafo 2.5.3), bisogna fare attenzione alla zona in cui viene posta la cassa di espansione. L'area, dunque, non deve ospitare insediamenti importanti o terreni di un certo valore; una buona soluzione può essere un'area che tende ad essere soggetta ad allagamento.

Non esiste una configurazione principale che si adotta per le casse di espansione, molto dipende dalla morfologia della zona nella quale è previsto il loro impiego. È opportuno che l'area sia pianeggiante, ma se questo non è possibile e si ha a che fare con terreni in pendenza, una soluzione può essere quella del frazionamento del volume in più casse, questa ipotesi garantisce vantaggi nella gestione delle piene in rapporto ai volumi da controllare per ciascun evento.

L'idraulica delle casse di espansione può essere anch'essa descritta dall'equazione dei serbatoi, entra in gioco, però, anche un altro elemento, il terreno. Infatti, se le casse di espansione vengono poste su materassi alluvionali, una percentuale dell'acqua accumulata all'interno della capacità si infiltra nel terreno. Deve essere aggiunta, pertanto, un'aliquota relativa alla portata di infiltrazione. Per poter definire questa portata, è necessario uno studio approfondito della falda, dell'acquifero che la caratterizza e del moto di filtrazione al suo interno. Esistono due grandi categorie di casse d'espansione in relazione a dove sono collocate rispetto al corso d'acqua:

- casse di valle, poste a cavallo del corso d'acqua;
- casse in derivazione, poste fuori linea [18, pagg. 561-562-563].

Le casse di valle rappresentano una soluzione relativamente semplice, senza opere di imbocco e derivazioni, gli unici due aspetti da attenzionare sono gli argini di contenimento e l'opera di sbocco. Per quello che riguarda gli argini, questi ultimi devono garantire il confinamento di un'area all'interno della quale permettere l'espansione dell'acqua; il discorso generale sugli argini, che racchiude in sostanza anche questi, verrà approfondito nel capitolo 3.

L'opera di sbocco è costituita, di buona norma, da una traversa dotata di uno sfioratore di superficie. Esistono paratoie mobili regolabili che permettono di gestire il flusso; in genere sono più suscettibili all'essere abbattute o sollevate dalle onde più forti che le colpiscono. Le traverse fisse, invece, sono opere in calcestruzzo dotate di scarichi di superficie ed una o più luci di fondo per regolare il flusso. In alcuni casi la traversa può essere dotata sul fondo di due quinte radicate sulle sponde che rappresentano un restringimento, che definisce una sezione critica di deflusso. Può essere adottata anche la traversa a maschera, costituita da luci di fondo non presidiate, che permettono il deflusso dapprima a stramazzo poi a battente quando aumenta la portata. Le casse di valle sono inserite all'interno del corso d'acqua (Fig. 62) e generalmente sfruttano le ampie aree golenali che alcuni fiumi possono avere, si tratta di un'opera che

accoglie alcuni concetti anche della ricalibratura dell'alveo, ovvero cercare di modificare la conformazione del fiume per ottenere aree che fungono da invaso [18, pagg. 563-564]; verrà approfondito nella sezione 2.7.1.

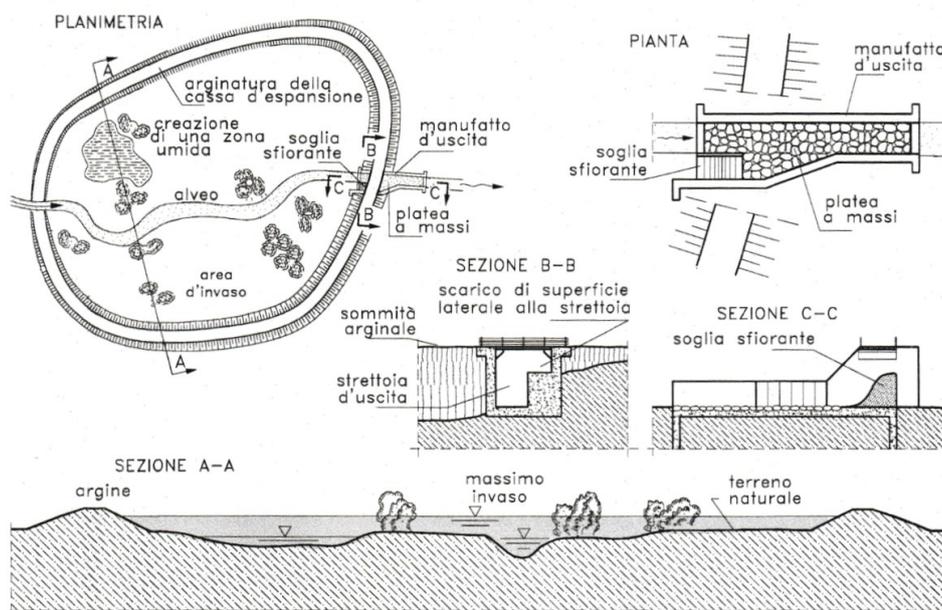


Fig. 62: Schema di una cassa di valle con sezioni di dettaglio dei manufatti, tratto dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 564].

Le casse in derivazione sono degli invasi fuori linea, quindi soluzioni più complesse da affrontare nell’ambito progettuale. La prima fase riguarda, come già detto, l’individuazione di aree che soddisfino determinati requisiti, dunque, trovare delle zone nelle quali poter costruire quest’opera, generando meno disagi possibili. Studiare le piene passate e valutare aree che hanno la tendenza ad allagare è una strada percorribile per l’individuazione della zona in cui costruire la vasca.

Dal punto di vista costruttivo, le vasche di derivazione devono essere costituite da diversi tipi di manufatti: opere di presa e opere di sostegno, come quella di Fig. 63, per poter invasare parte della portata fuori dal letto del fiume. È importante valutare bene la collocazione altimetrica di questi manufatti, per avere a disposizione delle vasche che permettano di ritenere volumi d’acqua soddisfacenti.

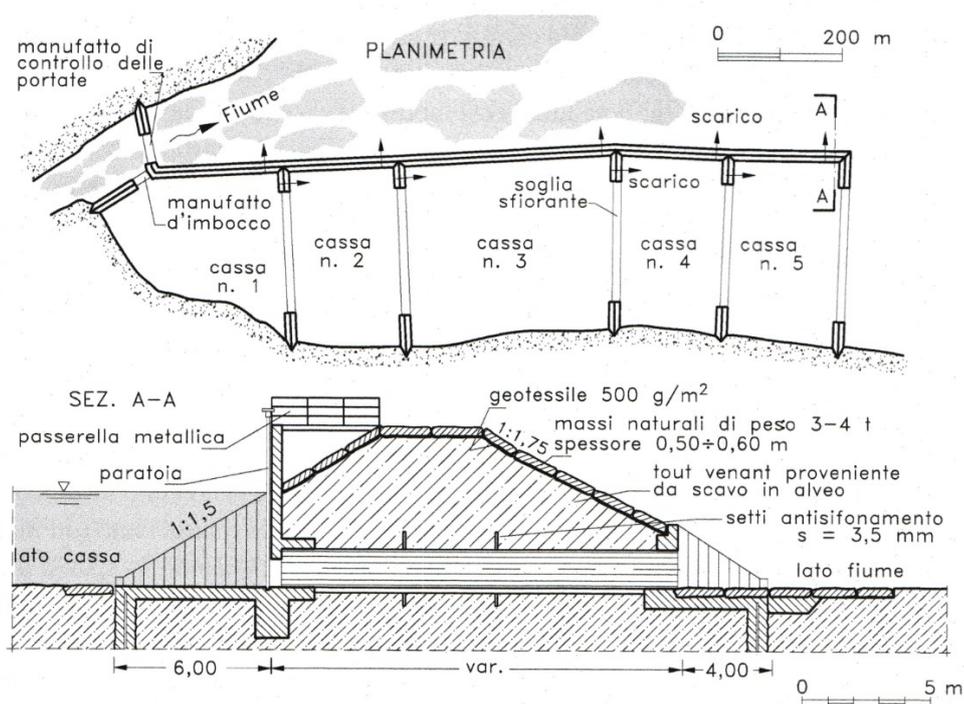


Fig. 63: Schema di una cassa in derivazione costituita da più vasche con dettaglio, in sezione, dell'opera di sostegno, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 565].

La Fig. 63 propone la soluzione, già anticipata, per cui la cassa in derivazione è costituita da più vasche comunicanti tra di loro. La realizzazione di più vasche significa sicuramente avere costi più elevati di realizzazione e una maggior superficie di terreno da occupare, ma ha anche vantaggi in termini di gestione della portata non indifferenti. Tra le vasche, infatti, esistono luci di fondo per mandare alla vasca di valle l'acqua durante la fase calante di piena, inoltre, anche sfioratori che, raggiunto il colmo, mandano la portata alla capacità successiva con un deflusso a stramazzo. Oltre tutto ciò, lavorare con più vasche favorisce lo sfruttamento dei terreni all'interno per la coltivazione.

L'area nell'intorno dell'opera di presa, dove verrà derivata la portata, deve essere particolarmente attenzionata. La piena del fiume rappresenta un flusso di corrente veloce, perciò, per garantire l'adeguata derivazione deve essere rallentato; per farlo si possono adottare restringimenti fissi che continuino a garantire il deflusso allo stato critico oppure delle paratoie. A quel punto l'alimentazione della cassa di espansione deve essere garantita da un'adeguata opera di presa, quest'ultima può essere mobile, con apertura automatica e graduale, oppure fissa.

Le opere fisse, quali le traverse fluviali in calcestruzzo, sono le soluzioni più utilizzate, costituite da una soglia sfiorante, di estensione longitudinale, rapportata all'area disponibile per la realizzazione della traversa, luci di fondo ed altri dispositivi di scarico che devono entrare in funzione nel caso di situazioni critiche [18, pag. 566-567]. Tutta questa descrizione è racchiusa nell'esempio della traversa fluviale realizzata lungo il fiume Panaro per la laminazione delle piene, in Fig. 64.



Fig. 64: Traversa fluviale sul fiume Panaro, ad est della città di Modena.

Una delle problematiche è rappresentata dal materiale in sospensione nel flusso durante la piena del fiume, questo, entrando nelle casse, data la riduzione della velocità dell'acqua, tende a depositarsi sul fondo, causando una progressiva riduzione del volume disponibile; è necessario prevedere periodici interventi di manutenzione delle casse.

È rilevante anche il ruolo dell'opera di restituzione al fiume, essa deve garantire lo scarico in alveo dell'acqua nel momento in cui le portate sono ritornate a livelli tollerabili. In questa maniera viene garantito il deflusso dell'acqua all'interno delle varie casse, rendendo disponibili i volumi d'invaso per affrontare una eventuale seconda ondata di piena.

Come già anticipato, anche le casse di espansione si prestano alla possibilità di svolgere diverse funzioni oltre quella primaria di difesa dalle piene. All'imbocco della cassa, infatti, si sviluppa un ambiente umido che può essere sfruttato dall'aviofauna oltre che dai produttori per coltivare piantagioni che rientrino nei criteri previsti; dunque le vasche diventano un'area ecologica ed in alcuni casi anche coltivabile. L'accumulo di acqua può essere sfruttato anche per l'irrigazione e, come detto anche all'inizio del paragrafo, in particolari condizioni, garantisce la ricarica della falda. [18, pagg. 571-572]

### **2.5.3 – Aree di laminazione esterne**

Nell'ambito della laminazione delle acque, la tendenza è quella di associare questo tipo di soluzione ad un invaso, quindi ad una capacità realizzata artificialmente per poter regolare il flusso in caso di pericolo.

Tuttavia, esiste un'altra strada percorribile, che non ha bisogno di grandi conoscenze nel campo strutturale, ma necessita di un'analisi molto attenta del territorio. Si tratta dell'individuazione di aree idonee ad essere allagate in caso di emergenza, le aree di esondazione, che svolgono un'azione attenuatrice della piena molto efficace [19, pag. 481].

Alla base di una decisione di questo tipo ci deve essere un lavoro di pianificazione territoriale molto scrupoloso, che deve volgere l'attenzione su diversi aspetti. Bisogna sapere, soprattutto sulla base di piene avvenute nel passato, quali sono i punti in cui il fiume tende ad esondare; inoltre, avere una conoscenza del territorio permette, per la scelta dell'area esondabile, di scegliere una zona tale che lo straripamento provochi meno disagi possibili, evitando espropri, danni ad eventuali attività economiche o beni culturali.

I supporti per valutazioni in questo contesto sono molteplici. Per la pianificazione e l'individuazione di queste aree inondabili, un aiuto lo può fornire il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dalla Regione. Ad esempio, per la Regione Marche, nelle Norme di Attuazione del PAI, sono presenti due articoli, 8 e 9, che definiscono e disciplinano in merito all'individuazione e gestione delle aree di esondazione [23, pagg. 9-10-11]. È anche possibile consultare un Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) oppure Piani Regolatori comunali con apposita cartografia.

Oltre tutto questo, un ulteriore aiuto può provenire dai software, soprattutto per simulare il comportamento del fiume e quindi individuare il punto in cui lo stesso tende a straripare e per capire come poter agire con le conseguenti soluzioni. In questo senso il software HEC-RAS, sempre fornito da U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, permette di studiare un corso d'acqua, fornendo sia la modellazione 1D, che simula l'andamento di una piena, che la modellazione 2D, per valutare gli effetti della piena stessa nelle aree limitrofe.

Per permettere l'esondazione durante le fasi di criticità, saranno poi previsti degli idonei canali che, superato il franco di sicurezza dell'argine, permettono all'acqua di riversarsi nell'apposita zona esondabile.

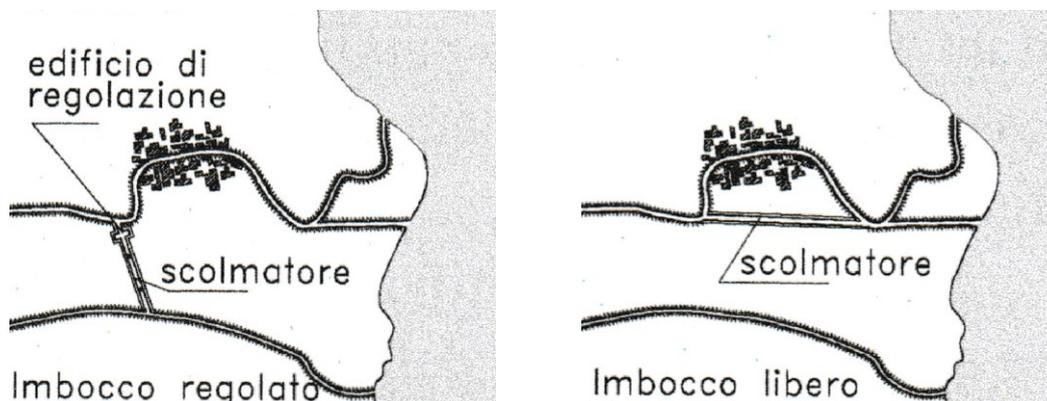
## 2.6 – Derivazione delle portate: scolmatori e diversivi

È stata accennata nel paragrafo 2.4 la possibilità di difendere le pianure alluvionali attraverso delle opere che derivano la portata di piena. Derivare significa sottrarre parte di quest'ultima al fiume, per avviarla verso un altro corpo idrico ricettore, che può essere un altro fiume come un lago o il mare, oppure restituirla allo stesso corso d'acqua più a valle [18, pag. 514].

Le opere principali che lavorano in questa maniera sono diversivi e scolmatori. In letteratura non esiste una distinzione chiara tra queste due opere. La tendenza è quella di adottare in maniera indifferente i due termini e così si procede anche in questo sottocapitolo.

Una definizione interessante è quella dell'ingegner Francesco Marzolo (1892-1982) che definisce il diversivo “...un canale destinato ad operare una parziale diversione delle piene per scaricarle al fiume stesso assai più a valle, oppure in un altro recipiente.” In particolare, Marzolo sconsiglia l'adozione di questi interventi; i motivi verranno specificati più avanti, nel momento in cui sarà descritta l'opera.

In sostanza, lo scolmatore è un canale che accoglie una parte della portata di piena, l'imbocco del canale può essere libero oppure regolato attraverso l'apposito edificio di regolazione, come dimostrano le Figg. 65-66.



Figg. 65-66: Esempi di scolmatore per diminuire la portata in un centro abitato, tratti dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 514].

Gli scolmatori hanno all'imbocco una soglia che può essere fissa oppure regolata con paratoie, il funzionamento generale però è lo stesso, nel momento in cui si raggiunge un determinato valore di portata nel corso d'acqua, parte della piena viene convogliata in questo canale.

Uno dei problemi con questo tipo di soluzione è la drastica riduzione di velocità del flusso a valle della deviazione. Essendo la portata definita come:

$$Q = v \times A \quad [2.20]$$

dove  $v$  è la velocità e  $A$  l'area della sezione dell'alveo, riducendo la portata, la velocità subisce una diminuzione consistente e questo porta il materiale trasportato dalla piena a depositarsi sul letto del fiume.

A livello di portate, il funzionamento, in linea del tutto generale, si sviluppa nella seguente maniera: esiste un valore di riferimento, detto  $Q_v$ , che fin quando non viene raggiunto, non porta a nessuna modifica nell'andamento del corso d'acqua né tantomeno all'entrata in funzione dello scolmatore; raggiunta una portata  $Q_m = Q_v$ , si avvia lo scolmatore e da lì in poi entra nel canale la portata in eccesso rispetto a  $Q_v$  all'imbocco, a valle la portata rimarrà costante finché non è raggiunto il valore  $Q_m = Q_v + Q_s$ , dove  $Q_s$  è la massima portata dello scolmatore; a quel punto la portata a valle aumenta rimanendo sempre inferiore di  $Q_s$  rispetto a quella di monte [18, pag.515].

Per concludere è da sottolineare quella che è la maggior criticità di un'opera del genere, evidenziata anche da Marzolo: realizzare un canale diversivo, significa progettare un altro corso d'acqua che deve sopportare portate in alcuni casi molto elevate, rendendo i costi di realizzazione elevatissimi, ma soprattutto introducendo un altro potenziale rischio all'interno del territorio.

## 2.7 – Interventi per l'aumento della capacità di portata del fiume

L'altro grande filone degli interventi di mitigazione del rischio è quello relativo all'aumento della capacità di portata. Per aumentare la capacità di portata di un fiume si agisce sull'alveo fluviale, cercando di modificarne la morfologia in maniera tale da ottenere i risultati sperati.

Per introdurre questo paragrafo, si approfondiscono, con il supporto della Fig. 67, alcuni concetti relativi all'alveo fluviale, in parte già utilizzati per alcune descrizioni, soprattutto nell'ambito delle casse di espansione. La sezione tipo di un alveo fluviale si può schematizzare nella seguente maniera:



Fig. 67: Sezione schematizzata di un alveo fluviale, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 457].

