



**Università degli Studi di Padova**

---

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

## **Moderazione dei colmi di piena nel fiume Piave operata dal serbatoio di Pieve di Cadore**

Studente:

**Riccardo Saggiani**

Matricola 1020264

Relatore:

**Prof. Luigi D'Alpaos**

Correlatore:

**Dott. Ing. Luana Stefanon**

---

Anno Accademico 2013-2014



# Indice

<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>1 Inquadramento Territoriale e Storico</b>	<b>3</b>
1.1 Il Piave . . . . .	3
1.1.1 Le origini del fiume Piave . . . . .	3
1.1.2 La valle del Piave . . . . .	4
1.1.3 Opere di sistemazione nel fiume Piave del passato . . . . .	5
1.2 La diga di Pieve di Cadore . . . . .	7
1.2.1 Caratteristiche della diga . . . . .	8
1.2.2 Opere di scarico . . . . .	10
1.2.3 Conseguenze nell’equilibrio del territorio causate dalla costru- zione della diga . . . . .	13
1.3 Opportunità territoriali legate al lago di Centro Cadore . . . . .	15
<b>2 Modello di Propagazione delle Piene</b>	<b>21</b>
2.1 Il modello bidimensionale . . . . .	21
2.1.1 Equazioni bidimensionali del moto . . . . .	21
2.1.2 Transizione asciutto-bagnato: la media di fase . . . . .	22
2.2 Gli elementi monodimensionali . . . . .	25
2.2.1 Elementi monodimensionali “speciali” . . . . .	25
2.3 Condizioni al contorno . . . . .	30
<b>3 Schematizzazione del Dominio di Calcolo</b>	<b>31</b>
3.1 Delimitazione dell’area di studio . . . . .	31
3.2 Organi idraulici presenti nel dominio di calcolo . . . . .	32
3.2.1 Traversa di Soverzene . . . . .	32
3.2.2 Diga di Pieve di Cadore . . . . .	33
3.3 Dati cartografici, rilievi topografici e aerofotogrammetrici utilizzati .	35
3.3.1 Tratto d’alveo compreso tra la diga di Pieve di Cadore e Belluno	35
3.3.2 Bacino di Pieve di Cadore . . . . .	38
3.4 Modellazione matematica del territorio . . . . .	38
3.4.1 Tratto d’alveo compreso tra Pieve di Cadore e Belluno . . .	40
3.4.2 Serbatoio di Pieve di Cadore . . . . .	41
3.4.3 Caratteristiche dei tronchi speciali utilizzati e scelta dei coefficienti di scabrezza . . . . .	46

<b>4</b>	<b>Effetti di un diverso raffinamento del reticolo di calcolo sui risultati delle simulazioni</b>	<b>53</b>
4.1	Condizioni al contorno utilizzate per effettuare il confronto tra la vecchia mesh e quella di nuova realizzazione . . . . .	53
4.2	Risultati ottenuti dal confronto . . . . .	54
<b>5</b>	<b>Analisi della moderazione dei colmi di piena prodotta dal serbatoio di Pieve di Cadore</b>	<b>61</b>
5.1	Ricostruzione cinematica della piena del 3-5 Novembre 1966 per il tratto d'alveo compreso tra il bacino di Pieve di Cadore e Belluno .	61
5.1.1	Valutazioni probabilistiche per la massima piena di progetto	63
5.2	Simulazioni . . . . .	64
5.2.1	Moderazione della piena del 1966 mediante svaso preventivo del serbatoio di Pieve di Cadore con gli attuali organi di scarico	68
5.2.2	Moderazione della piena del 1966 mediante svaso preventivo del serbatoio di Pieve di Cadore con un adeguato aumento degli organi di scarico . . . . .	75
5.2.3	Osservazioni di carattere generale in riferimento alle simulazioni	77
	<b>Conclusioni</b>	<b>81</b>
<b>A</b>	<b>Invasi utilizzati per laminare le piene</b>	<b>87</b>
A.1	Equazioni dei serbatoi ad uso di piena . . . . .	87
A.1.1	Scarichi a battente e a sfioro libero . . . . .	88
A.2	Metodo di risoluzione alle differenze finite . . . . .	91

# Introduzione

Dopo una breve ma intensa ricerca dell'argomento da approfondire nell'elaborato finale a completamento degli studi di laurea magistrale, ho accettato la proposta del *dipartimento ICEA* su uno studio sulla moderazione dei colmi di piena nel fiume *Piave* operata dal serbatoio di *Pieve di Cadore*.

Ho accettato perché ero, e ne sono tutt'ora convinto, che investire del tempo nel cercare di analizzare un simile problema poteva essere un investimento conoscitivo personale di notevole importanza e, allo stesso modo potevo contribuire, nel mio piccolo, a dare un apporto all'*Idraulica* per risolvere delle questioni legate alla zona oggetto di studio. Il tratto di alveo esaminato si estende dalla zona del bacino di *Pieve di Cadore* per terminare a *Belluno* presso *Ponte della Vittoria*, sezione idrografica di chiusura scelta per delimitare il dominio di calcolo. All'area in esame appartengono due manufatti di notevole importanza che costituiscono parte del sistema dell'impianto *Piave-Boite-Maè-Vajont*: la *Diga di Pieve di Cadore* e la *Traversa di Soverzene*.

Il *Lago di Centro Cadore*, formatosi in seguito alla costruzione della diga di *Pieve di Cadore*, nasce come bacino per produrre energia elettrica e per l'irrigazione. Nel corso dei decenni le cose sono cambiate, il lago è diventato una risorsa per il turismo e come tale, secondo la maggior parte dei cittadini che popolano la zona del *Cadore*, dovrebbe essere trattato considerando anche fattori estetici e paesaggistici. La popolazione interessata però si trova, ormai da anni, a scontrarsi con gli interminabili problemi causati dagli svasi continui e sempre più frequenti, soprattutto durante la stagione autunnale a partire da settembre, decisi dall'*ENEL*, ente che gestisce gli impianti. Di fatto, il basso livello del lago non è un buon biglietto da visita per i turisti che scelgono di venire a trascorrere dei periodi di relax nella zona del bacino. Altrettanto vero è che, in previsione di un evento eccezionale, se il serbatoio non fosse svasato in modo adeguato al fine di laminare parte del volume di piena, questa rischierebbe di creare dei grossi pericoli per il tratto di fiume che si trova più a valle; infatti, secondo delle stime, da *Zenson* al mare nelle attuali condizioni possono transitare in sicurezza 'solamente' circa  $3000\text{ m}^3/\text{s}$ .

Inizialmente il lavoro che si era prospettato consisteva nel costruire una nuova mesh di calcolo più raffinata rispetto a quella già in uso nel *Dipartimento ICEA dell'Università di Padova*, così da poter analizzare i fenomeni di piena più dettagliatamente e confrontarli paragonandoli alla mesh più grossolana. Costruito il dominio di calcolo e confrontati i risultati ottenuti con le due mesh si è pensato di prendere in considerazione diverse ipotesi di funzionamento del serbatoio cercando di capire, per ognuna di esse, quali fossero le differenze nella propagazione di una

piena lungo il corso del *Piave* considerate diverse condizioni iniziali di riempimento del serbatoio di *Pieve di Cadore*.