Lungo l'alveo inciso scorrono le portate di magra, mentre le golene, che sono quelle aree comprese tra l'alveo di magra e gli argini maestri, vengono sommerse durante le piene

periodiche del fiume. Infine, ci sono gli argini, questi ultimi sono dei rilevati di terreno che hanno il ruolo di contenere il flusso dell'acqua all'interno del letto del fiume, proteggendo dalle esondazioni il territorio circostante. Il ruolo di difesa principale è svolto dagli argini maestri; esistono poi altri argini all'interno dell'alveo, come nella Fig. 67, che hanno anch'essi una loro funzione nel contesto in cui si trovano.

L'introduzione di questi elementi di morfologia fluviale è funzionale alla comprensione di questa sezione relativa agli interventi di mitigazione. Per aumentare la capacità di portata, dunque, si può intervenire principalmente in due maniere:

- arginature;
- ricalibratura dell'alveo.

L'arginatura rappresenta il metodo di difesa più tradizionale, si tratta di realizzare rilevati di terreno entro i quali contenere la piena oppure, laddove esistono già, prevedere il loro sovrizzo o ringrosso. Questi interventi verranno approfonditi nel Capitolo 3.

La ricalibratura dell'alveo consiste in un ampliamento della sezione con lo scopo di avere un'area più ampia all'interno della quale far scorrere l'onda di piena. Ed è proprio su questa tipologia di intervento che si sofferma il prossimo paragrafo.

### 2.7.1 – Ricalibratura dell'alveo

La ricalibratura dell'alveo rappresenta una soluzione alternativa al progetto delle arginature, si agisce sulla sezione dell'alveo, allargandolo a scapito dei terreni circostanti, cercando di evitare espropri o di intaccare terreni di un certo valore.

I procedimenti si suddividono in maniera tale da scavare lateralmente una prima zona, profonda a sufficienza per essere quasi sempre occupata dal deflusso, poi una porzione più ampia che deve essere inondata solo durante le piene annuali. In linea generale è possibile schematizzare una ricalibratura nella maniera illustrata in Fig. 68:

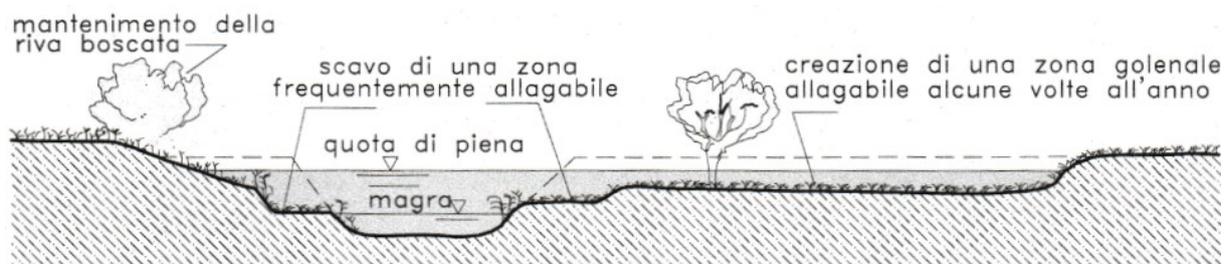


Fig. 68: Schema di ricalibratura d'alveo, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 510].

Il primo aspetto critico che è possibile osservare, è la riduzione delle tensioni tangenziali, a parità di portata infatti, aumenta la sezione lungo la quale scorre l'acqua; per questo motivo si riduce la velocità e la conseguenza è il deposito di materiale in sospensione. I detriti si accumulano sul letto del fiume, pertanto bisogna prevedere una periodica rimozione degli stessi, se si vuole evitare che l'area a disposizione del deflusso di magra diminuisca col tempo.

La soluzione appena proposta prevede che non vengano spostati o modificati minimamente gli argini; un'altra soluzione può essere il rigetto arginale (Fig. 69), che consiste nello spostamento di uno o entrambi gli argini, allontanandoli dall'alveo di magra. In generale è una soluzione adottabile per argini in frodo, ovvero posti a diretto contatto con il deflusso di magra, senza interposizione di golene, e quindi continuamente soggetti ad erosione.

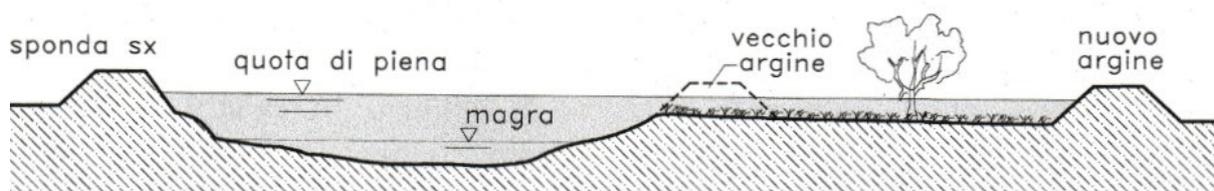


Fig. 69: Schema del rigetto arginale, tratto dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 510].

I dubbi che una soluzione di questo tipo può sollevare sono diversi. Innanzitutto, sull’area su cui si agisce, infatti, i fiumi hanno uno sviluppo longitudinale di molti chilometri e lavorare su tratti di notevole estensione rappresenta un costo non indifferente. Inoltre, il raccordo idraulico e morfologico è molto complesso da soddisfare per interventi di questo tipo.

Per questo motivo, la ricalibratura dell’alveo rappresenta un’opera di mitigazione del rischio idraulico che ha uno stretto contatto con il mondo delle casse di espansione. È giunto quindi il momento di approfondire una soluzione introdotta nel paragrafo 2.5.2.

Individuata un’area che garantisce la possibilità di allargare l’alveo, si possono ricavare per quella zona delle ampie golene all’interno delle quali l’acqua può espandersi. La gola diventa dunque un invaso, una cassa di espansione naturale, detta anche cassa golenale, soluzione tipica di ampi tratti del fiume Po. È necessario ridurre al minimo la scabrezza dei terreni all’interno delle aree golenali ed è possibile prevedere piantagioni che rispecchiano determinati criteri, come i pioppeti.

Con i lavori di ricalibratura si può prevedere, in fase di progetto, una serie di soluzioni per la protezione delle sponde che permettono di delimitare la gola, come paramenti o pennelli, i quali permettono di mantenere la sezione ricalibrata nel tempo.

Questo tipo di intervento si applica, in modalità diverse, anche all’interno dei centri abitati; lì è indispensabile evitare l’allagamento, devono essere previsti dei muri laterali, con fondazioni profonde almeno 2,00 ÷ 2,50 m. Per limitare la loro erosione si prevede, in genere, una gettata di massi al suo piede oppure si progetta una serie di pennelli. In alcune situazioni può essere previsto anche il rivestimento di fondo, considerando però che è una soluzione onerosa e può modificare sensibilmente lo scambio tra il fiume e le falde [18, pag. 512].

## Capitolo 3 -APPLICAZIONE AL CASO STUDIATO – LE ARGINATURE

Nell'ultimo capitolo viene approfondito il discorso su quella che, tra tutte le opere di mitigazione del rischio idraulico, è la più utilizzata, la realizzazione di argini. L'arginatura è un'opera tradizionale, il più antico metodo di controllo delle piene, che consiste in un rilevato di terreno il cui compito è quello di innalzare la quota delle sponde fluviali per contenere, quanto più possibile, l'onda di piena all'interno dell'alveo. In alcuni casi in cui l'argine è presente con un'altezza insufficiente, è necessario provvedere al suo sovrizzo o ringrosso.

Di seguito la realizzazione degli argini verrà prima descritta da un punto di vista teorico e successivamente approfondita con un caso pratico, in cui è necessario prevedere una costruzione oppure un rinforzo arginale, sempre per il fiume Misa, di cui in precedenza è stato studiato l'evento del 2014 ed accennata un'analisi su quello del 2022. Questa parte della trattazione evidenzia lo stretto legame tra lo studio delle portate di piena e le soluzioni pratiche per contenerle il più possibile, evitando fenomeni alluvionali.

### 3.1 Le arginature

Gli argini sono dei rilevati di terreno che hanno il compito, innalzando la quota altimetrica spondale, di proteggere le aree esterne dall'aumento del livello idrometrico dell'acqua all'interno del fiume. Come già visto nello schema dell'alveo fluviale in Fig. 67, esistono diversi tipi di argini.

Gli argini principali sono detti *argini maestri*, rilevati più grandi e con la maggior quota di sommità; questo poiché devono difendere il territorio circostante dalle piene, cercando, fin quando possibile, di contenerle all'interno dell'alveo, limitando di molto le esondazioni ed i conseguenti danni nelle aree limitrofe. Esistono anche altre tipologie di argini, concettualmente uguali, più piccoli rispetto ai maestri, come ad esempio gli *argini golenali*. Il ruolo degli argini golenali è difendere, nel caso di aumento delle portate, le estese golene, soprattutto nei casi in cui esse siano dedicate all'agricoltura.

Il dimensionamento degli argini si basa su una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni. Rispetto alla superficie libera di questo flusso, deve essere previsto un franco di sicurezza non inferiore ad un metro [18, pag. 455].

La realizzazione di un rilevato arginale comprende una serie di analisi e di accortezze tecniche che possono essere utilizzate per ottenere un risultato finale soddisfacente. Fondamentale, ad esempio, è la scelta del tipo di terra da utilizzare e con essa, una serie di misure che si possono adottare per garantire l'adeguata stabilità dell'argine. Inoltre, c'è il problema dell'acqua, che scorrendo all'interno dell'alveo provoca l'erosione delle sponde arginali, oltre a fenomeni di infiltrazione all'interno del corpo del rilevato che causano danni allo stesso.

#### 3.1.1 Tipi di terre e soluzioni tecniche per la stabilità

Il tipo di terra utilizzato per la realizzazione di argini deve rispettare determinate caratteristiche per poter garantire al rilevato la stabilità adeguata. Per quello che riguarda la tipologia di terre, sulla base della classificazione CNR-UNI 10006, il materiale prediletto è una terra omogenea, limosa e argillosa, compresa tra la tipologia A-6 con contenuto minimo di sabbia del 15% e la tipologia A-4 con contenuto massimo di sabbia del 50%.

Al materiale terroso è richiesta una modesta permeabilità, non superiore a  $10^{-6} \div 10^{-8} m/s$ , per contenere i fenomeni di filtrazione, oltre ad un peso specifico elevato per contrastare il fenomeno di scivolamento. In aggiunta, il terreno deve garantire una resistenza al taglio

adeguata alle sollecitazioni esercitate dal flusso d'acqua del fiume. Il miglioramento di tutte queste caratteristiche è soprattutto legato a come tale terreno deve essere posto in opera per costruire il rilevato, cioè per strati successivi dello spessore non superiore a 30÷40 cm, ognuno dei quali di volta in volta viene poi compattato [18, pag. 455].

Il problema principale relativo al materiale terroso da utilizzare è legato alla sua reperibilità e alla disponibilità di volumi, la cui richiesta è spesso molto elevata. La ricerca del materiale adeguato è fondamentale; è assolutamente da evitare l'utilizzo di terra derivante da aree golenali o molto vicine al fiume, che non garantiscono i requisiti di sicurezza e stabilità sopra descritti, inoltre, le cave non devono essere troppo distanti dal luogo di lavoro per contenere il costo dei trasporti.

Le tecniche di costruzione dell'argine hanno alcune basi dalle quali non si deve prescindere. Sia che si tratti di una costruzione ex novo, che di un ringrosso, deve essere effettuato lo scorticamento dello strato superficiale di terreno che contiene la coltre vegetale ed altro materiale assolutamente inadeguato; questo permette anche di rendere solidale il terreno aggiunto con lo strato già presente. Nel momento della sua costruzione, deve essere prevista una quota di sommità ragionevolmente maggiore (circa il 10% della quota prevista nel progetto) di quella stabilita dal progetto, per far fronte ai cedimenti di consolidazione che il rilevato subirà sicuramente durante la sua vita utile.

Esistono delle tecniche che permettono di migliorare la durevolezza dell'argine. La prima è la realizzazione di una scarpata a gradoni (Fig. 70), soluzione molto utilizzata per il ringrosso di argini già esistenti, ma adottabile anche per nuovi argini, soprattutto in quei casi in cui ci sono dei rischi in termini di stabilità della scarpata, dovuti ad esempio ad un materiale da costruzione più scadente.

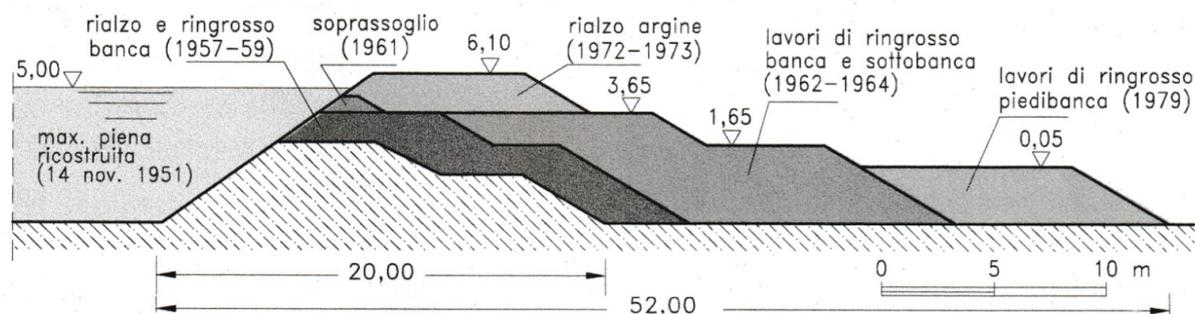


Fig. 70: Schema del ringrosso arginale dell'argine maestro del Po nella zona del delta, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 458].

Il Po, preso ad esempio nella figura 70, è un fiume che per portate e dimensioni dell'alveo è assolutamente diverso dal contesto su cui si è lavorato nell'ambito di studio, ciò che però è interessante notare nella Fig. 70, è vedere come è stato effettuato il ringrosso dell'argine ed i diversi sviluppi nel tempo. La struttura a gradoni caratterizza la scarpata verso il piano campagna adiacente all'alveo fluviale, in generale può essere adottata per entrambe le scarpate di un argine. Per casi di fiumi di notevoli dimensioni, come il Po, si possono prevedere anche rampe di servizio per accedere alle aree golenali.

Altre soluzioni, più complicate, agiscono sugli strati di terreno più profondi e hanno l'obiettivo di migliorare la stabilità dell'argine in quelle che possono essere definite delle "fondamenta". La base di appoggio, infatti, deve possedere proprietà meccaniche altrettanto adeguate. Se al di sotto, il rilevato ha un terreno con caratteristiche insoddisfacenti, l'obiettivo è connetterlo a

degli strati sottostanti migliori. Il primo metodo è realizzare un taglione, schematizzato in Fig. 71, ovvero uno sbancamento con pendenze della scarpata 2/3, riempito con del materiale idoneo.

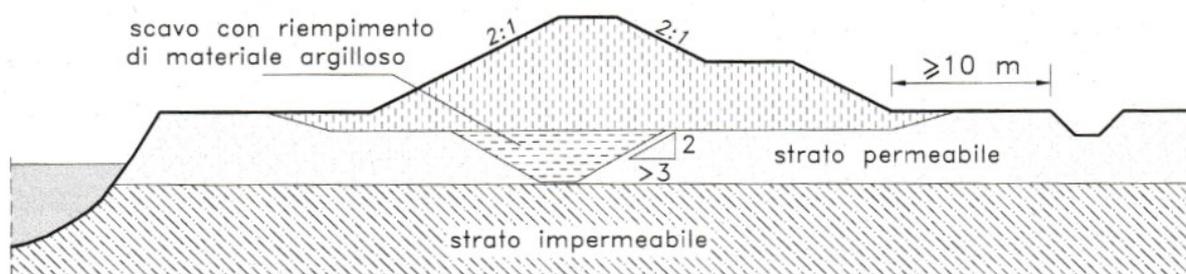


Fig. 71: Schema per la realizzazione di un taglione, tratto dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 462].

In alternativa ci sono tecniche ancora più sofisticate e costose come il jet-grouting e la realizzazione di un diaframma in calcestruzzo (Fig. 72). La prima consiste in un rapido consolidamento del terreno attraverso una iniezione di miscela cementizia ad altissima pressione, che comporta la stabilizzazione del terreno trattato. Il diaframma in calcestruzzo rappresenta a tutti gli effetti un’opera di sostegno per il rilevato arginale; in entrambi i casi si agisce al piede dell’argine, lato fiume.

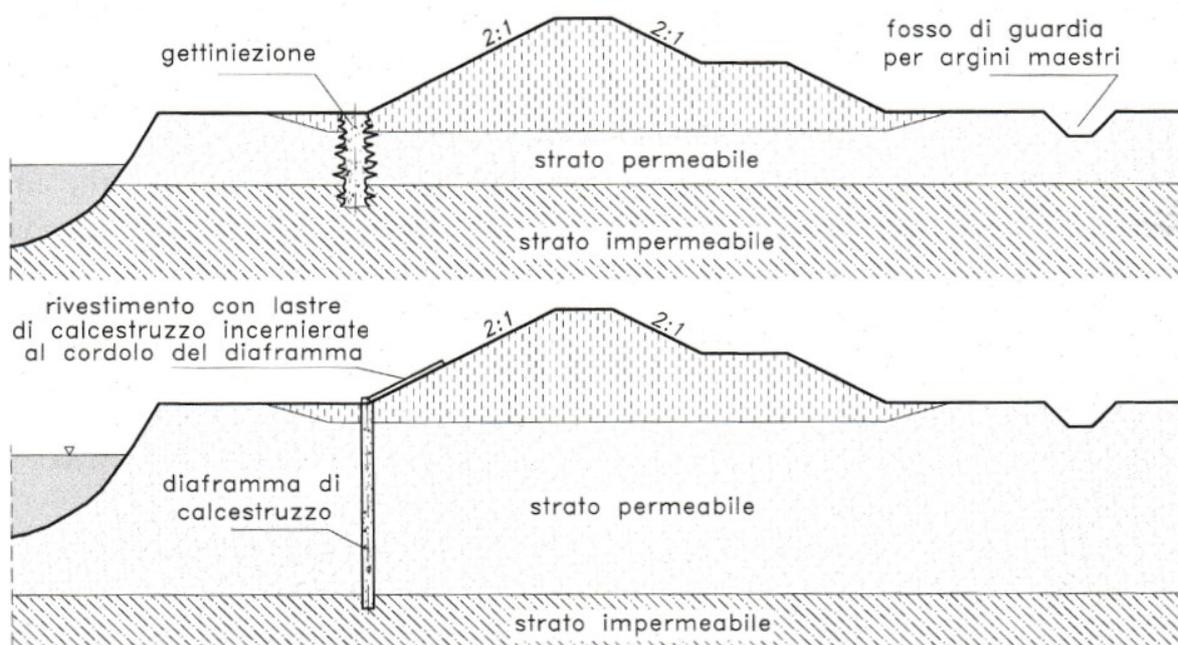


Fig. 72: Schemi relativi al jet-grouting e al diaframma in calcestruzzo, tratto dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 462].