L'approccio scelto segue quello considerato nello studio dei Professori Ghetti, A. and Berti, L. and Scardellato, E. (1970) che è stato sviluppato mediante la modellazione matematica e, in particolare, mediante un modello bidimensionale agli elementi finiti. Il modello è stato sviluppato all'interno del *Dipartimento ICEA (ex IMAGE) dell'Università di Padova* e si basa sulla soluzione delle equazioni di *De Saint Venant*, che descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile.

Le simulazioni condotte allo scopo di esaminare la riduzione dei colmi di piena indotti da un funzionamento antipiena della diga di Pieve di Cadore possono essere divise in due gruppi principali:

- Nel primo gruppo sono stati presi in considerazione tre diversi livelli iniziali all'interno del serbatoio di *Pieve di Cadore*, supposto regolato solo attraverso gli scarichi già esistenti; si è simulato lo sviluppo della piena del Novembre 1966 lungo il corso del *Piave* a valle della diga di *Pieve* osservando l'effetto di moderazione in svariate sezioni poste in punti chiave del percorso.
- Nel secondo gruppo sono state prese in considerazione le stesse condizioni di riempimento del bacino utilizzate per il primo gruppo di simulazioni potenziando gli scarichi esistenti e, di conseguenza, anche la funzione antipiena del serbatoio; si è simulato lo sviluppo della piena del Novembre 1966 lungo il corso del *Piave* a valle della diga di *Pieve* osservando l'effetto di moderazione in svariate sezioni poste in punti chiave del percorso. In questo modo è stato adattato il funzionamento irriguo/idroelettrico del serbatoio a un funzionamento antipiena e si sono valutate quali possono essere effettivamente i benefici massimi in termini di riduzione dei colmi di piena conseguenti all'utilizzo di questo serbatoio.

Per cercare di eseguire quest'analisi si è scelto di far propagare l'idrogramma relativo all'evento di piena, di assoluta importanza, del 3 – 5 *Novembre* 1966 calcolato dal *Professor Ghetti* nello *Studio per la sistemazione del Piave a difesa dalle piene (1970)*.

Le simulazioni effettuate sono state riportate nel Capitolo 5; nel capitolo in questione sono state descritte tutte le ipotesi assunte per le ricostruzioni cinematiche delle piene analizzate e, nello stesso, è stata posta particolare attenzione alle osservazioni dei risultati ottenuti. L'analisi idraulica che si è svolta nell'elaborato è corredata da una serie di considerazioni che non si limitano al solo contenuto idraulico, ma tengono conto anche dell'aspetto ambientale, naturalistico ed economico del territorio e della popolazione che vi abita.

# Capitolo 1

## Inquadramento Territoriale e Storico

### 1.1 Il Piave

Le epiche battaglie aspramente combattute e vinte dall'eroismo della nostra gente nel 1918, sulle rive del *Piave*, hanno riempito di gloria il suo nome in tutto il popolo italiano, tutti conoscono il *Fiume Sacro alla Patria*.

#### 1.1.1 Le origini del fiume Piave

Per quanto sia generalmente ammesso che il *Piave* abbia origine da un torrente nascente dalle falde meridionali del monte *Peralba* (2693 m s.l.m.m.), da altri si vuole che l'asta iniziale del fiume sia costituita dal rivo formato dall'unione di due corsi d'acqua scendenti dal tratto della catena principale delle *Alpi Carniche* formandosi nella valle *Visdende*. Esaminate invece dal punto di vista geomorfologico le valli, incise dai due torrenti, appare con evidenza che quella di *Sappada* è più antica della valle *Visdende* e costituisce la continuità dell'alta valle del *Piave* per la quale è longitudinale da *Sappada* verso sud. Tenuto presente questo importante fattore geofisico e considerato che le documentazioni storiche e cartografiche dimostrano che il ramo scendente dalla val *Visdende* non ebbe mai il nome di *Piave*, mentre lo conservò per i secoli il corso di *Sappada*, la denominazione di fiume principale od asta dorsale spetta al ramo iniziale che nasce dalle falde meridionali del monte *Peralba*.

I primi documenti in cui è citato il fiume *Piave* risalgono ancor prima della *Serenissima Repubblica*, è da allora che in tutta la letteratura idraulica e negli atti del *Magistrato alle Acque* si fa riferimento 'alla *Piave*, la *Piave*, della *Piave*'. Inizialmente il sostantivo era di genere femminile, ma fu proprio durante la *Prima Guerra Mondiale* che le migliaia di ufficiali e soldati che si avvicendarono a presidiare il *Fiume Sacro* gli assegnarono il genere maschile abituando gli italiani a considerarlo tale.

Per quanto riguarda il corso antico del fiume è strano che gli scrittori (da *Tito Livio* a *Plinio*) che passarono in rassegna l'idrografia veneta, non fecero mai cenno al *Piave* il quale, in ordine di importanza idrografica, è tra i più rilevanti fiumi d'*Italia* ed il terzo del *Veneto* con la sua lunghezza di 231 km.

È altrettanto strano che, ancora immediatamente a valle di *Soverzene*, il *Piave*, è decisamente rivolto al *Lago di Santa Croce* ma, giunto ad est di *Ponte nelle Alpi* con un grandioso meandro inverte la sua direzione per incanalarsi in un'angusta gola e portarsi in *Val Belluna*. Questo ultimo fenomeno ha dato origine a numerose interpretazioni: tra queste la più avvalorata, anche dall'autorità di qualche specialista, fu che il *Piave* in epoche esostoriche passasse per la valle *Lapisina* e, giunto in pianura, si ramificasse in alvei che raggiungevano i sistemi idrografici del *Sile* e del *Livenza* per così far defluire le acque verso mare. Un cataclisma avrebbe determinato la frana del monte *Sochero* e l'ostruzione della valle, deviando il corso del fiume verso la *Val Belluna* ed originando i laghi *Lapisini* (*Santa Croce* e *lago Morto*).

Uno dei geologi italiani che si occuparono del problema (*E. Sacco*) dimostrò che nel periodo sahariano la valle del *Piave* accolse un immenso ghiacciaio il quale, sboccando nel vastissimo bacino *Alpago-Belluno-Feltre*, presentava come emissari tre rami:

- uno occidentale che si dovette collegare con quello del *Cismon* e del *Brenta*;
- uno diretto a mezzogiorno al termine del bacino bellunese che si identifica con l'attuale dorsale idrografica del *Piave*;
- il terzo rivolto a *Fadalto-Vittorio* ossia il ramo *Lapisino* che doveva essere il più diretto sbocco del ghiacciaio del *Piave* verso la pianura.

Questo terzo ramo è quello che costruì l'ampio anfiteatro morenico di *Vittorio Veneto*. Il *lago di Santa Croce* e il *lago Morto* rappresentano le depressioni più profonde di questo antico alveo glaciale e devono in parte la loro origine all'azione protettrice della massa glaciale.