Un ultimo aspetto tecnico molto importante riguarda il monitoraggio di rilevati arginali costruiti con materiali scadenti, quali quelli prelevati da aree golenali (come si usava nel passato). Al giorno d’oggi è altamente sconsigliato utilizzare quel tipo di materiale per costruire argini; si tratta spesso di interventi di rafforzamento di argini preesistenti affiancati a strumenti di monitoraggio quali piezometri, inclinometri e assestimetri, utilizzati per controllare lo stato della sponda fluviale.

Nell'ultima parte relativa all'approfondimento sul materiale da costruzione, si analizza la stabilità della scarpata dell'argine, sfruttando le nozioni di stabilità dei pendii della geotecnica ed i riferimenti alle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018).

Si riportano le equazioni utilizzate per un'analisi di stabilità globale, dove per la parte verso campagna si considera l'argine imbibito fino alla linea di filtrazione, mentre per la parte a fiume si considera lo svasso rapido, con l'abbassamento della linea di filtrazione che non segue con la stessa rapidità l'abbassamento di livello [18, pag. 475].

L'indagine è fatta su un elemento piano verticale, ricercando tra le plausibili superfici di scorrimento quella a cui corrisponde il minimo fattore di sicurezza F, per lavorare a favore di sicurezza; l'ideale è avere questa superficie di scorrimento individuata da sondaggi. Alla base di questa analisi si pone la legge di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg}\varphi' \quad [3.1]$$

dove:

- $\tau$  sono le tensioni tangenziali;
- $\sigma'_n$  sono le tensioni efficaci;
- $c'$  la coesione;
- $\varphi'$  l'angolo di attrito della terra;
- $\operatorname{tg}\varphi'$  il relativo coefficiente.

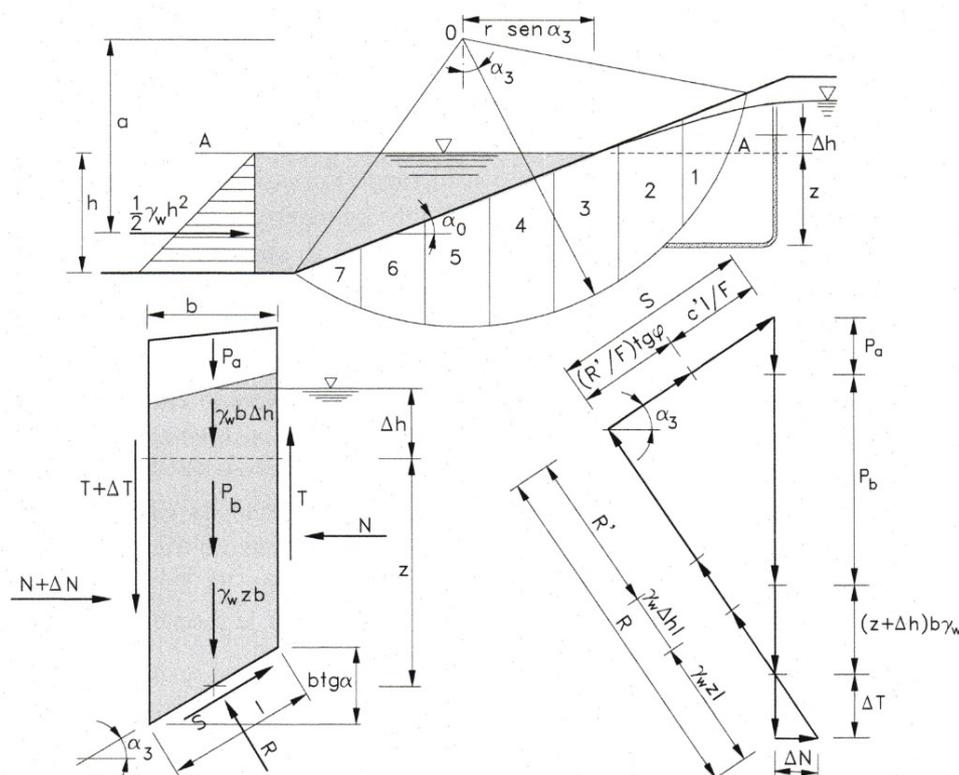


Fig. 73: Schemi per le analisi di stabilità dell'argine, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 476].

Come mostrato dalla Fig. 73, la superficie è definita da un arco di cerchio di raggio  $r$  e centro  $O$  e divisa in una serie di conci ognuno con le sue proprietà geotecniche e meccaniche. L'argine è sede di una falda che si raccorda con il livello dell'acqua nell'invaso, la maggior altezza che raggiunge è  $\Delta h$ . Preso il concio generico di larghezza  $b$ , le coppie  $(T, N)$  e  $(T + \Delta T, N + \Delta N)$



L'equazione della superficie di scorrimento, rispetto agli assi X e Y della Fig. 74 vale  $y = (r^2 - x^2)^{1/2}$ . Allora il momento elementare rispetto all'origine degli assi vale:

$$dM = \gamma_w \left[ (r^2 - x^2)^{1/2} - \left( a - \frac{2}{3}h \right) \right] x dx \quad [3.10]$$

Dunque, è possibile eguagliare due termini dell'equazione [3.9]:

$$r \sum_{i=1}^m \gamma_w (z b \sin \alpha)_i = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 a \quad [3.11]$$

Sviluppando la [3.9] sulla base della [3.11], le r si elidono ed è possibile ricavare il valore del fattore di sicurezza:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m (c' l + R' t g \varphi')_i}{\sum_{i=1}^m [(P_a + P_b + \gamma_w \Delta h b) \sin \alpha]_i} \quad [3.12]$$

Ora si impone l'equilibrio alla traslazione verticale del concio generico:

$$P_a + P_b + \gamma_w (z + \Delta h) b = \frac{1}{F} \left( c' + \frac{R'}{l} t g \varphi' \right) \sin \alpha + [R' + \gamma_w (z + \Delta h) l] \cos \alpha \quad [3.13]$$

Da questa si ottiene il valore  $R'$ :

$$R' = \frac{P_a + P_b - c' l \sin \alpha / F}{(1 + t g \varphi' t g \alpha / F) \cos \alpha} \quad [3.14]$$

L'equazione [3.12] si può sviluppare sulla base di questi risultati:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m \left[ \frac{c' b + (P_a + P_b) t g \varphi'}{(1 + t g \varphi' t g \alpha / F) \cos \alpha} \right]_i}{\sum_{i=1}^m [(P_a + P_b + \gamma_w \Delta h b) \sin \alpha]_i} \quad [3.15]$$

Si potrebbe non considerare il moto della falda all'interno dell'argine; dunque,  $\Delta h = 0$ ; inoltre se il terreno è in stato di non saturazione, allora  $P_b = 0$  e  $P = P_a$ . L'aspetto interessante in questa analisi è che si possono attribuire eventuali sovraccarichi al contributo di peso P, che comprende i pesi propri. Quindi nel caso più semplice di un terreno asciutto e privo di coesione, la formula del coefficiente di sicurezza F si riduce a:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m \left[ \frac{P t g \varphi'}{(1 + t g \varphi' t g \alpha / F) \cos \alpha} \right]_i}{\sum_{i=1}^m [P \sin \alpha]_i} \quad [3.16]$$

Quando il cerchio di scorrimento degenera al paramento inclinato di inclinazione  $\alpha_0 = \alpha$ , la [3.16] diventa:

$$F = \frac{t g \varphi'}{\sin \alpha_0 \cdot \cos \alpha_0 (1 + t g \varphi' t g \alpha / F)} \quad [3.17]$$

Da cui si ricava il valore del fattore di sicurezza per un rilevato asciutto e omogeneo [18, pagg. da 476 a 479]:

$$F = \frac{t g \varphi'}{t g \alpha_0} \quad [3.18]$$

### 3.1.2 Filtrazione dell'acqua nel rilevato

L'acqua rappresenta probabilmente il più grande nemico dell'argine fluviale, in quanto può causare molti danni al rilevato e con diverse modalità. Il primo caso lampante è rappresentato proprio dai flussi di piena, miscele di acqua e fango che erodono le sponde e portano all'accumulo di materiale terroso, generando una portata a valle sempre più densa e distruttiva.

Poi c'è tutto quello che riguarda i moti di filtrazione, cioè il flusso dell'acqua all'interno di un mezzo poroso, che nel caso di studio è individuato nel rilevato arginale. I moti di filtrazione creano i presupposti per una riduzione della stabilità dell'argine, si pensi ad esempio al problema del sifonamento (paragrafo 3.1.3) oppure a fenomeni di impaludamento al piano campagna, laddove la linea di filtrazione non è inglobata all'interno della scarpata dell'argine.

La linea di filtrazione rappresenta l'andamento del pelo libero dell'acqua all'interno del corpo arginale, come se all'interno di quest'ultimo ci fosse una falda freatica. Per l'analisi della filtrazione vengono sfruttate le equazioni del moto, in particolare per una situazione come quella dell'argine, è sufficiente la trattazione a moto permanente. Uno dei procedimenti più noti è quello di N.N. Pavlovsky (1931), in cui, valutato un argine di forma trapezia, come in Fig. 75 con materiale omogeneo e uniforme, si divide il campo di moto in campi elementari.

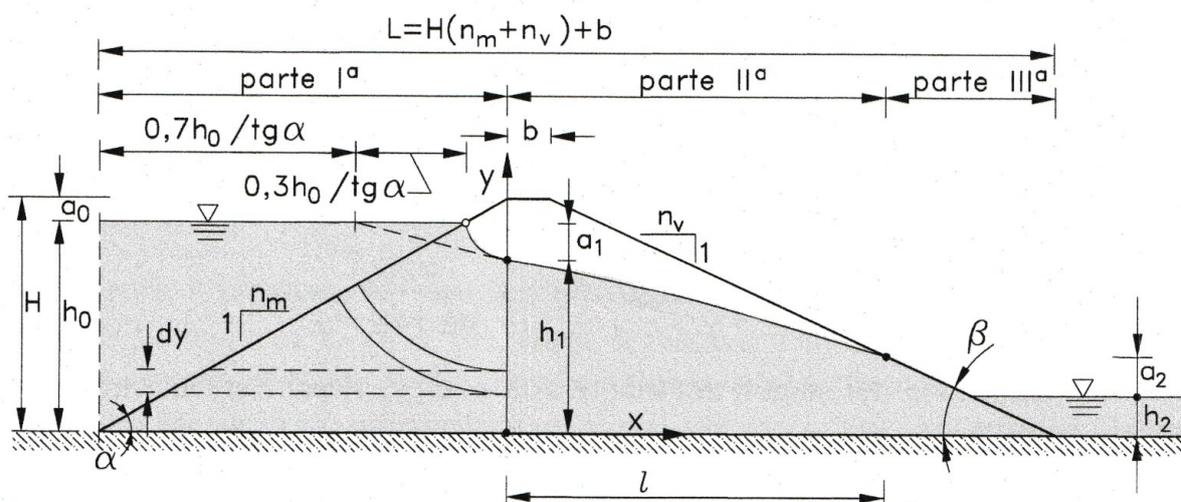


Fig. 75: schema di filtrazione nell'argine della trattazione di Pavlovsky, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 469].

Nella Fig. 75 vengono specificati: H altezza del rilevato, b larghezza della corona,  $\alpha$  e  $\beta$  inclinazioni della scarpata rispettivamente lato fiume e lato campagna; poi  $h_0$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  vari livelli idrometrici e  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  vari dislivelli.

Definiti gli assi x e y, la struttura viene divisa in tre parti come rappresentato in Fig. 75. All'interno dell'argine, la linea della superficie libera presenta curvature accentuate nella I parte, mentre la tendenza è quella di considerare una curvatura molto ridotta per la II parte. Un'approssimazione che si può adottare è considerare un tubo di flusso orizzontale per la I parte che sbocca nello stesso punto del tubo curvo, ogni linea di corrente ha lunghezza variabile  $(H - y)/tg\alpha$ . Indicata con q la portata per unità di lunghezza dell'argine,  $a_1$  è il dislivello motore costante, K è il coefficiente di conducibilità idraulica, essendo  $v = Ki$  e  $dq = vdy$  allora, per la parte I:

$$dq = K \frac{a_1 tg\alpha}{H-y} dy \quad [3.19]$$

Integrando tra 0 e  $h_1$ , posto  $a_1 = (h_0 - h_1)$ , si ha:

$$q = K(h_0 - h_1)tg\alpha \int_0^{h_1} \frac{1}{H-y} dy \rightarrow q = K(h_0 - h_1)tg\alpha \cdot \ln \frac{H}{H-h_1} \quad [3.20]$$

Per la parte II viene integrata tra 0 e 1 per la variabile  $x$  e tra  $h_1$  e  $h_2 + a_2$  la relazione di Dupuit:

$$q = -Ky \left( \frac{dy}{dx} \right) \rightarrow q = K \frac{h_1^2 - (a_2 + h_2)^2}{2l} \quad [3.21]$$

Per la parte III la portata elementare  $dq$  ha due contributi: la parte compresa tra  $h_2$  e  $h_2 + a_2$  dove  $i = tg\beta$  e quella di altezza  $h_2$  con dislivello motore  $a_2$  costante e percorso  $(h_2 + a_2 - y)/tg\beta$  si può scrivere:

$$dq = dq_1 + dq_2 = Ktg\beta \cdot dy_1 + K \frac{a_2 tg\beta}{h_2 + a_2 - y} dy_2 \quad [3.22]$$

Integrando  $dq_1$  e  $dq_2$ , rispettivamente tra  $h_2 + a_2$  e tra 0 e  $h_2$  allora:

$$q = Ka_2 \left( 1 + \ln \frac{h_2 + a_2}{a_2} \right) tg\beta \quad [3.23]$$

A completare il sistema di equazioni c'è una relazione di carattere geometrico:

$$l = b + [H - (h_2 + a_2)] \frac{1}{tg\beta} \quad [3.24]$$

Dunque, le equazioni [3.20], [3.21], [3.23], [3.24] compongono un sistema di equazioni le cui incognite da ricavare sono:  $h_1, a_2, l, q$ . Ipotizzando  $h_2 = 0$ , l'eliminazione di  $q/k$  tra [3.21] e [3.23], dà:

$$l = \frac{h_1^2 - a_1^2}{2a_2 tg\beta} \quad [3.25]$$

Questa equazione, sostituita in [3.24], fornisce la seguente equazione:

$$a_2 = (H + btg\beta) - \sqrt{(H + btg\beta)^2 - h_1^2} \quad [3.26]$$

Da cui tra [3.20], [3.23] si ha poi:

$$a_2 = \frac{(h_0 - h_1)tg\alpha}{tg\beta} \ln \frac{H}{H - h_1} \quad [3.27]$$

Queste ultime due equazioni permettono di ottenere risultati anche in termini di dimensione  $l$  e portata  $q$  [18, pagg. da 469 a 471].

Il problema può essere applicato per zone con diversi coefficienti di filtrazione  $K$ . A rigore, il problema della piena sarebbe da affrontare con il moto vario; data però la breve durata del tempo di piena rispetto al tempo necessario per imbibire il rilevato, il procedimento utilizzato è sicuramente cautelativo.

Una soluzione per evitare flussi d'acqua all'interno dell'argine o, più in generale, per tenerlo asciutto, può essere un sistema di drenaggio posto alla base, collegato ad un fosso di guardia in cui si convogliano le acque. Una soluzione di questo tipo è adottabile laddove c'è una disponibilità economica adeguata e soprattutto per complessi fluviali più ampi.

### 3.1.3 Danni all'argine e soluzioni protettive

Nel corso di questi ultimi paragrafi, sono state introdotte alcune tipologie di danni che un rilevato arginale può subire. Per poter descrivere, in maniera sintetica, possibili soluzioni di protezione degli argini, è necessario capire i principali problemi che questi ultimi possono subire, sia lato fiume che lato campagna. La schematizzazione in Fig. 76 rappresenta le casistiche di danni sulla scarpata lato fiume.

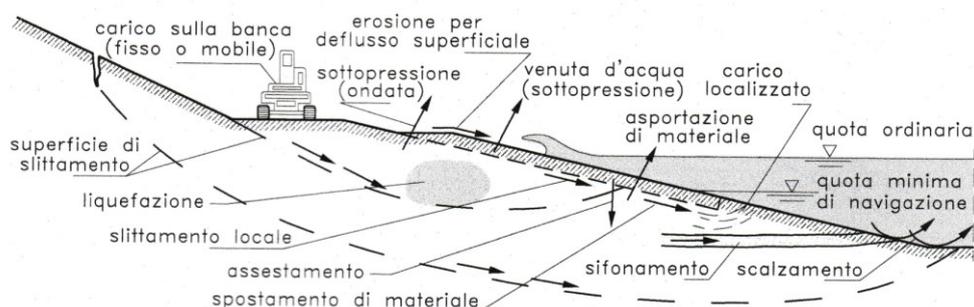


Fig. 76: schema di possibili danni, lato fiume, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 488].

Dalla Fig. 76 risaltano sicuramente tipi di instabilità legati alla terra da costruzione e all'azione erosiva del flusso d'acqua. L'erosione della sponda è l'aspetto più critico, in particolar modo se si pensa a quali sono le caratteristiche del liquido che fluisce all'interno dell'alveo. Facendo riferimento all'evento di piena del settembre 2022, ciò che scorreva all'interno del corso era una miscela di acqua e fango, più densa, ancor più veloce, che ha avuto la tendenza ad asportare una grande quantità di terra.

Si riportano nel dettaglio, in Fig. 77, alcuni schemi per le più classiche situazioni di danneggiamento dell'argine, lato fiume.

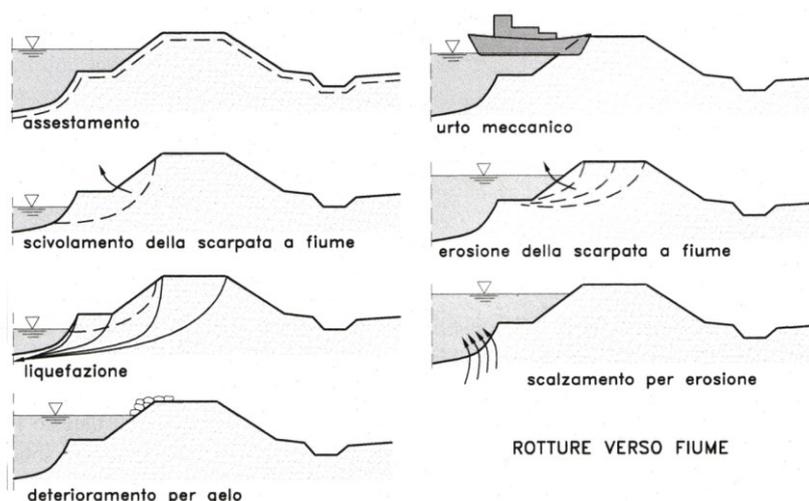


Fig. 77: dettaglio delle possibili instabilità, lato fiume, tratto dal testo "Sistemazione dei corsi d'acqua" [18, pag. 489].

Premesso che l'urto meccanico è relativo a fiumi navigabili, che non rientrano nell'ambito di questa tesi, le altre situazioni sono tutte plausibili. Tra queste la liquefazione è un fenomeno interessante e molto complesso; consiste in una totale perdita di resistenza al taglio del terreno in seguito a sollecitazioni repentine e cicliche quali possono essere quelle sismiche; il tipo di terreno suscettibile a questo fenomeno è rappresentato dalle sabbie sciolte.

Un altro fenomeno che può generare forte instabilità è il sifonamento, racchiuso tra questi schemi, in Fig. 78, di rotture per il rilevato arginale, lato campagna.

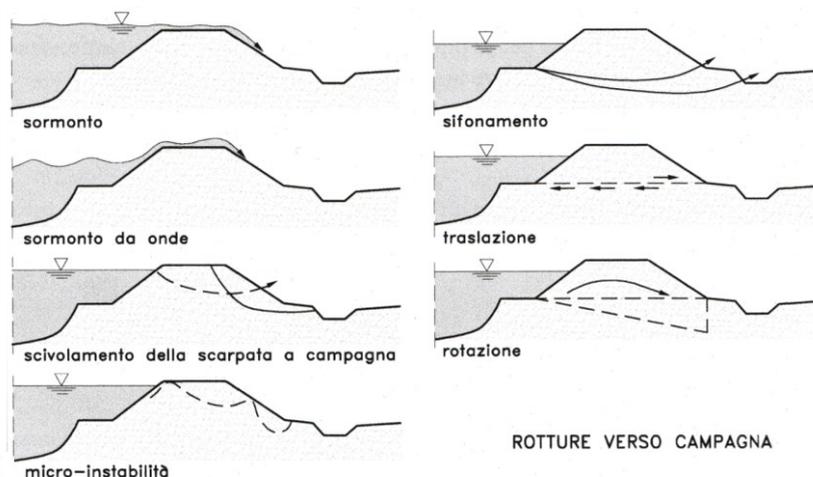


Fig. 78: dettaglio delle possibili instabilità, lato campagna, tratto dal testo “Sistemazione dei corsi d’acqua” [18, pag. 489].

Il sifonamento è un fenomeno per il quale la filtrazione che si instaura per via di un dislivello tra il lato del fiume e il lato campagna, porta nel lato campagna ad avere un annullamento delle tensioni efficaci con conseguente perdita di resistenza al taglio.

Oltre a questo, anche a lato campagna ci sono una serie di problemi legati all’esonazione dell’acqua che può provocare impaludamento, quest’ultimo può anche essere dovuto ad una linea di filtrazione che non viene compresa all’interno della scarpata del rilevato, con conseguenza che l’acqua tende ad accumularsi sul terreno adiacente all’argine.

Le soluzioni protettive riguardano principalmente il rivestimento dell’argine. La scelta dipende da tante circostanze, tra cui le caratteristiche del materiale, la frequenza e la durata degli eventi, i tipici comportamenti dell’onda di piena per il corso d’acqua, oltre al valore ambientale e paesaggistico all’interno del quale è prevista la realizzazione di queste protezioni. Bisogna inoltre valutare la reperibilità e disponibilità del materiale, i costi del materiale e di realizzazione e che conseguenze provoca a livello di interazioni tra terreno e acqua.

La soluzione che si adatta meglio di tutti per costi, impatto paesaggistico e semplicità di realizzazione è sicuramente l’inerbimento. Il rivestimento a verde prevede la formazione di un tappeto erboso, che, sviluppando le radici, permette di proteggere la sponda arginale dall’azione dilavante dell’acqua piovana. L’inerbimento può essere effettuato per seminazione oppure per zollatura; la sua più grande debolezza è l’incapacità di resistere a tensioni tangenziali critiche elevate. L’instabilità può generarsi già per 1,00 m/s e 0,75 m/s per terreni rispettivamente resistenti all’erosione ed erodibili, con tessuto erboso possono arrivare da una parte a 1,50 ÷ 1,80 m/s dall’altra a 1,00 ÷ 1,20 m/s [18, pagg. 490-491].

Esistono altre soluzioni, più onerose, con un impatto paesaggistico decisamente più elevato ma che sicuramente riescono a svolgere un’azione difensiva della sponda più efficace, anche per le situazioni di piena. Si tratta di rivestimenti in calcestruzzo oppure in conglomerato bituminoso, questi ultimi in genere sono dei materassi costituiti da una rete di acciaio con all’interno ciottoli, concettualmente simili a delle gabbionate, a cui poi viene aggiunta la miscela bituminosa che svolge azione impermeabilizzante.

Una soluzione più applicabile anche nel contesto in cui si lavora in questa tesi è la protezione al piede dell’argine con dei massi. Il piede dell’argine rappresenta il punto più vulnerabile in quanto, se eroso, può portare al collasso di tutto il rilevato. La protezione al piede con massi

previene l'asportazione di materiale terroso, il grande problema è legato al fatto che onde di piena come quelle del settembre 2022 del Misa, portano al concreto rischio che questi massi vengano completamente sradicati e portati via dalla corrente.

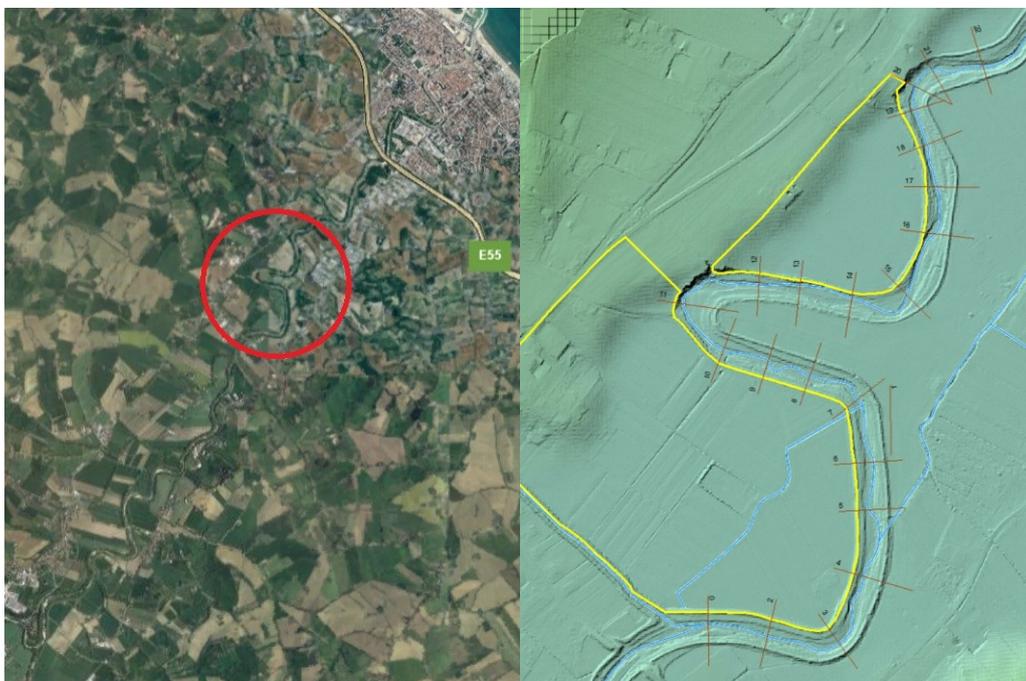
Infine, l'ultimo aspetto riguarda la relazione che esiste tra il fiume e gli argini e tutti i possibili manufatti e scavi realizzati nell'area limitrofa. La materia è disciplinata fondamentalmente dal *Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere pubbliche delle diverse categorie* (R.D. 25/07/1904, n° 523), con aggiunte dal D.Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 *Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137*. Le norme trattano specialmente delle distanze minime di tutela per la realizzazione di opere.

Inoltre, è importante valutare i possibili effetti che possono avere scavi effettuati nei pressi delle sponde, tra cui variazioni nella falda e conseguenti cedimenti anche in zone ad una certa distanza.

### 3.2 Analisi per la realizzazione di argini su tratto del fiume Misa

La trattazione teorica, presentata nel paragrafo precedente, rappresenta un supporto importante per spiegare l'analisi che è stata effettuata per la realizzazione di arginature in un tratto del fiume Misa a valle della confluenza, specificato nella Fig. 79. Alcuni dei concetti spiegati sono utilizzati all'interno dello studio degli argini, altri rappresentano delle possibili soluzioni da applicare nel momento in cui il progetto verrà sviluppato ulteriormente. In sostanza il lavoro presentato in questo ultimo capitolo rappresenta una solida base da cui partire per poi andare nei dettagli del progetto dell'argine con possibili interventi per migliorare la stabilità del rilevato piuttosto che per proteggere le sponde dall'erosione.

L'intervento sugli argini del fiume è stato approfondito partendo da un rilievo topografico realizzato dalla fondazione CIMA di Genova in seguito all'evento alluvionale del settembre 2022.



Figg. 79-80: Immagine estratta da Google Earth del tratto di fiume a valle della confluenza e relativo dettaglio della zona trattata. La sezione 1 rappresenta un refuso che non è stato preso in considerazione.

Il tratto di fiume analizzato, riportato nella Fig. 80, ha una lunghezza intorno ai 2,5 km e lo studio in merito alla realizzazione di arginature si inserisce all'interno del percorso volto a valutare la costruzione di rilevati arginali per tutto il tratto a valle della confluenza tra fiume Misa e fiume Nevola. L'analisi è particolarmente importante anche per la zona che si sta trattando, l'area è poco più a monte della sede autostradale e a pochi chilometri da lì è presente il centro abitato di Senigallia.

Il lavoro si concentra su un tratto che si presenta con un andamento meandriforme tipico dei fiumi in pianura alluvionale e soprattutto si riscontrano lungo il percorso diverse casistiche di intervento sugli argini. Lungo il tratto in esame è stata tracciata una serie di sezioni (in figura 80) poste in maniera tale da poter rappresentare lo sviluppo del fiume.

### 3.2.1 Argine tipo

Il dimensionamento dell'argine ha come riferimento una piena con tempo di ritorno 200 anni, di cui è rappresentata nella Fig. 81 la quota del pelo libero; rispetto a questa quota è previsto un franco di sicurezza di un metro.

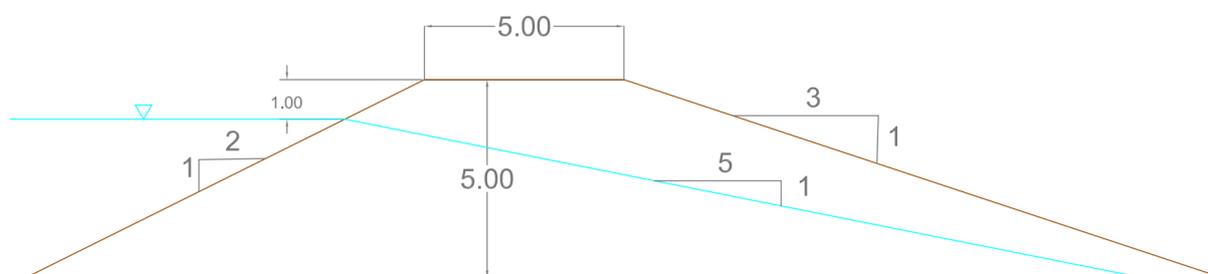


Fig. 81: Argine tipo applicato nello studio del tratto del fiume Misa.

Le dimensioni della corona, le pendenze, le altezze riferite all'argine sono dimensioni che devono essere stabilite sulla base del contesto; questo significa che sono parametri che dipendono dal tipo di fiume in cui deve essere applicata l'opera e dalle caratteristiche delle piene che colpiscono quel determinato bacino idrografico. Essendo nell'ambito di un fiume del centro Italia, con le tipiche caratteristiche di un corso d'acqua dell'area appenninica, queste risultano essere delle condizioni accettabili. Bisogna anche tenere in considerazione i risultati ottenuti dalla regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena fornite da CIMA, che evidenziano volumi di precipitazione maggiori rispetto ad altre zone a parità di durata e tempo di ritorno [4, pag. 23].

Tutto questo porta ad essere cautelativi nella scelta delle dimensioni, soprattutto quelle relative all'altezza del rilevato che ha un valore compreso mediamente tra i 4,5 e i 6 metri rispetto al piano campagna, salvo eccezioni.

La linea di filtrazione è ottenuta sulla base di una semplificazione della trattazione di Pavlovsky a riguardo; è stato adottato dunque un andamento rettilineo, piuttosto che curvilineo, con una pendenza di 1/5. La pendenza della scarpata nel tratto del piano campagna è scelta come diretta conseguenza per poter contenere all'interno dell'argine la linea di filtrazione, evitando così possibili fenomeni di impaludamento; è fissata a 1/3. Come da buona norma, la pendenza della scarpata lato fiume è più elevata, arrivando così ad 1/2.

### 3.2.2 Applicazione dell'argine tipo sull'alveo fluviale

Le sezioni individuate sono state disegnate nel software di AutoCAD. In Fig. 82 è riportato l'esempio relativo alla sezione 0:



Fig. 82: Sezione 0 estrapolata dal software Autocad.

Il tratto di fiume dalla sezione 0 fino alla 19 mostra, attraverso la Tab. 10, una riduzione progressiva della quota del piano campagna e della sommità degli argini esistenti, per questo motivo a seconda dei vari tratti è stata adeguata la quota della sommità del nuovo argine, cercando di seguire l'andamento altimetrico delle sponde. Il livello altimetrico è sempre riferito al livello medio mare.

SEZIONE	QUOTA s.l.m.m. (m)			
	P.C. sx	P.C. dx	Argine sx	Argine dx
0	13,07	14,02	17,46	17,45
2	13,19	13,05	17,17	17,24
3	12,95	12,56	16,98	17,04
4	12,83	11,98	16,84	16,11
5	12,71	11,92	16,08	15,73
6	12,72	11,70	15,76	15,04
7	12,87	11,93	15,02	15,45
8	12,76	11,88	15,03	15,12
9	12,40	12,22	14,76	14,68
10	12,50	12,20	14,74	14,57
11	15,93	12,44	15,93	14,26
12	12,14	12,18	13,14	13,96
13	11,27	11,23	12,47	13,53
14	11,41	11,65	12,01	13,49
15	11,23	11,63	12,52	13,91
16	11,23	10,36	12,27	12,85
17	10,90	10,43	12,90	12,81
18	10,57	10,15	10,85	13,21
19	11,15	10,12	11,15	12,46

Tab. 10: Quote altimetriche relative a piano campagna (P.C.) e sommità arginale per le diverse sezioni.

I dati nella Tab. 10 evidenziano questa riduzione di quota verso valle e giustificano la volontà di suddividere il tratto analizzato in due ulteriori parti a seconda dell'altezza della sommità degli argini. Il primo tratto va dalla sezione 0 alla sezione 10 ed è caratterizzato dal raggiungimento di una quota di 17,50 m s.l.m.m. ed una seconda parte con altezza 16 m, per adeguarsi al profilo altimetrico e anche per evitare di dover utilizzare una quantità di terreno troppo elevata.

La sezione 11 rappresenta una sezione di raccordo. Trovandosi sull'ansa, l'argine sinistro è di sua natura ad una quota adeguata, uguale a quella del piano campagna; questo è dovuto al fatto che, essendo l'argine sinistro esterno, quest'ultimo viene scavato dal flusso d'acqua.

Nel secondo tratto, risalta all'attenzione un'arginatura sinistra totalmente inconsistente che raggiunge quote di massimo un metro superiori rispetto a quelle del piano campagna.

Si può dunque entrare nel vivo della trattazione, rappresentando quelli che sono stati i risultati più rilevanti nell'analisi delle arginature. Quello che è necessario specificare come presupposto, è che il riferimento è stato l'argine tipo il quale, una volta inserito nella sezione, è stato leggermente modificato, caso dopo caso, per adattarlo nelle pendenze e nelle quote, in maniera tale che abbia tutti i prerequisiti che si richiedono per un rilevato arginale di questo fiume.



Fig. 83: Sezione 0 con l'intervento di arginatura.

La prima sezione presa in esame (Fig. 83) è proprio quella di apertura del tratto di fiume analizzato e presenta già alcuni aspetti interessanti da approfondire, ponendo la lente di ingrandimento sulle sponde sia sinistra che destra, nelle Figg. 84-85.

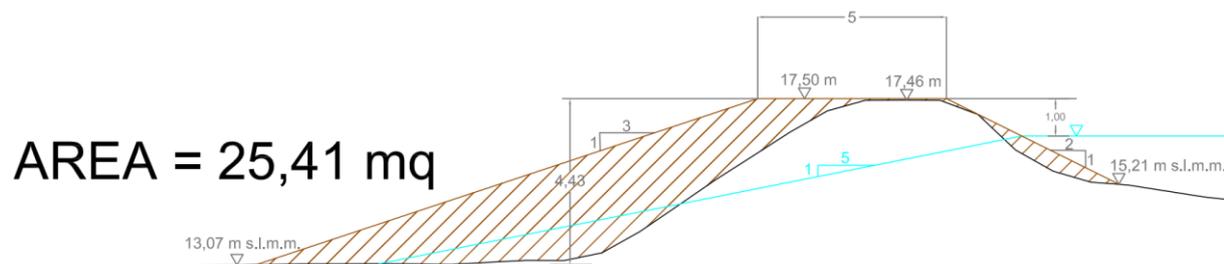


Fig. 84: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 0.

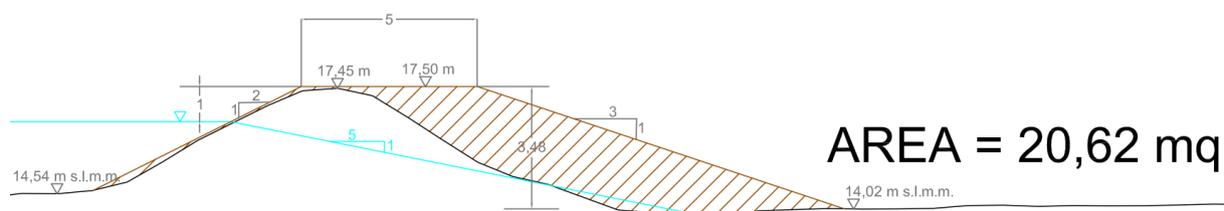


Fig. 85: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 0.

Le sponde del fiume mostrano, di loro natura, una quota di sommità pressoché adeguata alle richieste di partenza, sia nella parte sinistra (Fig. 84) che nella destra (Fig. 85). In questo caso, l'opera consiste dunque in una piccola riprofilatura e, presumibilmente, una compattazione del terreno per migliorarne le caratteristiche, sul lato del fiume e sul culmine dell'argine. Gran parte del terreno risulta destinato al ringrosso del rilevato sul lato del piano campagna per contenere la linea di filtrazione.