Il silenzio di *Plinio* invece è giustificato dai ricordi che portano a dimostrare che *Piave* e *Sile* pur essendo due fiumi diversi sboccavano in un'unica foce; l'ipotesi è avvalorata dalle condizioni altimetriche della zona tali da consentire che durante le piene le acque del *Piave*, esondate a *Nervesa*, potessero giungere facilmente nel *Sile* seguendo la naturale inclinazione dei terreni. La cronologia delle piene e delle rotte del *Piave*, dimostra che *Nervesa* è da sempre il punto più vulnerabile del fiume il quale ha continuato a rompere e travolgere i ripari di sponda in quella località per riversarsi nella *Marca Trevigiana* verso il *Sile*. E questo nei tempi in cui esistevano le opere di contenimento e le difese arginali. È logico supporre che nelle epoche precedenti, quando tali ripari non esistevano, le disalveazioni e lo scarico in *Sile* delle acque di piena nonché delle ghiaie e sabbie da esse trasportate sia stato molto più frequente ed intenso.

### 1.1.2 La valle del Piave

Il *Piave* ha origine dal gruppo montuoso del *Peralba* (*Pietra bianca*) all'estremo nord-orientale del *Comelico*. Fino a *Ponte nelle Alpi* presso *Belluno* il *Piave* taglia quasi normalmente l'andamento delle stratificazioni dolomitiche, esso incide profondamente le svariate rocce che formano il basamento della regione attraversata, dando luogo ad una valle spesso angusta e profonda.



A *Ponte nelle Alpi* le caratteristiche del paesaggio cambiano bruscamente. In questo tratto la valle è ampia, a fondo piatto ed a fianchi relativamente dolci; l'ampio vallone bellunese che arriva fino nei dintorni di *Feltre* è in netto contrasto con la valle, prevalentemente di origine erosiva del tratto precedente.

Dalla zona feltrina, precisamente a *Busche*, il *Piave* abbandona l'ampia vallata longitudinale, per entrare in una valle trasversale relativamente ristretta che taglia normalmente la catena del *Grappa-Cesen-Col Visentin*. Fenomeni di cattura esercitati dal torrente *Raboso* e dal torrente *Soligo* scendenti dalle colline di *Valdobbiadene* e dalla regione della *Lapisinia*, favorirono la deviazione delle acque verso oriente. Il fiume si trovò così di fronte al colle del *Montello*, probabilmente meno elevato rispetto la quota attuale, che superò ed incise profondamente dando luogo alla storica stretta di *Nervesa*.

Sboccato finalmente in pianura, con gli abbondanti detriti ghiaioso-sabbiosi trasportati nei periodi di piena, esso diede luogo alla vasta conoide di alluvioni distese a ventaglio dell'alta Trevigiana, al cui estremo meridionale, a contatto con i sottostanti terreni argillosi affiorano le acque della ben nota zona delle risorgive.

Nel suo corso, dal gruppo montuoso del *Peralba* alla stretta di *Nervesa*, il *Piave* riceve molti affluenti sia dal fianco di destra, sia da quello di sinistra. I più importanti in destra idrografica sono: *il Padola, l'Ansiei, il Boite, il Maè, l'Ardo di Belluno, il Cordevole, il Mis, il Caorame, il Sonna ed il Tegerzo; il Piova, il Cridola, il Vajont, la Zigogna, la Limana, la Rimonta, il Raboso e il Soligo* sulla sinistra. Fatta eccezione a qualche tratto dell'alto *Ansiei* e di qualche altro corso di minore importanza, tutte le valli percorse da questi numerosi affluenti hanno un decorso quasi esclusivamente trasversale.

### 1.1.3 Opere di sistemazione nel fiume Piave del passato

Probabilmente già nei secoli passati si sono presentate piene di entità paragonabile a quella del 1966 (e in tempi a noi abbastanza vicini ne dà conferma, pur con le incerte notizie che se ne hanno come la tristemente disastrosa piena del 1882); ma la situazione del territorio era ben diversa da quella attuale.

Nella parte alta della pianura, dopo l'uscita dal bacino montano, il *Piave* (come gli altri fiumi veneti che scendono dalla catena delle *Alpi*) corre espanso su un ampio letto, inciso in un tavolato di grossolane alluvioni, della larghezza anche d'oltre 3 km. Il corso si ramifica in numerosi alvei affiancati e indipendenti, abbastanza stabili nei periodi delle magre o delle acque medie, e che solo nel caso delle grandi piene vengono sommersi e uniti in un unico alveo.

Senza opere di protezione e di fissazione delle sponde, divagazioni per causa di piena di un simile corso da caratteri ancora torrentizi sono possibili, e del loro verificarsi nel passato si hanno numerose tracce e indicazioni.

Da questo sistema ramificato e di forte pendenza nelle alluvioni grossolane il fiume passa bruscamente nella fascia bassa dei terreni fini e compatti, che si estende fino al mare per una larghezza di una ventina di km su tutto l'arco della costa veneta settentrionale. Qui il fiume modifica completamente il proprio aspetto morfologico, assumendo con piccole pendenze un corso unicursale a meandri, tipico delle basse pianure.

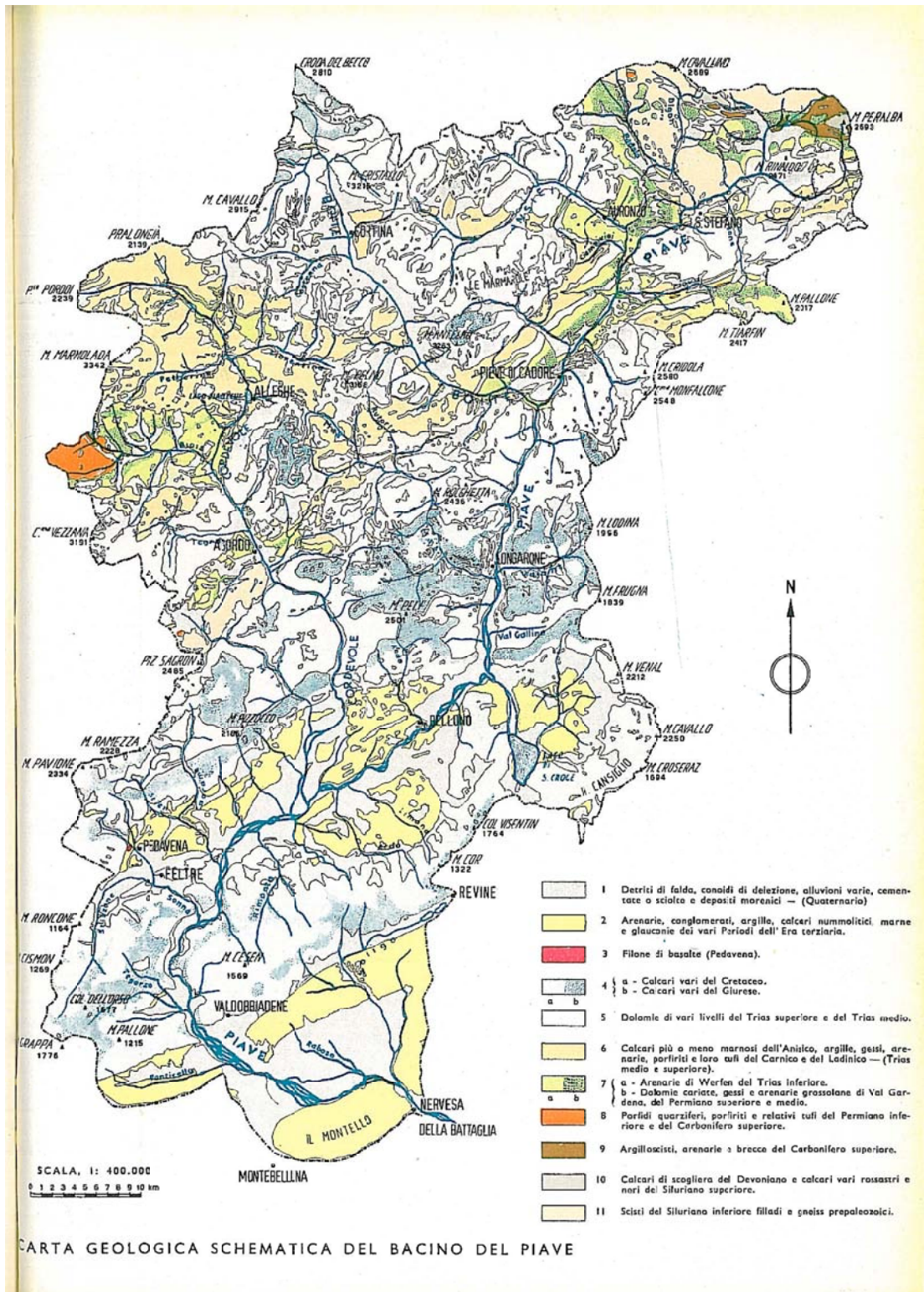


Figura 1.1: Carta geologica schematizzata del Bacino del Piave da G. Dal Piaz (1952).

Anticamente quest'ultima zona era sede di paludi ed acquitrini, ove si spargevano le acque di piena provenienti con irruenza dal corso superiore del fiume.

Questa circostanza spiega la capacità di portata abbastanza limitata in confronto alle massime punte di piena che il fiume ha naturalmente assunto nella formazione dell'alveo vallivo.

Le esigenze della vita umana portarono progressivamente ad impedire le inondazioni con la costruzione di arginature; queste cominciarono nella parte alta del territorio, dove erano allora gli insediamenti più importanti.

I Veneziani, per difendere la pianura in destra del fiume e la stessa laguna di *Venezia*, costruirono il celebre *argine di San Marco*, ultimato nel 1543 e tuttora efficiente. Esso è in ritiro dalla sponda dell'alveo ed ha tracciato il più dritto possibile. Da *Nervesa* a *Maserada* opere di difesa di sponda (i 'murazzi') furono realizzati in forma stabile; la *Serenissima* nel 1509 inviò sul posto il celebre architetto Fra Giovanni Giocondo, il quale progettò i nuovi argini murali costruiti con la croda del Montello che ancor oggi conservano la vecchia struttura. In epoca più recente le difese di sponda, con la costruzione di importanti pennelli 'a martello' e 'a tanaglia', vennero estese fino al corso inferiore, nell'intento di fissare l'alveo del fiume senza allontanarsi troppo dal suo andamento naturale.

L'ultimo tratto da *Zenson* al mare venne modificato dai Veneziani col celebre taglio, da valle di *San Donà-Musile* sino a monte di *Eraclea*, ultimato nel 1664, per spostare la foce dal porto di *Jesolo* che era troppo vicina alle bocche lagunari di *Venezia* e vi causava pericolosi interrimenti. Dopo vani tentativi di far proseguire le acque verso il *porto di Santa Margherita* presso *Caorle*, che invece impaludarono una vasta zona di terreno che fu detto '*lago della Piave*', nel 1683 la celebre *rotta Landrona* incanalò naturalmente le acque al porto di *Cortellazzo*, ove c'è tuttora la foce del fiume. Questo nuovo corso del *Piave* venne poi protetto da arginature, parte in frodo e parte in ritiro rispetto al canale di magra.

Tutte queste opere, volte a difendere dalle inondazioni i terreni rivieraschi, sottrassero le naturali zone di espansione alle piene del fiume, e richiesero continui provvedimenti di sovrizzo dei rilevati arginali, di cui particolarmente notevoli quelli eseguiti dopo le piene del 1882 e del 1896, e recentemente dopo quella del 1966.

La situazione attuale trova il corso superiore del fiume costretto da arginature che concentrano la piena verso il corso vallivo insufficiente ad accoglierle; di qui l'origine principale delle rotte e degli allagamenti, che insidiano ora un territorio densamente abitato e di grande sviluppo civile ed economico.

## 1.2 La diga di Pieve di Cadore

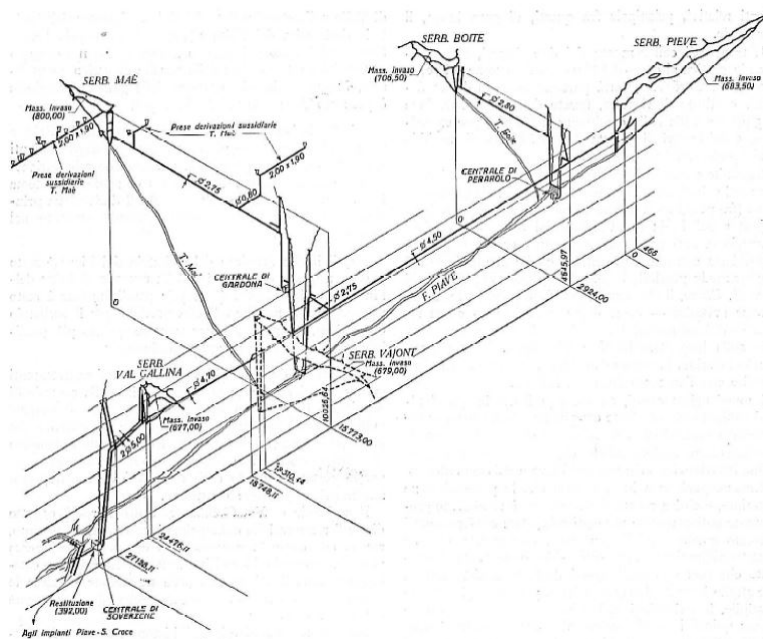
La diga di *Pieve di Cadore* fa parte del complesso di dighe e centrali realizzati dalla *SADE* (Società Adriatica di Elettricità) lungo l'alto bacino del fiume. In particolare, l'opera fa parte dell'impianto idroelettrico *Piave-Boite-Maè-Vajont* pensato durante gli anni '40 e ultimato con la costruzione della *diga del Vajont*.

Gli elementi principali dell'intero impianto sarebbero dovuti essere:

- derivazione dal *Piave* attraverso la *diga di Pieve di Cadore*;
- derivazione dal *Boite* attraverso lo *sbarramento di Valle del Cadore*;

- derivazione dal *Maè* attraverso lo *sbarramento di Pontesei*;
- derivazione dal *Vajont* attraverso la *diga del Colomber*;
- derivazione di *Val Gallina* tramite l'omonimo sbarramento costruito nel comune di *Soverzene*;
- *centrale di Soverzene*.

Nell'elencare le opere principali del sistema a vasi comunicanti è stato scritto 'sarebbero dovute essere' poiché dopo la tragedia del *Vajont*, nell'Ottobre 1963, l'omonimo bacino irriguo rimase svasato sino ad oggi.