Il fatto che il dislivello tra piano campagna e sommità arginale sia più basso rispetto all'intervallo annunciato nel paragrafo 3.2.1, rientra nella particolarità del caso, ovvero il miglior adattamento alle condizioni di partenza imposte.

Proseguendo verso valle, l'attenzione viene posta sulla prima ansa, che si incontra alla sezione 3, riportata in Fig. 86. Viene presentata la sezione completa e l'argine destro, parte esterna del letto fluviale, nella successiva Fig. 87.



Fig. 86: Sezione 3 con l'intervento di arginatura.

Specificando che l'area di terreno viene calcolata automaticamente da Autocad, è già apprezzabile l'aumento di quantità di terra necessaria per la realizzazione dell'argine, per via dell'abbassamento della quota altimetrica del piano campagna. A questo punto si analizza soltanto l'argine destro (Fig. 87), esterno all'ansa, dove l'acqua scorre più velocemente ed ha portato la scarpata lato fiume ad essere più ripida rispetto alla sinistra.

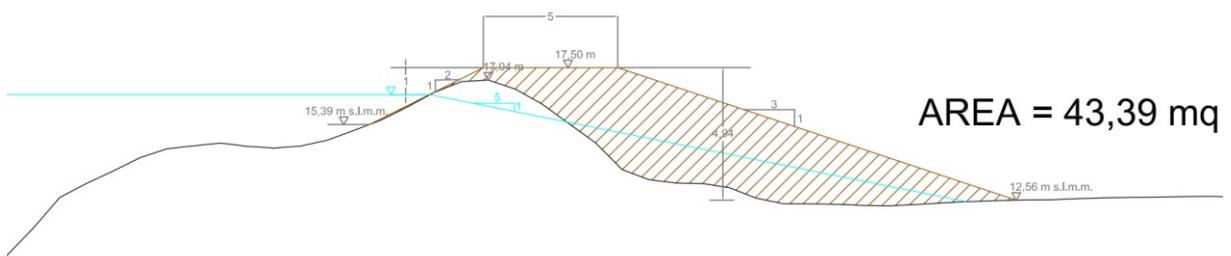


Fig. 87: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 3.

Questo tipo di situazione porta, a livello morfologico, ad avere ancora una volta una sponda arginale abbastanza consistente; serve, rispetto ai casi di Figg. 84-85, un rinforzo ancor più grande sul lato campagna per l'abbassamento della quota del piano.

Dalla sezione 3, si passa direttamente alla n° 7. Quest'ultima conferma tutte le descrizioni che fino adesso sono state fatte relativamente alla morfologia dell'alveo ed alla quantità di terreno necessaria. Questo andamento si può confrontare anche con la parte riportata in Appendice B (Fig. 130), relativamente alla sezione 5.



Fig. 88: Sezione 7 con l'intervento di arginatura.

La sezione in Fig. 88 rappresenta un punto intermedio del primo tratto, con i nuovi argini a quota 17,50 metri e permette di fare il punto della situazione sull'aumento della richiesta di terra e sul tipo di intervento che in questo caso si deve effettuare.

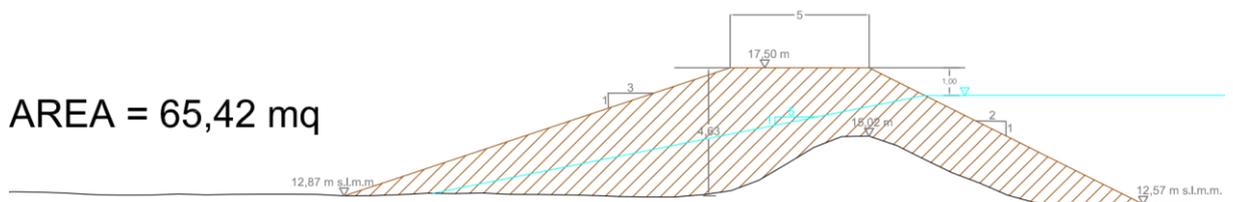


Fig. 89: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 7.

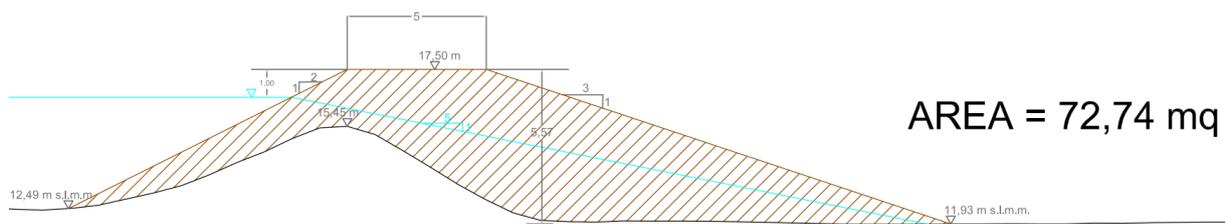


Fig. 90: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 7.

Come dimostrano le Figg. 89-90, la sponda naturale mantiene un dislivello rispetto alla quota a campagna che si attesta attorno ai 2,5 m per l'argine sinistro e di un metro in più per l'argine destro. Questo significa che l'apporto che offre alla difesa idraulica non è del tutto inconsistente, però, la differenza di quota con la sommità del nuovo argine previsto, inizia ad essere notevole.

Pertanto, non si tratta più di dover riprofilare, quanto di effettuare un vero e proprio ringrosso dell'argine per tutta la sponda, applicando le condizioni di partenza. L'intervento deve prevedere quindi una rimozione della coltre vegetale, per dare una base d'appoggio adeguata all'argine e che sia solidale con il terreno che viene aggiunto.

Il prossimo passaggio nell'analisi presentata è probabilmente il più importante dell'intera trattazione. La zona che comprende le sezioni 10-11-12, infatti, è quella che contiene la transizione tra I tratto e II tratto con il cambiamento della quota di sommità da 17,50 m a 16 m.

Perciò, per mettere in risalto le differenze tra le tre situazioni, verranno tutte presentate nel dettaglio, partendo dall'ultima sezione del I tratto, ovvero la 10 (Fig. 91):



Fig. 91: Sezione 10 con l'intervento di arginatura.

Questa sezione rappresenta il culmine in termine di richiesta di terreno e continua a seguire, senza particolari variazioni, il profilo del primo tratto analizzato, il tutto confermato dalle Figg. 92-93.

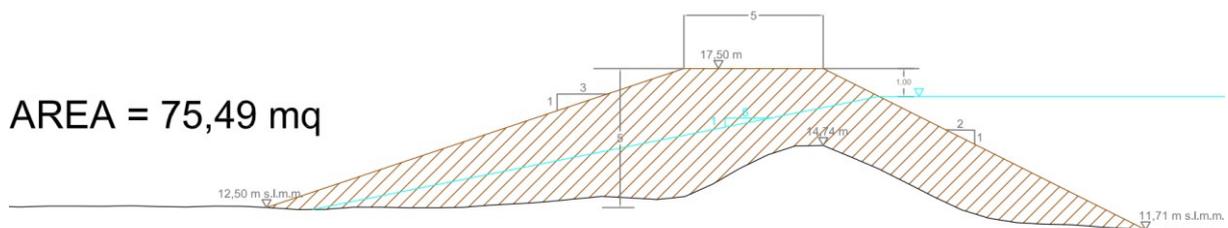


Fig. 92: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 10.

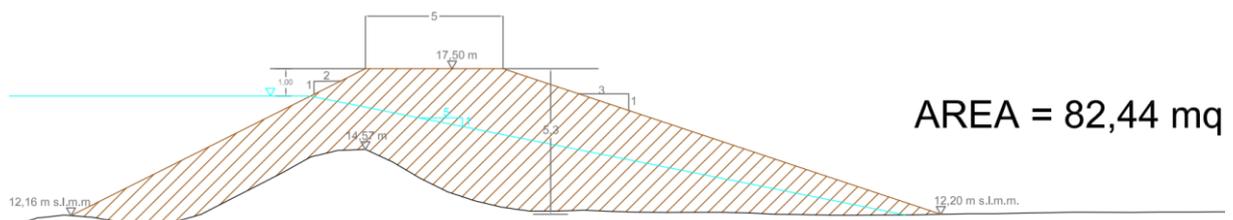


Fig. 93: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 10.

L'ultima sezione si mantiene conforme a quanto visto per il primo tratto, in buona sostanza è una condizione molto simile a sezioni come la 7 oppure la 9 (Appendice B, Figg. 133). Questo significa che il I tratto mostra una situazione abbastanza uniforme in termini di sviluppo morfologico dell'alveo e di interventi da eseguire su di esso.

Un particolare importante riguarda la pendenza della scarpata che, anche visivamente, rispetta la naturale ripidità della sponda sul lato del fiume. Tutto ciò significa poter procedere nella realizzazione, con un canonico rilevato, di forme semplici, senza dover intervenire con soluzioni più sofisticate e che richiedono costi maggiori per realizzare il profilo della scarpata.

La sezione 11 è la più complessa da un punto di vista tecnico, in quanto essa rappresenta il raccordo tra i due tratti analizzati e per questo motivo necessita di un approfondimento adeguato. Si introduce nella Fig. 94 l'intera sezione.

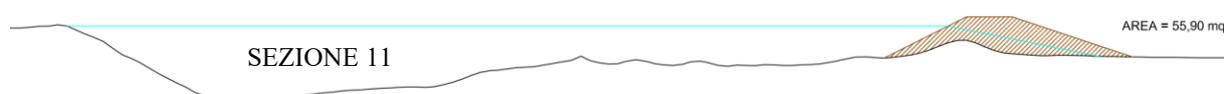


Fig. 94: Sezione 11 con l'intervento di arginatura.

Dalla tabella 10, si nota come la sommità dell'argine sinistro sia caratterizzata da un'altezza rilevante, 15,93 metri. Il motivo è spiegato dal fatto che la sponda sinistra è quella esterna dell'ansa in cui è collocata la sezione 11; all'esterno l'acqua scorre più velocemente, provocando tensioni tangenziali critiche più elevate con conseguente erosione del terreno a lato. Questo fenomeno genera dal punto di vista morfologico una scarpata con pendenze abbastanza elevate e una quota che già di sua natura può essere considerata adatta per il contenimento di un'onda di piena.

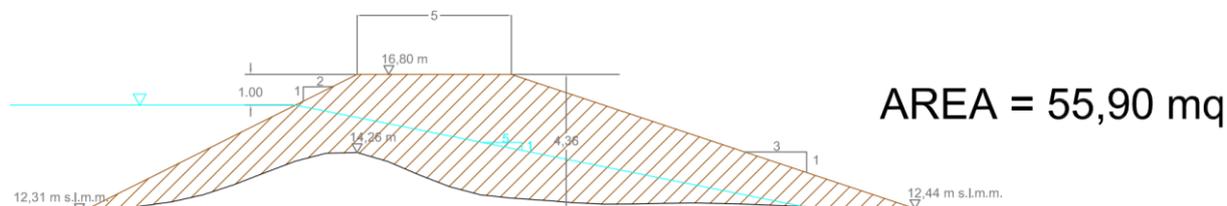


Fig. 95: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 11.

Il raccordo morfologico tra due argini con quote altimetriche differenti è un aspetto fondamentale, pertanto, per l'argine destro nella seguente sezione è stata prevista una quota intermedia di 16,80 m, rappresentata in Fig. 95, in modo tale da garantire, nello sviluppo longitudinale dell'argine una pendenza che sia la più bassa possibile.

Dato il livello di piena, specificato in figura 94, e per garantire il miglior raccordo possibile, è attuabile una piccola riprofilatura del terreno sul lato sinistro, magari con terra di riporto anche limitrofa e la protezione a lato campagna con un fosso di guardia.

Si introduce ora il secondo tratto dalla sezione 12 alla sezione 19 con sommità arginale posta a 16 m s.l.m.m. La prima sezione è proprio la n° 12 (Fig. 96).



Fig. 96: Sezione 12 con l'intervento di arginatura.

Logica conseguenza dell'abbassamento della quota è una diminuzione dell'area di terreno, che da qui in poi ricomincerà comunque a crescere notevolmente.

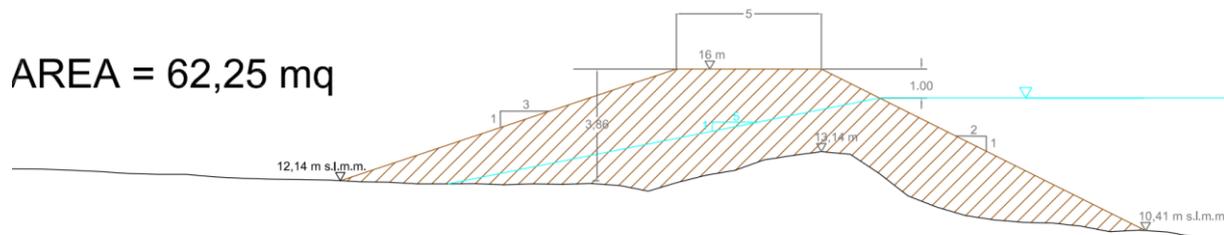


Fig. 97: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 12.

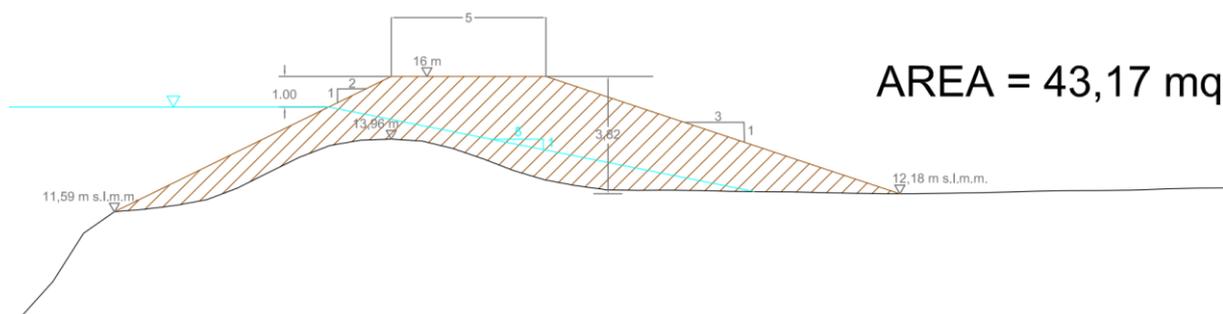


Fig. 98: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 12.

Il II tratto mostra con le Figg. 97-98 già alcuni cambiamenti di tendenza sulla costruzione del rilevato, particolarmente evidenti soprattutto alla sinistra idrografica (Fig. 97). Se prima l'argine non aveva una quota sufficiente ma si manteneva comunque su dislivelli intorno ai 2 ÷ 3 metri rispetto al piano campagna, qui l'argine sinistro diventa totalmente inconsistente e necessiterà di realizzazione ex-novo da qui fino alla sezione di chiusura del tratto, in quasi tutte le sezioni analizzate.

Per quello che riguarda l'argine destro (Fig. 98), è apprezzabile una pendenza che si adatta meno a quella della scarpata naturale. Sarà presumibilmente necessario ragionare su possibili soluzioni in merito alla scarpata del rilevato, lato fiume, come ad esempio un suo prolungamento per evitare che fenomeni come l'erosione al piede possano compromettere notevolmente la stabilità della costruzione in terra.

In generale, nell'analisi dei due tratti, si passa da un primo con un andamento abbastanza regolare caratterizzato da una certa uniformità negli interventi da compiere, ad un secondo molto più frastagliato, con quote degli argini irregolari e pendenze che si adeguano meno a quelle naturali della sponda. Per corroborare quanto detto, si riportano alcuni dei casi particolari per il II tratto, di cui il primo è relativo alla sezione 13 (Figg. 99-100):



Fig. 99: Sezione 13 con l'intervento di arginatura.

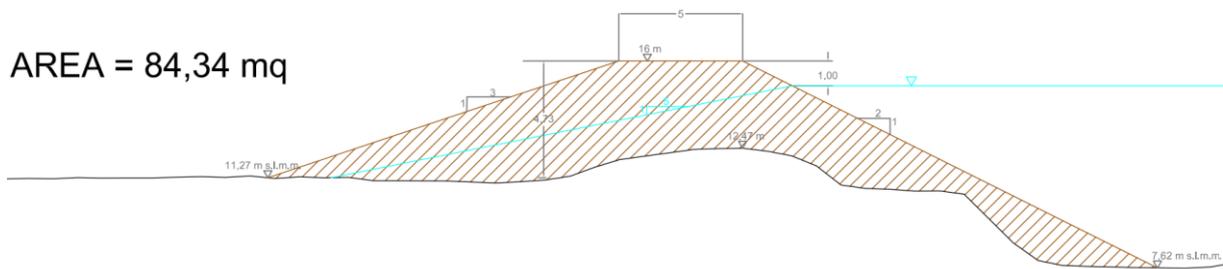


Fig. 100: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 13.

L'andamento della sommità dell'argine naturale di Fig. 100 conferma questa tendenza e quindi la necessità di un conseguente intervento di costruzione di un nuovo rilevato. In questo caso è significativa la conformazione della nuova scarpata dell'argine sul lato del fiume, quest'ultima è molto lunga, per poter rinforzare una sponda fortemente erosa dalla piena. Proprio per questo motivo, un possibile sviluppo di questo intervento può essere la profilatura della scarpata a gradoni, in maniera tale da difenderla da possibili fenomeni di instabilità.

Le sezioni evidenziano una sponda destra del fiume con altezze maggiori rispetto a quelle della sinistra, questo non preclude la necessità di provvedere ad un rinforzo arginale, come si può notare nelle prossime sezioni che si avvicinano alla chiusura. Si descrivono le ultime tre situazioni, a partire dalla sezione 16 (Fig. 101).



Fig. 101: Sezione 16 con l'intervento di arginatura.

La Fig. 101 certifica un argine sinistro che continua ad essere quasi del tutto assente e grandi volumi di terreno necessari anche sulla destra idrografica. Si pone la lente di ingrandimento sulle due sponde con le Figg. 102-103.