**Figura 1.2:** Profilo assonometrico dell'Impianto Piave-Boite-Maè-Vajont; sistema di vasi comunicanti.

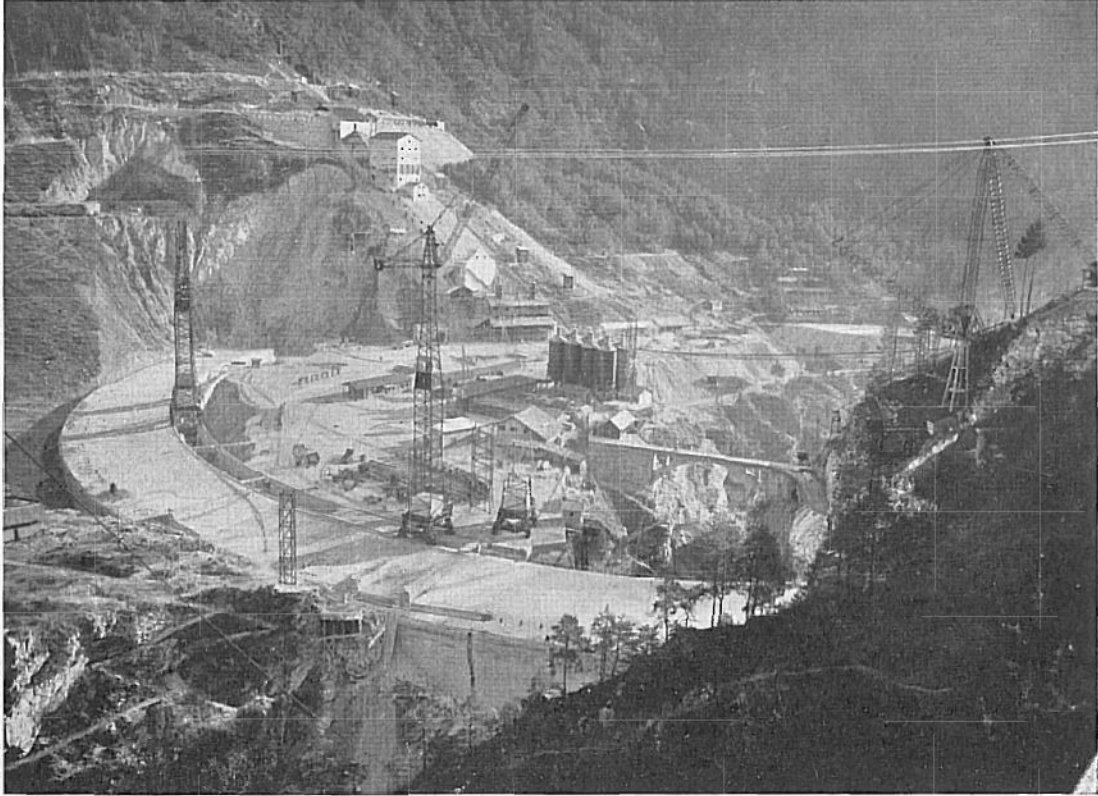
La *centrale di Soverzene* utilizza dunque il salto disponibile sul medio corso del *Piave* fra la quota di massimo invaso che presenta il *serbatoio di Pieve di Cadore* pari a  $683.50\text{ m s.l.m.m.}$  e la quota di  $390\text{ m s.l.m.m.}$  in cui è ubicata la centrale stessa. L'*impianto di Soverzene* è stato costruito per sviluppare una potenza di  $220'000\text{ kW}$  con una produttività media di  $750\text{ milioni di kWh}$  all'anno.

### 1.2.1 Caratteristiche della diga

I lavori preparatori per gli impianti di cantiere e per lo scavo delle gallerie di deviazione cominciarono nel 1940 e continuarono sino al 1943. Durante questi anni, per deviare il corso del *Piave* e consentire di mettere all'asciutto la zona in cui si costruirà successivamente lo sbarramento principale, furono realizzate le seguenti opere:

- Una diga ad arco sottile alta una trentina di metri con soglia sfiorante: *diga di Monte Zovo*;

- Due gallerie di deviazione: la prima con soglia di imbocco posta a quota  $588.47\text{ m s.l.m.m.}$  successivamente adibita a scarico di fondo; la seconda con soglia di imbocco a q.  $584.85\text{ m s.l.m.m.}$  che poi fu utilizzata quale scarico intermedio con imbocco a quota più elevata (q.  $613.50\text{ m s.l.m.m.}$ ).



**Figura 1.3:** Diga di Pieve di Cadore: Gli scavi a Pian delle Ere durante l'estate 1947.

Alla ripresa dei lavori nel 1946 si procedette alla costruzione delle seguenti opere:

- Gli scavi del tampone e dell'intera spalla destra fino a quota  $685\text{ m s.l.m.m.}$  furono ultimati alla fine del 1947; quelli lungo il *Pian delle Ere*, in sponda sinistra, continuarono fino alla primavera del 1949;
- Diga propriamente detta ad arco-gravità costituita sostanzialmente da due parti:
  1. Un blocco di fondazione (tampone alto  $57\text{ m}$  sulle fondazioni) che chiude la gola di erosione fluviale per tutta la sua altezza fino a q.  $630.00\text{ m s.l.m.m.}$  in sponda destra;
  2. Una grande volta che si sviluppa sul tampone a destra e su uno zoccolo di fondazione sul terrazzo glaciale (*Pian delle Ere*) a sinistra, fino a q.  $685.00\text{ m s.l.m.m.}$ , con archi policentrici di spessore variabile che chiude una sezione trapezia larga  $300\text{ metri}$  alla base e alta circa  $55\text{ metri}$ . Quest'arco sommitale è composto da 33 conci di larghezza media  $12\text{ m}$  circa.

La diga è ispezionabile attraverso una serie di cunicoli: alla base di appoggio, lungo le imposte e uno orizzontale alla quota di  $660 \text{ m s.l.m.m.}$

I getti di calcestruzzo furono eseguiti nella loro quasi totalità durante le due stagioni lavorative 1948 e 1949. Nell'agosto del 1950 fu raggiunto l'invaso completo del serbatoio.

### **Dati geometrici principali al momento della costruzione:**

- Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso:  $818.50 \text{ km}^2$ ;
- Livello di massimo invaso:  $683.50 \text{ m s.m.m.}$ ;
- Livello di massima piena che corrisponde al piano di coronamento:  $685.00 \text{ m s.m.m.}$ ;
- Capacità di invaso:
  - complessiva:  $68.50 \times 10^6 \text{ m}^3$ ;
  - utile:  $64.30 \times 10^6 \text{ m}^3$ .
- Franco rispetto al piano di coronamento:
  - sul livello di massimo invaso:  $1.50 \text{ m}$ ;
  - sul livello di massima piena:  $0.00 \text{ m}$ .
- Sviluppo del coronamento:  $410.00 \text{ m}$ ;
- Volume della diga:  $377000 \text{ m}^3$ .

### **1.2.2 Opere di scarico**

Nella diga sono stati predisposti uno scarico di superficie, uno intermedio, uno di fondo e due gallerie di presa che a valle delle valvole confluiscono in un'unica galleria. I comandi degli organi di intercettazione sono sia oleodinamici, centralizzati in un'unica cabina, sia manuali sul posto. È stata inoltre installata una turbinetta di soccorso per l'apertura delle paratoie dello scarico di superficie.

#### **Scarico di superficie:**

È costituito da due luci ubicate in sponda sinistra, poco a monte dell'imposta della diga. Le luci sono intercettate da paratoie della sezione di  $9.00 \times 6.60 \text{ m}$  formate da due elementi, il superiore dei quali è una ventola automatica. A ventola abbassata e qualora il livello del lago superi la q.  $683.50 \text{ m s.m.m.}$  si mette in azione una turbo-pompa che automaticamente solleva le paratoie. Le acque di scarico vengono convogliate a valle a mezzo di un tronco in galleria a sezione sub-circolare dello sviluppo di  $140 \text{ m}$ , cui fa seguito un canale scoperto lungo  $190 \text{ m}$ .

- Quota della soglia delle paratoie:  $676.90 \text{ m s.m.m.}$ ;
- Quota della soglia di restituzione:  $615.12 \text{ m s.m.m.}$ ;
- Diametro della galleria:  $7.75 \text{ m}$ .



**Figura 1.4:** Veduta, da valle, della diga di Pieve di Cadore.



**Figura 1.5:** Scarico di Superficie diga Pieve di Cadore.

### **Scarico intermedio:**

Lo scarico intermedio è stato realizzato tamponando all'inizio la seconda galleria di deviazione e costruendo un nuovo imbocco a q.  $613.50\text{ m s.m.m.}$  ed un pozzo subverticale di comunicazione, nel fianco sinistro, con la galleria sottostante; essa è intercettata, a circa  $108\text{ m}$  dall'imbocco, da due paratoie piane in serie della luce di  $1.80 \times 2.80\text{ m}$  comandate a distanza a mezzo impianto oleodinamico funzionante anche a camera di manovra allagata.

- Quota della soglia di imbocco:  $613.50\text{ m s.m.m.}$ ;
- Quota della soglia di restituzione:  $583.00\text{ m s.m.m.}$ ;
- Quota della soglia delle paratoie:  $584.38\text{ m s.m.m.}$ ;
- Diametro della galleria:  $5.00\text{ m}$ ;
- Lunghezza della galleria:  $252.53\text{ m}$ .

### **Scarico di fondo:**

È stato ottenuto utilizzando la prima delle gallerie di deviazione; costituito da una galleria adiacente allo scarico intermedio ed intercettata, a circa  $195\text{ m}$  dall'imbocco, da due paratoie piane in serie della luce di  $1.80 \times 2.80\text{ m}$ , comandabili a distanza con impianto oleodinamico funzionante anche a camera di manovra allagata. Allo stato attuale lo scarico di fondo risulta completamente interrito, pertanto il suo utilizzo può considerarsi cessato.

- Quota della soglia di imbocco:  $588.47\text{ m s.m.m.}$ ;



- Quota della soglia di restituzione: 582.92 *m s.m.m.*;
- Quota della soglia delle paratoie: 584.98 *m s.m.m.*;
- Diametro della galleria: 4.00 *m.*;
- Lunghezza della galleria: 363.18 *m.*

Le opere di presa sono costituite da due gallerie circolari del diametro di 3.50 *m.*, ubicate in sponda sinistra, e protette da una griglia fissa a maglie larghe. A circa 395 *m.* dall'imbocco è collocata, in ciascuna galleria, una paratoia piana a strisciamento, manovrabile a distanza mediante impianto oleodinamico. A valle di detta paratoia è situato il secondo organo di chiusura costituito da valvola a farfalla.

- Quota della soglia di imbocco: 619.35 *m s.m.m.*;
- Quota della soglia delle paratoie: 619.78 *m s.m.m.*

#### **Portata delle opere di scarico**

- Scarico di superficie: 750  $m^3/s$ ;
- Scarico intermedio: 190  $m^3/s$ ;
- Scarico di fondo: 190  $m^3/s$ ;
- Totale: 1130  $m^3/s$ ;
- Per  $km^2$  di bacino: 1.38  $m^3/s$ .

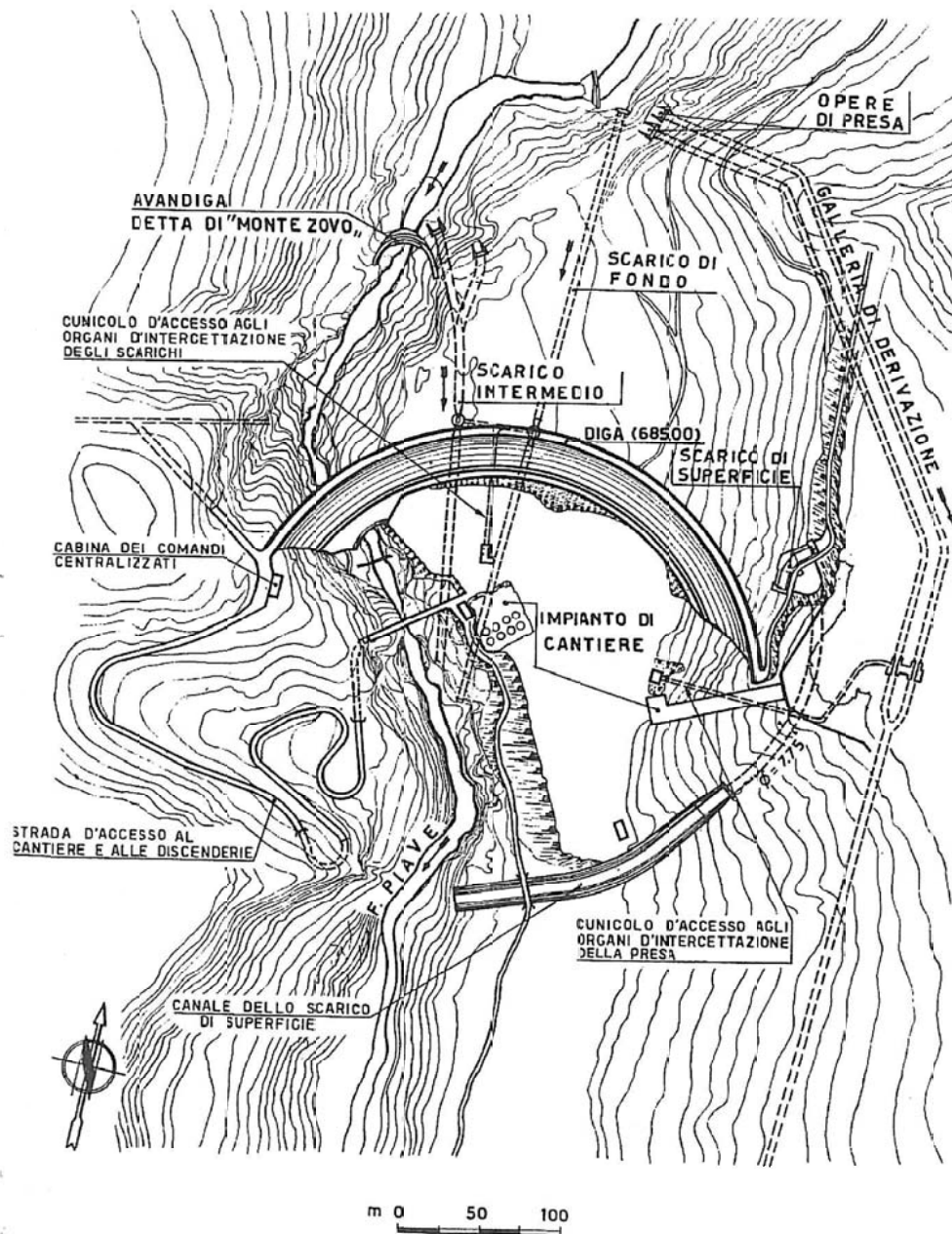
In caso di evento del tutto eccezionale, eccedente le previsioni statistiche assunte, è ammessa anche la tracimazione della diga.