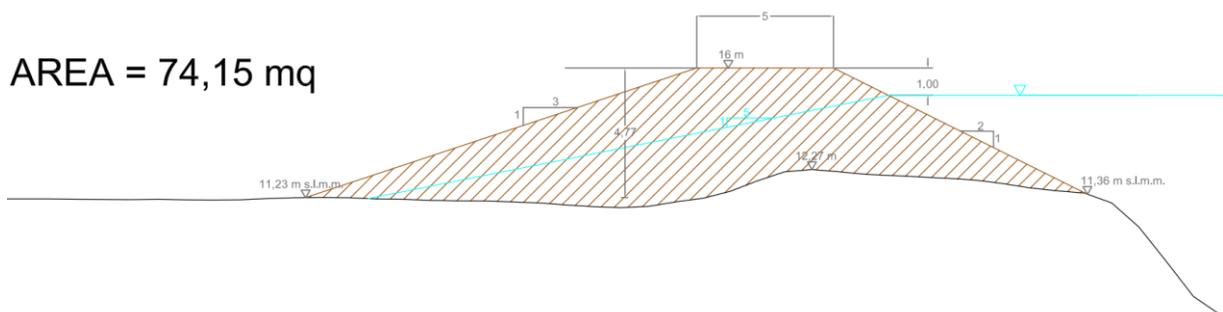


Fig. 102: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 16.

A sinistra (Fig. 102), il rilevato di sezione trapezia è da costruire nella sua interezza, facendo particolare attenzione ad una scarpata lato fiume particolarmente ripida, in cui si può pensare ad un intervento simile a quanto già proposto con l'argine destro della sezione n° 12 (Fig. 98).

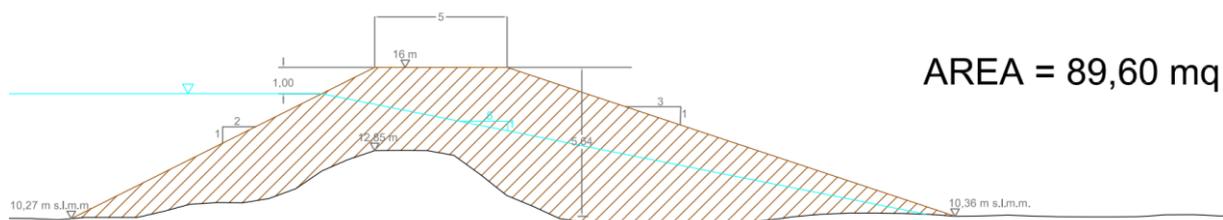


Fig. 103: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 16.

Il rinforzo dell'argine sulla destra (Fig. 103) è altrettanto importante, in particolare sul lato campagna. I rilievi evidenziano infatti una leggera concavità che rischia di essere sede di fenomeni di impaludamento che devono essere assolutamente evitati.

Si prosegue con le ultime due sezioni che sono quelle che richiedono la maggior quantità di terra per tutto il tratto che è stato analizzato. La sezione 18 è presentata nella Fig. 104.



Fig. 104: Sezione 18 con l'intervento di arginatura.

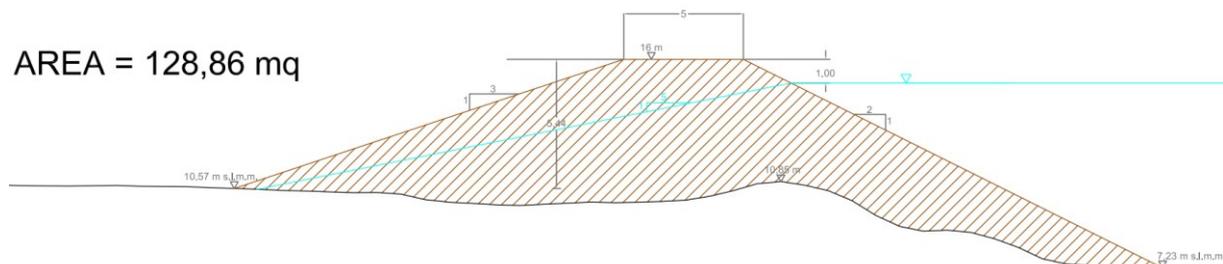


Fig. 105: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 18.

Questo in Fig. 105 è il nuovo rilevato arginale previsto per la sponda sinistra, essendo da costruire ex-novo, la quantità di terra richiesta rappresenta il picco più elevato raggiunto nell'intero studio.

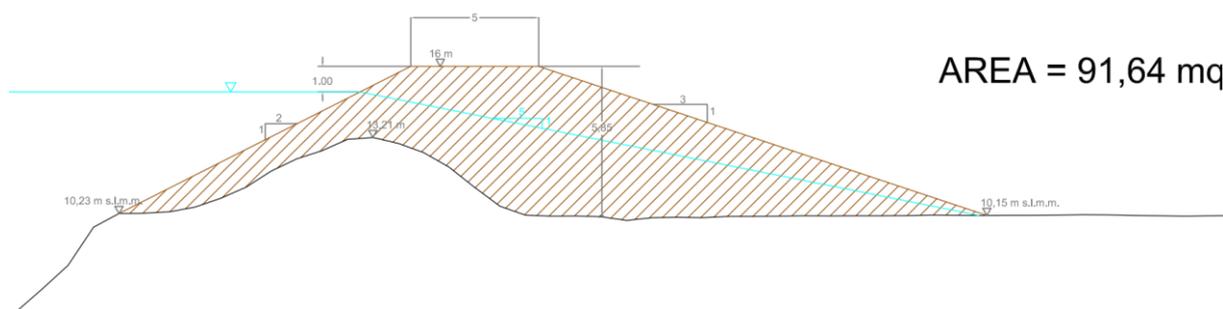


Fig. 106: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 18.

L'argine naturale destro in Fig. 106, con il suo dislivello di 3 metri rispetto al piano campagna, necessita di un sovrizzo. Inoltre, l'analisi dettagliata deve essere effettuata anche sulla scarpata lato fiume, un caso molto simile a quanto già visto nelle sezioni 12 e 16 (Figg. 98-102).

Si introduce, per concludere, l'ultima sezione del II tratto nella Fig. 107.

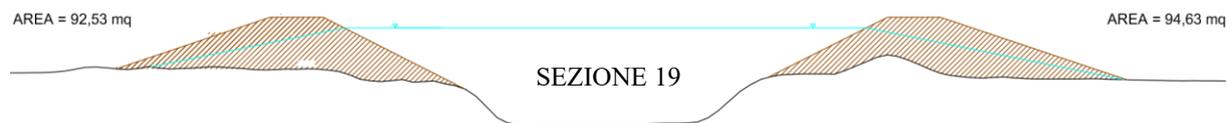


Fig. 107: Sezione 19 con l'intervento di arginatura.

È particolarmente evidente un alveo fortemente scavato con un letto per il transito della portata di magra molto meno sviluppato in larghezza rispetto ai casi precedenti.

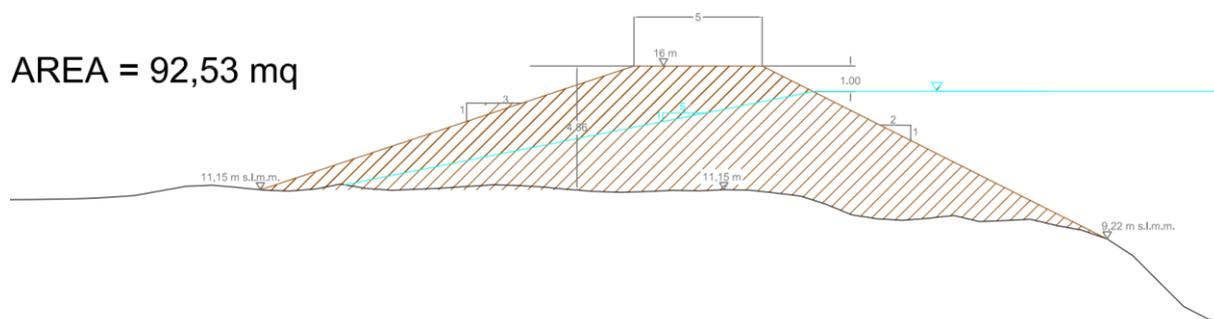


Fig. 108: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 19.

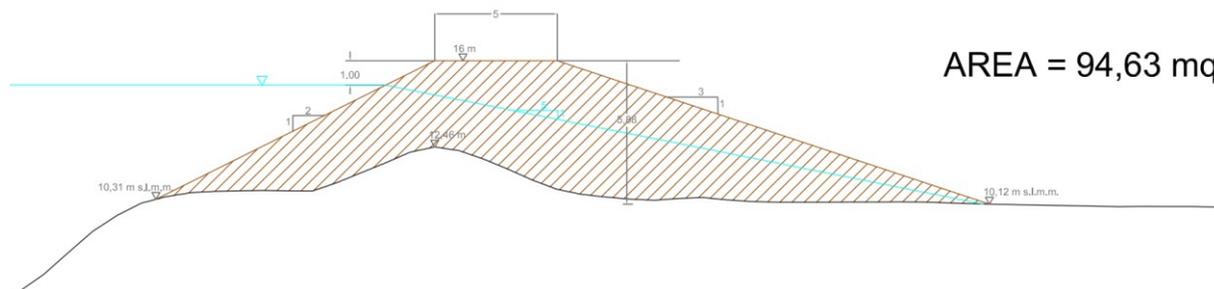


Fig. 109: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 19.

Questa ultima sezione rappresenta, con tutta probabilità, il caso in cui per entrambe le sponde (Figg. 108-109) si arriva a modificare di più la conformazione iniziale.

È da sottolineare come la soluzione di ringrosso degli argini esistenti sia applicabile solo nel caso in cui le arginature esistenti presentino caratteristiche meccaniche adeguate. È quindi necessario effettuare prove geotecniche dei terreni delle arginature per verificare tale condizione. In caso contrario, è necessario provvedere al rifacimento integrale delle arginature con terreni adatti, previa verifica dei terreni di fondazione su cui le nuove arginature devono essere realizzate

Nello sviluppo di questo studio rientrano anche possibili soluzioni in merito alla protezione delle sponde, qui non analizzate.

Proprio con il calcolo dei volumi di terreno si chiude questo capitolo sull'analisi di soluzioni di arginatura per il tratto del fiume Misa. Le aree di terreno, calcolate attraverso il software AutoCAD, devono essere sviluppate longitudinalmente, lungo l'estensione del corso d'acqua.

Le seguenti tabelle 11 e 12 contengono tutti i valori necessari per il calcolo dei volumi di terra che servono per la sistemazione di entrambi gli argini. Tra questi ci sono anche tutte le aree calcolate nell'analisi e le distanze in metri tra le varie sezioni selezionate.

Argine sinistro						
sezione	area (m <sup>2</sup> )	distanza da monte (m)	metà monte (m)	metà valle (m)	lunghezza (m)	volume (m <sup>3</sup> )
0	25,41	60	60	73	133	3379,53
2	33,1	146	73	68	141	4667,10
3	37,87	136	68	70	138	5226,06
4	42,78	140	70	72,5	142,5	6096,15
5	53,04	145	72,5	54,5	127	6736,08
6	56,88	109	54,5	64	118,5	6740,28
7	65,42	128	64	52,5	116,5	7621,43
8	66,1	105	52,5	49,5	102	6742,20
9	75,27	99	49,5	54	103,5	7790,45
10	75,49	108	54	146	200	15098,00
11	0	146	73	21,5		0,00
12	62,25	43	43	48	91	5664,75
13	84,34	96	48	61,5	109,5	9235,23
14	82,3	123	61,5	56	117,5	9670,25
15	70,55	112	56	67,5	123,5	8712,93
16	74,15	135	67,5	52,5	120	8898,00
17	76,32	105	52,5	45	97,5	7441,20
18	128,86	90	45	44	89	11468,54
19	92,53	88	44	40	84	7772,52
<b>totale</b>						<b>138960,69</b>

Tab. 11: Calcolo del volume di terreno necessario per la costruzione dell'arginatura relativamente all'argine sinistro

argine destro						
sezione	area (m <sup>2</sup> )	distanza da monte (m)	metà monte (m)	metà valle (m)	lunghezza (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	20,62	100	100	65	165	3402,30
2	28,58	130	65	98	163	4658,54
3	43,39	196	98	94,5	192,5	8352,58
4	55,88	189	94,5	85	179,5	10030,46
5	69,82	170	85	55	140	9774,80
6	77,03	110	55	85,5	140,5	10822,72
7	72,74	171	85,5	72,5	158	11492,92
8	77,57	145	72,5	51	123,5	9579,90
9	77,83	102	51	51,5	102,5	7977,58
10	82,44	103	51,5	37	88,5	7295,94
11	55,9	74	37	46,5	83,5	4667,65
12	43,17	93	46,5	46	92,5	3993,23
13	53,02	92	46	60	106	5620,12
14	60,16	120	60	86,5	146,5	8813,44
15	55,91	173	86,5	94,5	181	10119,71
16	89,6	189	94,5	56	150,5	13484,80
17	86,91	112	56	60	116	10081,56
18	91,64	120	60	42	102	9347,28
19	94,63	84	42	30	72	6813,36
					<b>totale</b>	<b>156328,87</b>

Tab. 12: Calcolo del volume di terreno necessario per la costruzione dell'arginatura relativamente all'argine destro.

Il procedimento utilizzato è un'interpolazione delle varie aree sulla base delle distanze tra due sezioni consecutive. Presa una sezione e valutata la distanza con quella che la precede e quella che la segue, si applica l'area calcolata ad una lunghezza pari a:

$$Lunghezza (m) = \frac{Distanza\ di\ monte}{2} + \frac{Distanza\ di\ valle}{2} \quad [3.28]$$

A quel punto per ogni area di riferimento, si calcola il prodotto tra quest'ultima e la sua relativa lunghezza:

$$Volume (m^3) = Area (m^2) \times Lunghezza (m) \quad [3.29]$$

L'ordine di grandezza di questi volumi è pari a  $10^5 m^3$ , un volume molto elevato, considerato anche il fatto che si tratta di una porzione del corso d'acqua di circa 2,5 km e che questa analisi si inserisce all'interno di un tratto di fiume più esteso di quello considerato.

## Conclusioni

Il cambiamento climatico è un problema che tutto il mondo sta affrontando e gli effetti li sta vivendo anche il territorio italiano. Il bacino idrografico del Misa-Nevola è una zona fragile, come tante ce ne sono in Italia, e la prevenzione di danni rappresenta un compito di vitale importanza.

L'impresa è assolutamente complessa per svariati motivi: l'ampia area su cui si deve intervenire, le grandi fragilità, oltre a delle difficoltà tecniche ed economiche che sicuramente esistono lavorando in questo ambito.

Gli studi compiuti e poi riportati in questa tesi si collocano all'interno di un percorso volto a conoscere il più possibile il territorio compreso nel bacino idrografico dei fiumi Misa e Nevola. Il compito è stato quello di lavorare su più fronti per poter avere una visione di alcuni degli aspetti che devono essere presi in considerazione nel momento in cui si ha a che fare con l'analisi del rischio idraulico.

La modellazione idrologica fornisce la possibilità di simulare, attraverso i risultati ottenuti, l'onda di piena che ha realmente colpito il bacino, cercando di farlo nella maniera più aderente possibile al reale. La comprensione di come una piena si propaga nell'area garantisce una base su cui progettare gli interventi di mitigazione del rischio idraulico, individuando possibili punti deboli e dotando chi studia il fenomeno di ulteriori informazioni per capire quale possa essere la soluzione più adatta da un punto di vista tecnico ed anche economico.

Una trattazione esemplificativa è stata data nel terzo capitolo, dopo aver analizzato tutte quelle che sono le misure di intervento per mitigare il rischio e quindi difendere il territorio, è stata proposta, nel contesto del bacino idrografico, una soluzione di arginatura a valle della confluenza. Lo studio si limita ad un tratto di pochi chilometri, è quindi inserito all'interno di un'analisi più ampia, ma, come spiegato in precedenza, è comunque significativo per la morfologia del fiume e tutti i diversi tipi di intervento presi in considerazione. Questa proposta non ha l'intento di essere una soluzione definitiva, ma una base dalla quale partire per sviluppare un progetto in cui si vada nel dettaglio; ad esempio, nei profili della scarpata o nelle opere di protezione.

## APPENDICE A

Nella prima Appendice si riportano alcuni risultati significativi non inseriti all'interno del corpo principale della tesi, col fine di poter completare il discorso trattato nel capitolo 1. Per quello che riguarda la calibrazione del modello, l'unico dettaglio da inserire riguarda il grafico ottenuto dalla variazione dei soli moltiplicatori di  $GW1$ ,  $GW2$  (Fig. 110).

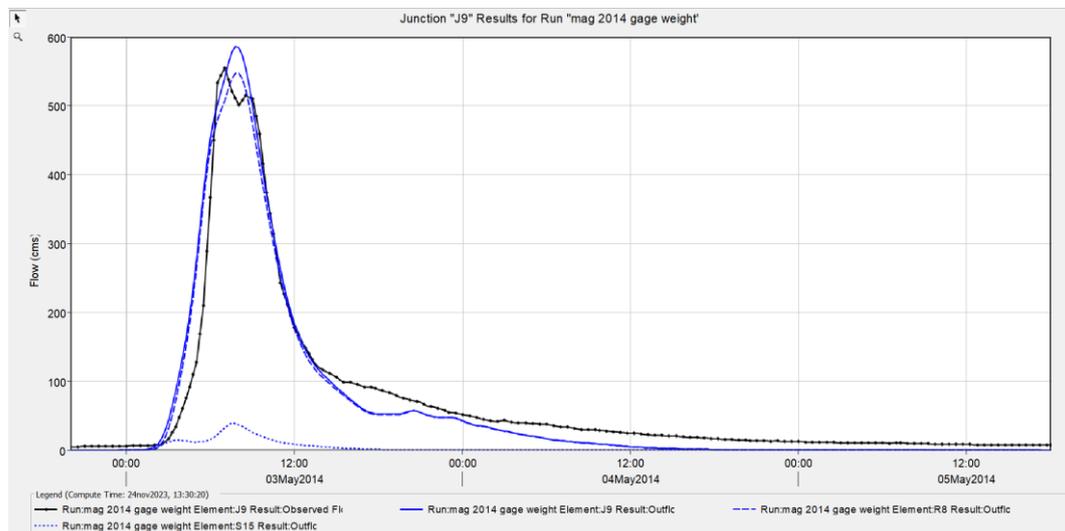


Fig. 110: Curva di piena ottenuta per valori di  $I.L. = 0$  e  $Lag\ time = 30\ min$  e  $T_C, HR$  di tabella 3 con  $Moltipl. GW1 = Moltipl. GW2 = 1,5$ .

La seconda fase della modellazione idrologica viene approfondita con alcune implementazioni, sempre in questa Appendice, con una serie di andamenti di parametri e di curve ottenute durante il procedimento.

Come prima cosa si presenta soltanto il risultato dei parametri ottimizzati e della curva ottenuta fermando l'ottimizzazione 1 a 100 iterazioni. I risultati nelle Figg. 111-112 supportano quanto detto all'interno della tesi, ovvero sono stati ottenuti dei valori ancora da affinare e distanti da una stabilità nel loro andamento.

Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value
R3	Lag - Lag	MIN	30	50,003
R4	Lag - Lag	MIN	30	25,347
S7	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,83328	2,3482
S5	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	1,64761	4,0060
S6	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	3,04093	1,2777
S8	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	2,17718	0,99890
S9	Clark Unit Hydrograph - Time of Concentration	HR	0,61628	0,79466
S7	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,83328	0,82313
S5	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	1,64761	0,75863
S6	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	3,04093	0,90900
S8	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	2,17718	0,64111
S9	Clark Unit Hydrograph - Storage Coefficient	HR	0,61628	0,34475

Fig. 111: Parametri ottimizzati per l'ottimizzazione 1.

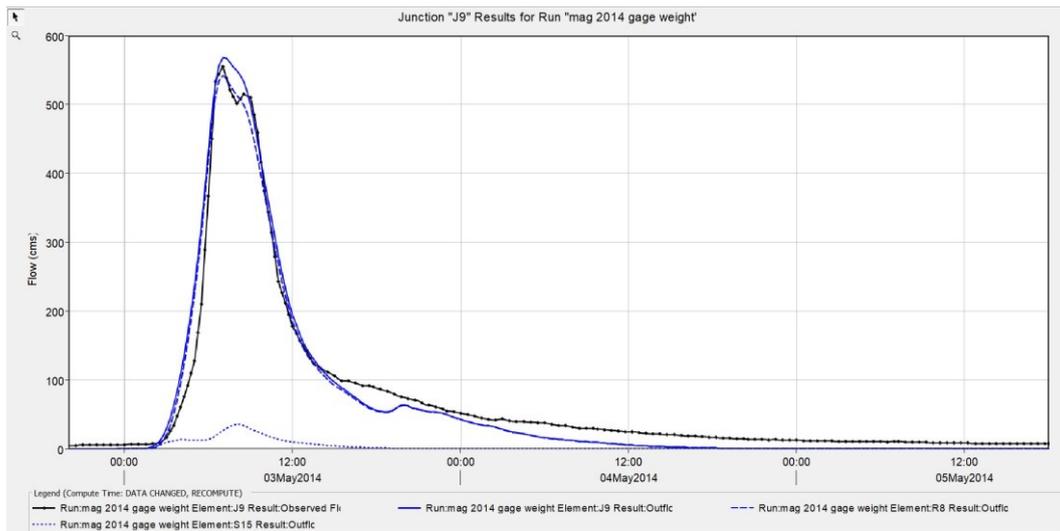


Fig. 112: Curva di piena relativa alla prima ottimizzazione.

La curva ha in realtà una buona aderenza ai risultati misurati dalla stazione idrometrica di Bettelle, dato che si parte anche da una curva risultante dalla calibrazione (Fig. 33) più che accettabile.

Dato che l'oscillazione dei parametri è pressoché la stessa per le prime due ottimizzazioni si aggiungono soltanto altri due esempi di seguito, relativamente all'ottimizzazione 2. Il parametro 6 è il *time of concentration* del sottobacino S8 e il parametro 8 è lo *storage coefficient* del sottobacino S7 e i loro andamenti per la seconda ottimizzazione sono rappresentati in Fig. 113.

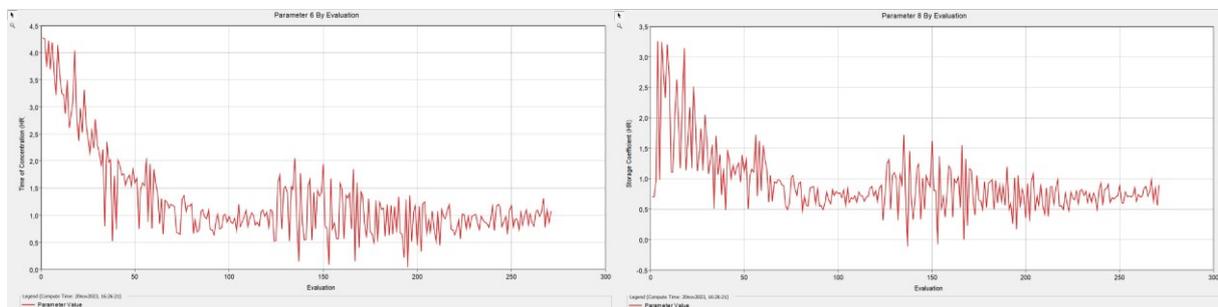


Fig. 113: Andamento di alcuni parametri per l'ottimizzazione 2.

La terza ottimizzazione inizia a far avvicinare la curva al risultato ottimale, la funzione obiettivo (Fig. 114) si conferma essere caratterizzata da un'ottima convergenza.

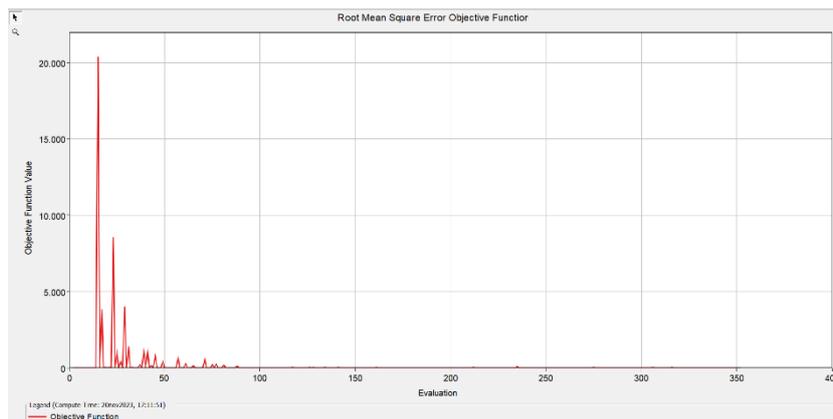


Fig. 114: Funzione obiettivo dell'ottimizzazione 3.

Si riportano gli andamenti degli stessi parametri presi in considerazione nel caso 2 che confermano l'oscillazione entro intervalli più ristretti, come mostrato in Fig. 115.

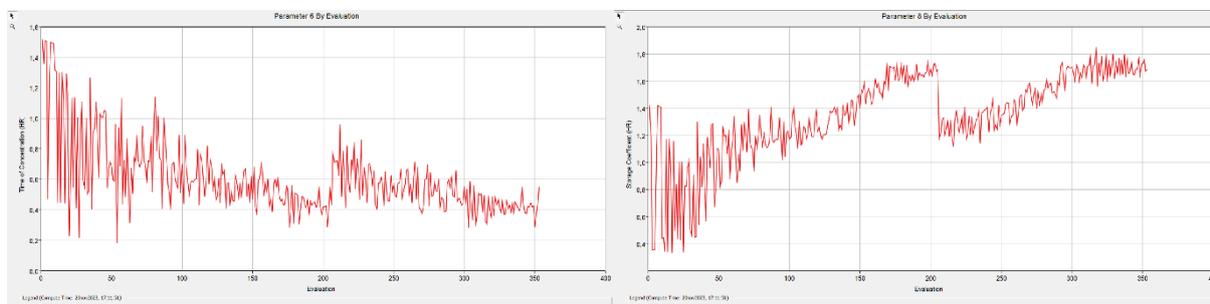


Fig. 115: Andamento di alcuni parametri per l'ottimizzazione 3.

La quarta ottimizzazione è un ulteriore passo verso il risultato finale, si riportano ancora una volta la funzione obiettivo e i due parametri presentati anche in precedenza nelle seguenti Figg. 116 e 117.

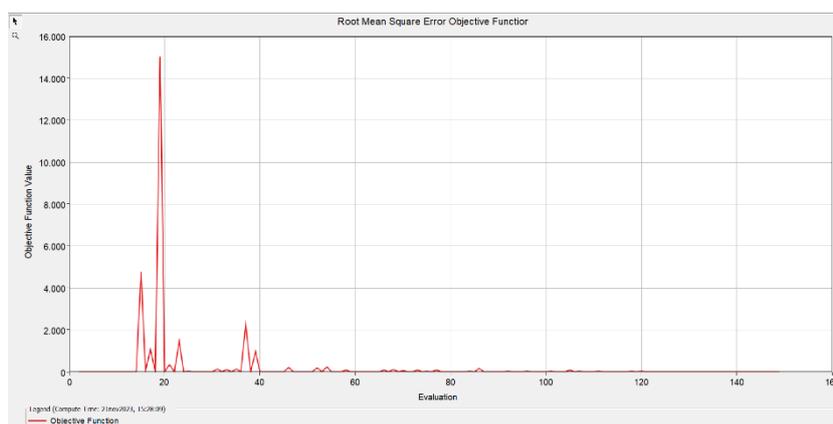


Fig. 116: Funzione obiettivo dell'ottimizzazione 4.

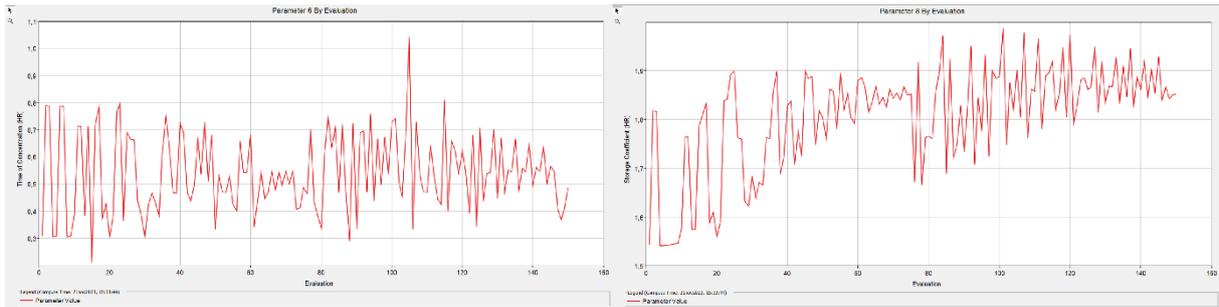


Fig. 117: Andamento di alcuni parametri per l'ottimizzazione 4.

In questa Appendice si approfondisce in maniera completa tutto quello che riguarda l'ultima ottimizzazione, per fornire quelli che sono i risultati definitivi di tutta la modellazione idrologica. Per totale accuratezza si riporta anche la funzione obiettivo (Fig. 118) che, come si può già dedurre, mostra una quasi perfetta convergenza tra curva calcolata e curva ottenuta dalle misurazioni.

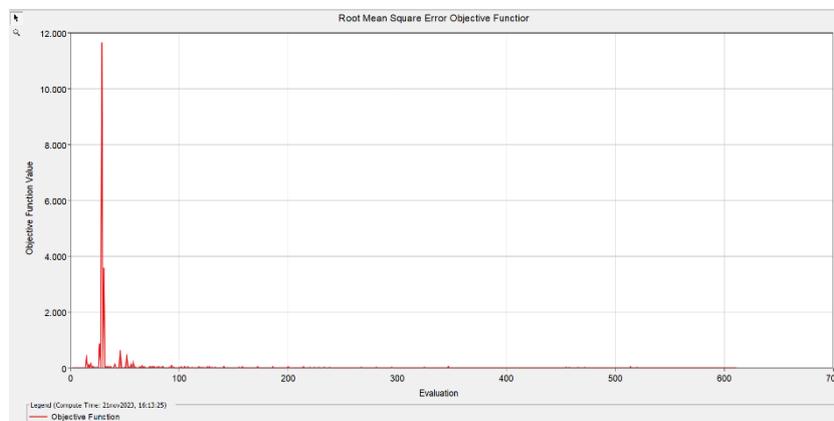


Fig. 118: Funzione obiettivo dell'ottimizzazione 5.

Da Fig. 119 a Fig. 126, si riportano i grafici di tutti i restanti parametri per avere una conferma che le oscillazioni raggiungono tutte quante un'ottima convergenza.

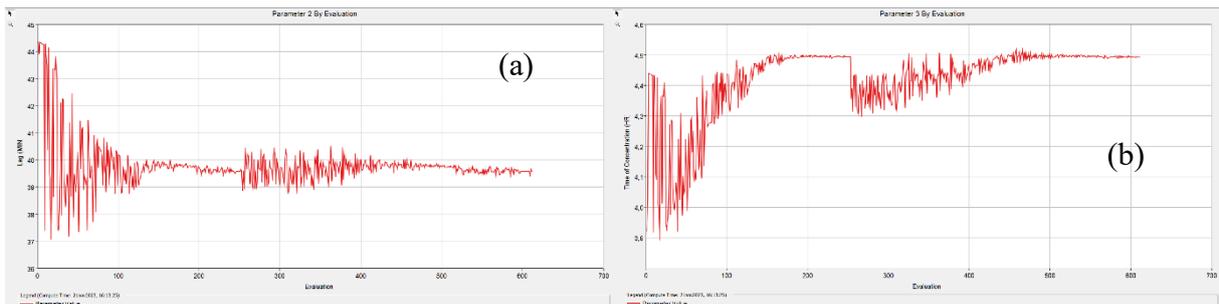


Fig. 119-120: Parametri per l'ottimizzazione 5: lag time di R4 (a) e time of concentration per S7 (b).

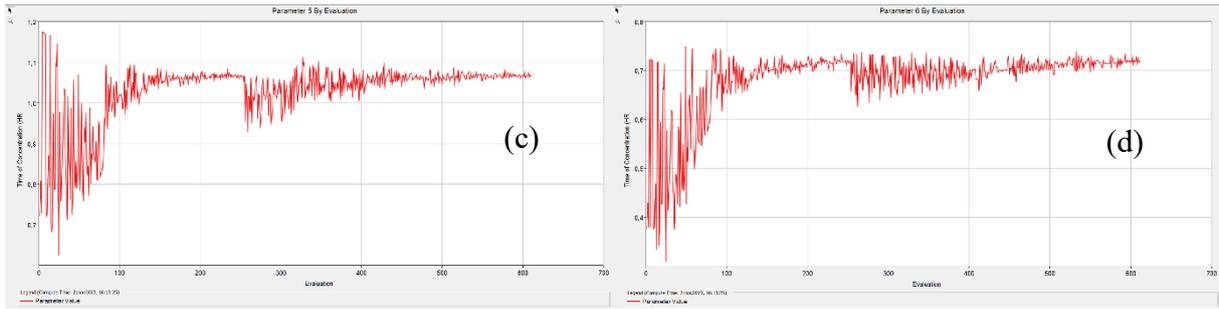


Fig. 121-122: Parametri per l'ottimizzazione 5: *time of concentration* per S6 (c) e *time of concentration* per S8 (d).

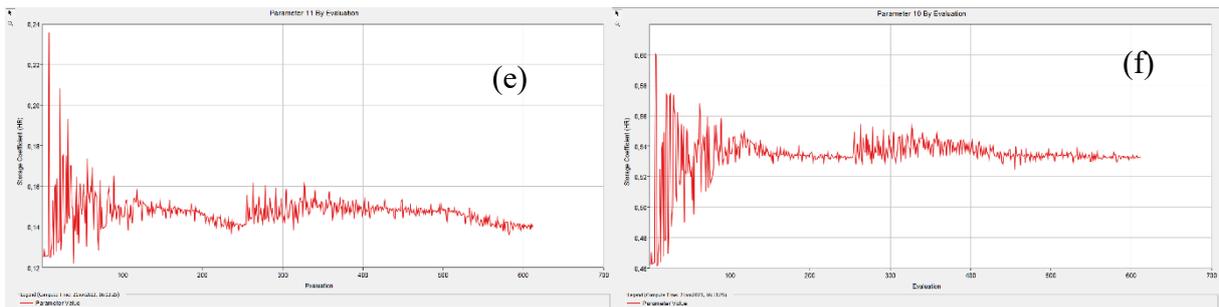


Fig. 123-124: Parametri per l'ottimizzazione 5: *storage coefficient* per S7 (e) e *storage coefficient* per S5 (f).

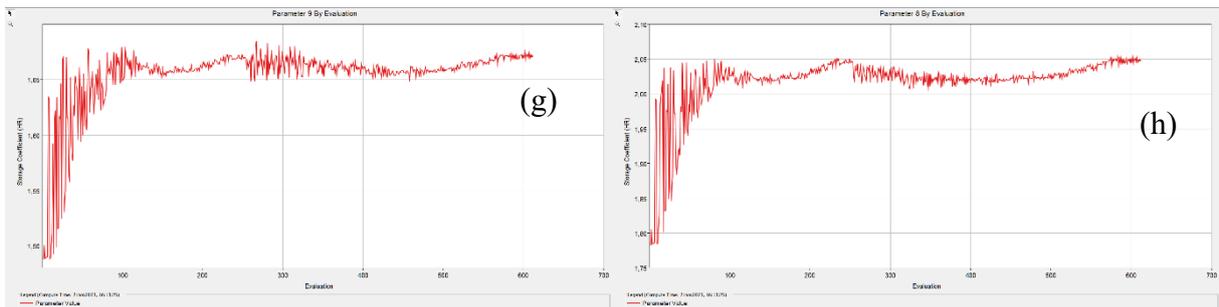


Fig. 125-126: Parametri per l'ottimizzazione 5: *storage coefficient* per S6 (g) e *storage coefficient* per S8 (h).

## APPENDICE B

Nell'Appendice B si arricchisce di dettagli l'analisi sugli interventi arginali presentata nel Capitolo 3 della tesi. Si cercano di approfondire, sempre seguendo il percorso del fiume, le varie proposte per le differenti sezioni, analizzando: come si evolve la richiesta di terreno, l'andamento delle scarpate e possibili soluzioni in più per alcuni casi.

A partire proprio da ciò che è stato proposto nel corpo principale della tesi, si inseriscono qui delle sezioni, altrettanto importanti, che non sono state specificate. Per prima la sezione 2 nelle Figg. 127-128-129:

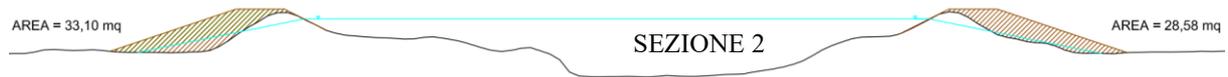


Fig. 127: Sezione 2 con l'intervento di arginatura.

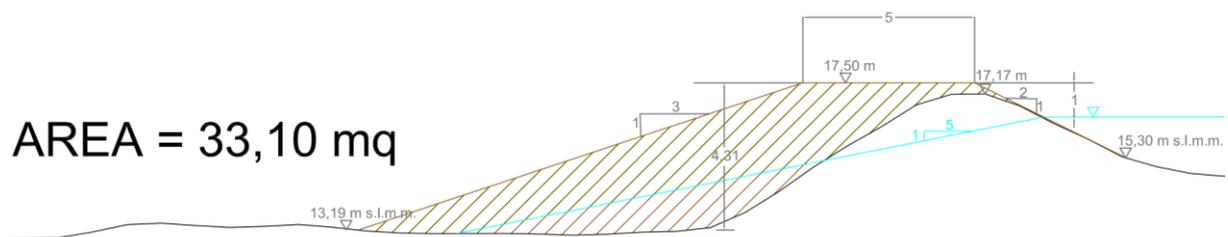


Fig. 128: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 2.