### **1.2.3 Conseguenze nell'equilibrio del territorio causate dalla costruzione della diga**

Il sistema idroelettrico del *Piave* è stato concepito nella prima metà del '900, con una concezione di rispetto per l'ambiente pari a zero. Si pensava solamente a sfruttare l'ambiente per ottenere il massimo rendimento energetico senza ragionare sulle possibili conseguenze dovute all'alterazione dell'equilibrio naturale. Con la costruzione dell'impianto idroelettrico e delle dighe con le relative tubazioni di derivazione sono state sottratte tutte le acque dagli alvei ed è stata provocata nel fiume la completa interruzione del flusso di materiali, ghiaie e sabbie dalla montagna al mare. Le conseguenze sono state molto rilevanti, infatti, oltre alle alterazioni degli ecosistemi e ai problemi causati dalle oscillazioni dei livelli nei bacini, sono state osservate vere e proprie alterazioni dei letti dei corsi d'acqua e anche seri squilibri nella foce e nel mare.

Il *Piave*, che precedentemente aveva un letto più ampio in cui scorrevano più rami mobili, è stato modificato soprattutto da effetti di cementificazione operata dalla

## PLANIMETRIA



**Figura 1.6:** Planimetria della diga di Pieve di Cadore tratta dal volume IV dell'ANIDEL in cui sono schematizzati gli scarichi e la galleria di derivazione.

vegetazione che, in assenza di correnti, cresce tra i sedimenti più fini e si sviluppa in forestazioni. Queste vincolano i percorsi delle piene più importanti, quelle che i serbatoi non riescono a trattenere, con canalizzazioni a cui seguono accelerazioni delle correnti con innesco di erosioni portando alla necessaria costruzione di opere di difesa.

Al mare gli effetti dell'interruzione dell'apporto di sedimenti sono evidenziati dall'erosione delle spiagge che richiedono integrazioni continue di sabbia dal mare insieme ad altri interventi per trattenerle.

I materiali non arrivati al mare attualmente si trovano all'interno dei bacini e quelli che non si trovano nei laghi sono depositati negli alvei, dove scorre il minimo deflusso vitale poiché l'acqua ora alimenta le centrali. Chi aveva in gestione gli impianti ha cercato di ottenere il massimo profitto senza prendere i provvedimenti necessari, lasciando passare del tempo e favorendo il progressivo interrimento degli impianti. Ad oggi sono stati proposti dei rimedi temporanei, come quello di scavare i laghi, senza intervenire pensando a delle soluzioni più durature. Per conservare sufficienti correnti negli alvei si sarebbe dovuto rilasciare a valle delle derivazioni almeno le piene e non ricavare energia anche da queste.

Oggigiorno l'invaso di *Pieve di Cadore* si ritrova ad essere interrato per circa il 30% della capacità iniziale.

L'interrimento all'interno del lago ha avuto uno sviluppo progressivo nel tempo causato dai sedimenti trasportati da monte; all'ingresso del lago si fermano e si accumulano i materiali più grossolani che, nel tempo, formano un cono detto di deiezione, il quale cresce dal lago verso l'immissario. A valle del bacino arrivano invece le torbide delle piene composte dal materiale più fine come sabbie sottili e limi che sedimentano in base alle correnti presenti all'interno del bacino.

Nel fondale interrato del *Lago di Centro Cadore* è presente uno strato di fango che contiene inquinanti sia di origine industriale, derivanti dalle occhialerie della zona e dai lavaggi dei materiali delle vecchie miniere, sia di origine organica trasportati dalle fognature.

Date le caratteristiche di erodibilità della zona del *Comelico* la parte dovuta alle torbide, all'interno del lago, è da ritenersi molto superiore a quella dei materiali grossolani, purtroppo però su questo importante aspetto mancano informazioni precise pertanto non è semplice tracciare un resoconto dello stato degli interrimenti.

Dal punto di vista paesaggistico, quando il livello del lago è normale, il fenomeno dell'interrimento non ha comportato sostanziali cambiamenti. La forma del lago, allungata a monte e più larga a valle, non fa notare più di tanto la parte emersa dell'interrimento che rimane defilata. Per quanto riguarda l'impatto ambientale vi sono degli effetti benefici; la riduzione della massa d'acqua presente dentro il bacino fa diminuire gli effetti negativi sul clima.

### **1.3 Opportunità territoriali legate al lago di Centro Cadore**

Il *Lago di Centro Cadore*, formatosi in seguito alla costruzione della diga di *Pieve di Cadore*, nasce come bacino per produrre energia elettrica e per l'irrigazione. Nel corso dei decenni le cose sono cambiate, il lago è diventato una risorsa per il turismo

e come tale, secondo la maggior parte dei cittadini che popolano la zona del *Cadore*, dovrebbe essere trattato considerando anche fattori estetici e paesaggistici. Canoa, wind-surf, pesca sportiva, arrampicate in diga attrezzata per adulti e bambini; queste sono le attività che hanno preso piede nella bellissima cornice del *Lago di Centro Cadore*. La popolazione interessata però si trova, ormai da anni, a scontrarsi con gli interminabili problemi causati dagli svassi continui e sempre più frequenti, soprattutto durante la stagione autunnale a partire da settembre, decisi dall'*ENEL*. Nonostante l'ente che si occupa della produzione di energia elettrica sponsorizzi diversi eventi che si tengono ogni anno nel Cadore, come la Coppa Italia e una tappa della Coppa Europa Giovanile di arrampicata speed coinvolgendo sia i residenti che i turisti ed accompagnatori, sembra che non ponga la stessa attenzione alle molteplici proteste da parte dei cittadini per via degli innumerevoli svassi. In poche parole il basso livello del lago non è un buon biglietto da visita per i turisti che scelgono di venire a trascorrere dei periodi di relax nella zona del bacino.



**Figura 1.7:** Manifestazione di arrampicata speed che si svolge ogni anno nella Diga di Pieve.

Attualmente la *Regione Veneto* gestisce i bacini e dà le autorizzazioni all'*ENEL* per l'utilizzo degli stessi con contratti di concessione pluriennali. L'impegno preso dalla *Regione* in collaborazione con l'*ENEL* per il biennio 2103/14 è di mantenere il livello del lago sopra la quota di  $667.00\text{ m s.l.m.m.}$  e per il 2015 lo stesso lago dovrebbe cambiare uso: non sarà più un bacino di invaso ma gli viene garantito un costante livello di piena anche a fini turistici. I cittadini denunciano però che durante gli ultimi 15 giorni del mese di settembre, quasi ogni anno, il livello del lago sia ad un livello inferiore rispetto al minimo garantito. Ovviamente l'interesse dell'*ENEL* è di spostare più acqua possibile a valle per la produzione di energia

elettrica anche se la Regione giustifica il basso livello del lago con la prevenzione delle esondazioni in caso di maltempo, senza considerare che il Piave è già uno dei bacini più sfruttati d'Europa. I cittadini lamentano che ogni anno le perdite che il territorio subisce per il comportamento dell'ENEL sono tangibili, il *Lago Centro Cadore* è un enorme risorsa turistica oggi vincolata dalle attività di prelievo idrico e il deflusso delle acque deve essere controllato dagli enti preposti con parametri accettabili e lo svasso non deve avvenire durante la stagione turistica.