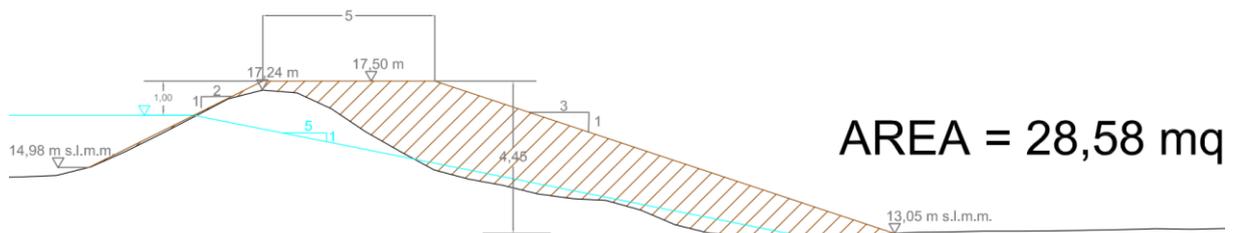


Fig. 129: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 2.

Si attesta sin da subito una diminuzione delle quote di riferimento con conseguente crescita della richiesta di terra da costruzione. Si rimane comunque in una situazione di intervento che è di riprofilatura sul lato del fiume ed un rinforzo arginale concentrato sul lato campagna.

Il tratto che contiene le sezioni 4,5,6 conferma la tendenza descritta nel paragrafo 3.2.2 ed introdotto anche parlando della sezione 2. Come dimostrazione si prende la sezione intermedia, ovvero la sezione 5 (Fig. 130):



Fig. 130: Sezione 5 con l'intervento di arginatura.

Il rilievo evidenzia anche un fosso sulla destra idrografica. Gli argini naturali si sono decisamente abbassati, l'area di terreno ha avuto un incremento consistente, come si può notare anche dai dettagli degli argini, nelle Figg. 131-132:

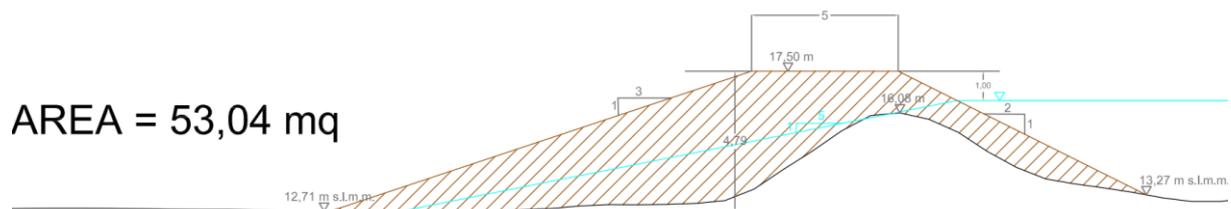


Fig. 131: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 5.

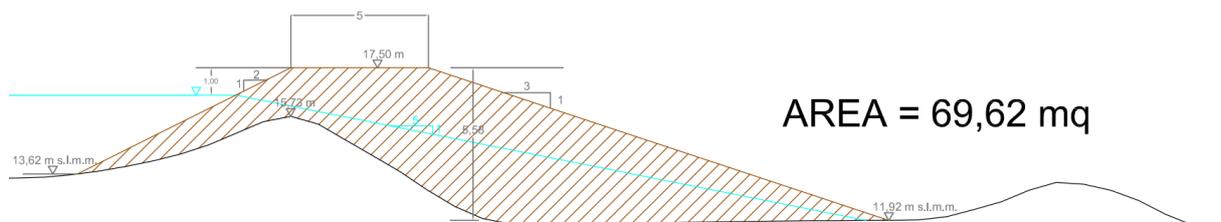


Fig. 132: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 5.

Si iniziano ad apprezzare discreti incrementi di area che corrisponderanno poi ad un volume di terra sempre più elevato, proseguendo verso valle con l'analisi.

Le sezioni 8 e 9 non hanno cambiamenti radicali se non una leggera variazione in termini di quote e di area di terreno per il rilevato. A dimostrazione di questo si riporta la sezione 9 (Fig. 133), con il dettaglio del solo argine destro (Fig. 134), che presenta l'abbassamento della quota dell'argine naturale più elevato, tra i due, in relazione alla sezione 7 presentata nel paragrafo 3.2.2 (Fig. 88).



Fig. 133: Sezione 9 con l'intervento di arginatura.

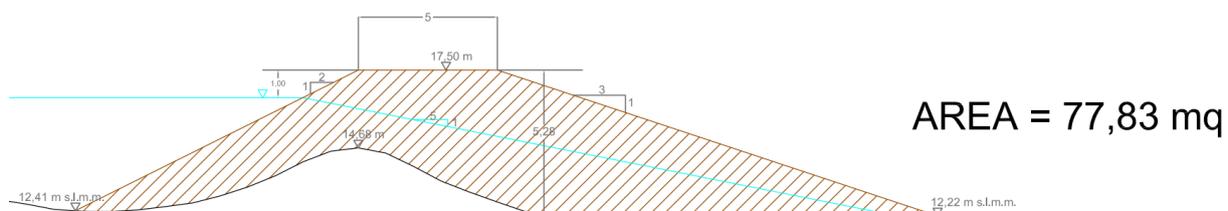


Fig. 134: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 9.

Spostandosi verso valle, dunque, è sempre più grande la richiesta di terreno e quindi la necessità di effettuare un intervento che si avvicina alla costruzione di un argine ex-novo. In questo caso la differenza di quota tra sommità della sponda naturale e piano campagna permette ancora di parlare di ringrosso arginale, ma la tendenza sarà quella appena spiegata.

Nel II tratto viene meno la regolarità che ha caratterizzato la porzione dalla sezione 0 alla sezione 10. Perciò questa ultima parte dell'Appendice B servirà per completare lo sviluppo dell'alveo fluviale rispetto a ciò che è stato inserito nel corpo principale della tesi e a descrivere altri ulteriori casi di interesse.



Fig. 135: Sezione 15 con l'intervento di arginatura.

La sezione 15, illustrata in Fig. 135, evidenzia quelle che sono le principali peculiarità di questo tratto del Misa: argine sinistro quasi assente e una sponda destra con una quota leggermente più elevata. A conferma di tutto questo ci sono i dettagli delle sponde arginali nelle Figg. 136-137.

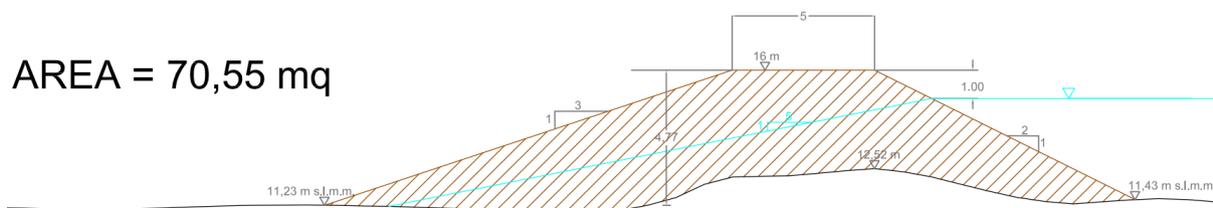


Fig. 136: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 15.

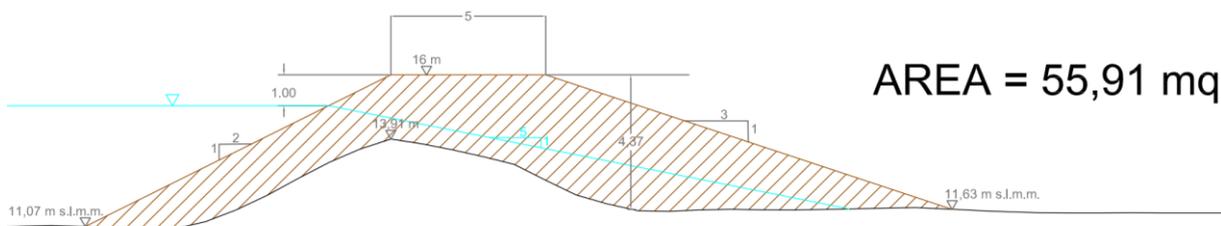


Fig. 137: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 15.

Tutto questo si può riassumere con la necessità di intervenire con grandi quantità di terreno, per garantire al fiume sponde che mantengano dentro l'alveo portate molto elevate, questo vale soprattutto per l'argine sinistro ma anche il destro ha bisogno di un ringrosso sostanziale.

Per completare quanto riportato nella tesi, si introduce qui anche la sezione 17 (Figg. 138-139-140):



Fig. 138: Sezione 17 con l'intervento di arginatura.

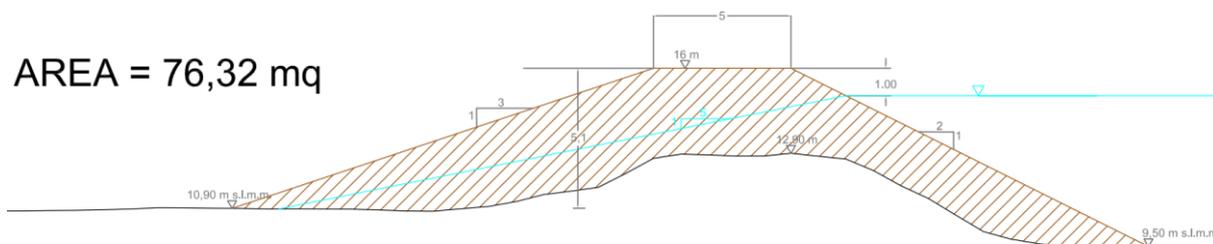


Fig. 139: Particolare del nuovo argine sinistro per la sezione 17.

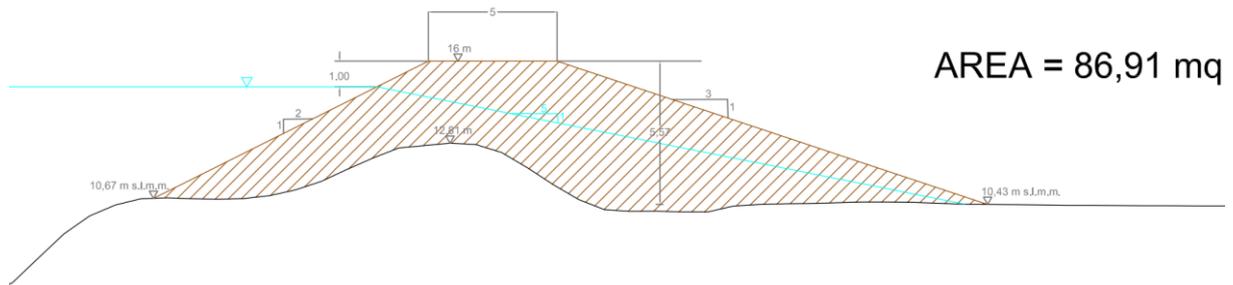


Fig. 140: Particolare del nuovo argine destro per la sezione 17.

L'evidenza è anche qui relativa alla necessità di un rinforzo sostanziale su entrambe le sponde, la particolarità è quella di un dislivello tra sommità della sponda naturale e piano campagna un po' più elevato rispetto alla media del II tratto.

## Bibliografia

[1] “Contratto di fiume per i territori del bacino idrografico dei fiumi Misa e Nevola”, Comune di Senigallia, “Quadro conoscitivo, Dossier Piani e Programmi e lineamenti del Documento Strategico Primo Rapporto Intermedio di Sintesi”, Settembre 2018.

[2] Dati forniti dal CNR-IRPI, il Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, Polaris (Popolazione a Rischio da Frana e da Inondazione in Italia), <https://polaris.irpi.cnr.it/event/alluvione-nelle-marche/>

[3] Autorità di bacino distrettuale dell’Appennino Centrale, Cartografia del Piano per l’Assetto Idrogeologico (PAI) Marche – Vigente:  
<https://www.autoridadistrettoac.it/pianificazione/bacino-idrografico/bacini-marchigiani/cartografia-pai-marche>

[4] Regione Marche – Protezione Civile e Sicurezza – Studi Meteo-Nivo-Idrologici:  
<https://www.regione.marche.it/Regione-Utile/Protezione-Civile/Progetti-e-Pubblicazioni/Studi-Meteo-Idro#Studi-Idrologici-e-Idraulici>

[5] Assetto di progetto media e bassa valle del fiume Misa, della Regione Marche, Autorità di Bacino Regionale, tratto dal sito della Regione Marche:  
[https://www.regione.marche.it/Portals/0/Paesaggio\\_Territorio\\_Urbanistica/AdB/PAIMarche/DelComIst/allegati/del160325\\_67\\_ElaboratoA.pdf](https://www.regione.marche.it/Portals/0/Paesaggio_Territorio_Urbanistica/AdB/PAIMarche/DelComIst/allegati/del160325_67_ElaboratoA.pdf)

[6] <https://www.valmisa.com/geografia>

[7] Supporto a [5], Carte geologiche regionali 1:10000 (Carte tematiche)  
<https://www.regione.marche.it/Regione-Utile/Paesaggio-Territorio-Urbanistica/Cartografia/Repertorio/Cartageologicaregionale10000>. Interessano la zona studiata le sezioni n°: 281060, 281070, 281080, 281090, 281110, 281130, 281140, 281150, 281060, 291040, 292010, 292020

[8] Regione Marche – Annali Idrologici 2014 – Parte prima, Responsabile: Dott. Geol. Maurizio Ferretti:  
[https://www.regione.marche.it/Portals/0/Protezione\\_Civile/Manuali%20e%20Studi/annale-parte-I-2014.pdf](https://www.regione.marche.it/Portals/0/Protezione_Civile/Manuali%20e%20Studi/annale-parte-I-2014.pdf), pagg. 71-72 (Tabella I), 92-93 (Tabella II), 96 (Tabella III), 99 (Tabella IV), 102 (Tabella V)

[9] SIRMIP online - Sistema Informativo Regionale Meteo-Idro-Pluviometrico, tratto dal sito web della Protezione Civile Marche:  
<http://app.protezionecivile.marche.it/sol/indexjs.sol?lang=it>

[10] Regione Marche – Annali Idrologici 2022 – Parte prima, Responsabile: Dott. Geol. Paolo Sandroni:  
[https://www.regione.marche.it/portals/0/Protezione\\_Civile/Manuali%20e%20Studi/annale-parte-I-2022.pdf](https://www.regione.marche.it/portals/0/Protezione_Civile/Manuali%20e%20Studi/annale-parte-I-2022.pdf), pagg. 89-90 (Tabella I), 113 (Tabella II), 116-117 (Tabella III), 119 (Tabella IV), 122-123 (Tabella V)

[11] Sito web della Fondazione CIMA: <https://www.cimafoundation.org/news/alluvione-marche-limportanza-dei-dati-satellitari>

- [12] Sito Web ufficiale di HEC-HMS: Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti - Centro di ingegneria idrologica: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>
- [13] “Manuale di idrologia per la progettazione” di Emilio Usai, Casa editrice HOEPLI, Anno 2012
- [14] Sito Web ufficiale di HEC-HMS: Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti - Centro di ingegneria idrologica – HEC HMS User’s Manual, versione 4.2: [https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS\\_Users\\_Manual\\_4.2.pdf](https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Users_Manual_4.2.pdf)
- [15] Sito Web ufficiale di HEC-HMS: Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti - Centro di ingegneria idrologica: <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/hmsdocs/hmsum/4.9/model-optimization/optimization-trials>
- [16] Sito web della Protezione Civile: <https://www.protezionecivile.gov.it/it/approfondimento/descrizione-del-rischio-meteo-idrogeologico-e-idraulico>.
- [17] “Geografia fisica” di Arthur N. Strahler, Edizione italiana a cura di G.B. Pellegrini, U. Sauro, G. Zanon, 1984, Dipartimento di Geografia dell’Università di Padova. Capitolo 25 – Le forme del rilievo modellate dalle acque correnti.
- [18] “Sistemazione dei corsi d’acqua” di Luigi Da Deppo, Claudio Datei e Paolo Salandin; Edizioni Progetto Padova, undicesima edizione A.A. 2018/2019, Università degli Studi di Padova.
- [19] “Fondamenti di costruzioni idrauliche” di Gianfranco Becciu e Alessandro Paoletti, casa editrice UTET.
- [20] Consorzio Bonifica Marche – invasi artificiali: <https://www.bonificamarche.it/cosa-gestiamo/gli-invasi-artificiali/>
- [21] Dispense di Costruzioni Idrauliche del Prof. Ignazio Mantica.
- [22] Decreto Legislativo del 3 aprile 2006 – Testo unico ambientale, Articolo 114 – Dighe: <https://www.gazzettaufficiale.it/dettaglio/codici/materiaAmbientale>
- [23] Regione Marche, Autorità di Bacino Regionale. Piano di Assetto Idrogeologico, Norme di Attuazione (NTA): [https://www.regione.marche.it/Portals/0/Paesaggio\\_Territorio\\_Urbanistica/AdB/PAIMarche/PrimaAdozione/NORME%20DI%20ATTUAZIONE.pdf](https://www.regione.marche.it/Portals/0/Paesaggio_Territorio_Urbanistica/AdB/PAIMarche/PrimaAdozione/NORME%20DI%20ATTUAZIONE.pdf)

## **Ringraziamenti**

In questa ultima parte della mia tesi ci tengo a ringraziare quelle persone che sono state sempre al mio fianco e senza le quali questo percorso sarebbe stato molto più complesso.

Per primi i miei genitori che mi hanno sempre supportato ed anche sopportato nelle giornate no. Li ringrazio perché è grazie a loro se sono arrivato a questo punto, hanno sempre avuto fiducia in me, mi hanno sostenuto in qualsiasi istante e non mi hanno fatto mai mancare nulla. Oltre al grazie, vorrei dire loro che gli voglio bene.

Ringrazio i parenti, le nonne e gli zii, in particolare nonna Maria Teresa e zia Barbara, lunghi pomeriggi passati insieme a prendere il tè, per staccare dalle pesanti giornate di studio, a parlare del più e del meno, anche loro hanno sempre creduto in me e fatto sentire tutto il loro sostegno.

In questa lista non possono mancare i miei amici, con i quali abbiamo passato momenti di spensieratezza ma che, quando ce n'è stato bisogno, erano lì pronti ad incoraggiarmi. Grazie a loro ho capito davvero quale sia il significato dell'amicizia e spero tutto ciò possa continuare anche negli anni a venire.

Ringrazio inoltre coloro che mi hanno aiutato nel lavoro di tirocinio e nella redazione di questa tesi, ovvero la relatrice Professoressa Giovanna Darvini e la correlatrice Ing. Martina Gambadori. I loro consigli mi hanno permesso di arricchire il bagaglio di conoscenze e approfondire un tema che fin dall'inizio degli studi mi affascinava.

Con loro, ci tengo a ringraziare tutti i professori ed insegnanti che ho avuto durante tutto il mio percorso perché ognuno di loro mi ha lasciato qualcosa per poter crescere come studente e soprattutto come persona.