Il Corriere delle Alpi (2012) e Il Portale del Cadore (2011-2012-2013) sono i 'siti sfogo' della popolazione cadorina, nei quali sono stati pubblicati diversi articoli in cui si mettono in evidenza le problematiche legate al bacino del *Cadore*. Proprio in uno di essi si riporta che durante l'estate del 2011, in piena stagione, le categorie di settore e la cittadinanza tutta evidenziavano l'inadeguatezza delle scelte compiute in pianura relativamente alla gestione delle risorse della montagna, poiché in pochi giorni, durante il mese di agosto, si videro abbassare il livello del *Lago Centro Cadore* di 4 metri. Queste decisioni, fanno notare i cittadini, oltre al danno materiale rivelano la poca considerazione nei confronti di un territorio che duramente combatte affinché possa essergli riconosciuta la dignità turistica.



**Figura 1.8:** Panorama del bacino di Pieve di Cadore quasi completamente svasato.

Un altro fatto di importanti discussioni risale al mese di febbraio del 2012 quando si scoprì un'anomala moria di pesce avvenuta all'interno del lago dovuta al repentino abbassamento dello stesso per permettere di forare la diga dove parte la condotta della centralina ENEL di *Sottocastello* a *Pieve di Cadore*. Inizialmente la scusante dovuta alla moria sembrava essere la siccità del periodo, poi invece i Cadorini vennero a conoscenza del progetto ENEL per la costruzione della centralina e così si è capito che la moria del pesce è stata causata dall'intervento tecnico.

Le associazioni di pesca della zona hanno calcolato, tramite un biologo incaricato, una stima dei danni per un totale di circa 180 quintali di pesce morto ed un danno economico che si aggirava sui €250.000. Altro particolare, che denunciano i pescatori, è che si sfrutta il minimo deflusso vitale del fiume *Piave*, quantità d'acqua da rilasciare imposta per legge, quindi il nuovo impianto dovrebbe essere assoggettato agli obblighi ittiogenici consistenti in un quantitativo di pesce da immettere nel *Piave* stesso ma a quanto risulta loro, nessun obbligo ittiogenico è stato previsto. Fanno notare comunque che mentre prima il lago era collegato al *Piave* tramite lo scarico di mezzofondo usato per il deflusso minimo vitale, e che quindi il pesce riusciva a transitare dal lago al fiume, ora sarà impossibile in quanto dovrebbe passare per le turbine della nuova centralina trovando morte sicura.

La causa maggiore degli svassi risulta però essere la siccità che attanaglia spesso gli agricoltori della pianura, ma i politici della zona, addossano parte della colpa alla *Regione* che non è in grado di stabilire e far rispettare agli enti di controllo delle norme ben precise.

I consorzi irrigui della pianura prelevano acqua bellunese tutto l'anno, anche in inverno. In aggiunta, i cittadini sostengono che sul deflusso minimo vitale i bellunesi vengono truffati; per tre mesi in estate e per tre mesi in inverno, il minimo deflusso viene abbassato ulteriormente e si domandano se, effettivamente, vengono effettuati i controlli. Ancora una volta la *Regione* ha continuato a tutelare la produzione dell'energia elettrica e l'irrigazione della pianura a discapito del territorio circostante al lago, e all'economia che ruota attorno al bacino. I bellunesi, fanno sapere, non sono contro l'agricoltura di pianura, ma contro il tipo di coltivazioni che si fanno, che richiedono un grandissimo apporto di acqua, contro gli sprechi e le perdite del sistema di irrigazione denunciando che da anni i consorzi irrigui non fanno interventi sulla rete di distribuzione dell'acqua.

C'è chi pensa che la soluzione al problema si potrebbe avere costruendo un nuovo sbarramento a *Falzé*, laminando diverse decine di milioni di  $m^3$ , venendo a sopperire alla carenza di volume invasabile che consente al *Piave* di avere una portata adeguata e poter proseguire in sicurezza da *Nervesa* alla foce. Il *Dipartimento ICEA dell'Università di Padova* è completamente contrario a questa soluzione per sopperire alla carenza irrigua e propone Falzé solo come serbatoio antipiena. Ma i sindaci della zona tuonano a sentir queste proposte e ribadiscono che non hanno bisogno di costruire nuove casse di espansione lungo il *Piave*, ci sono già in provincia di *Belluno*, sono le dighe; basta svuotarle di limo, terra, ghiaia e da altri detriti che le riempiono. Allibiti i sindaci del *Cadore*, rispondono affermando che ai cadorini basta un lago turistico, a loro non interessa che produca energia per i trevigiani, quindi può ulteriormente riempirsi di limo e ghiaia. Svuotare il lago richiede tempi lunghissimi, in ogni caso sarebbe un disastro economico se la diga diventasse un cratere a cielo aperto. I cadorini affermano, inoltre, che già patiscono le laminazioni che ogni anno in settembre l'*ENEL* esegue per preparare il bacino al riempimento autunnale, proprio per garantire la sicurezza ai trevigiani e veneziani. Altro non possono dare i bellunesi, sarà più saggio dunque che i trevigiani, anziché far conto sui bacini montani, si costruiscano i propri. Queste sono le 'discordie' attuali tra bellunesi e trevigiani che danno luogo ad una guerra, per fortuna pacifica, ma sempre di guerra si tratta.

Il 21 *giugno* 2013, durante la riunione tenutasi a *Mestre*, il Segretario dell'*Autorità*

*di Bacino* informava il *Comune di Pieve di Cadore* che dal 2015 il *Lago di Centro Cadore* non avrebbe più avuto la funzione di invaso di piena. La *Regione*, responsabile della gestione del bacino, durante la riunione dichiarava che, secondo la normativa del *Piano Stralcio di Bacino* per il 2013 e 2014, avrebbe proceduto a modificare solo quote e tempi dello svaso e che a tale fine avrebbe attivato una convenzione con l'*Università di Padova*. Più volte infatti e attraverso strumenti diversi è emersa l'istanza di assicurare un adeguato livello di invaso che contemperasse, adeguatamente e nel rispetto delle esigenze del territorio, la volontà di prelievo delle acque a favore delle necessità di irrigazione delle coltivazioni in pianura, con le esigenze turistiche del territorio cadorino del quale il lago è indispensabile strumento di sviluppo per l'intero sistema economico locale.

Sembra dunque che questo malcontento stia per finire e che il futuro della zona del *Cadore* stia pian piano diventando più roseo. A conferma di ciò, è arrivata la lettera dalla *Regione* in cui si comunica che il *Lago di Centro Cadore* è stato inserito nella lista delle acque di balneazione, previo controllo dell'*Arpav* nel 2014 ed inserimento nel 2015. Si avrà quindi la possibilità di poter fare il bagno senza incorrere in sanzioni come nel *Nord Europa* in cui è prassi comune nuotare nei laghi; sarebbe un primo passo verso il turismo d'acqua dolce, inoltre si potranno continuare a svolgere le attività di vela e canoa.





## Capitolo 2

# Modello di Propagazione delle Piene

La propagazione di un'onda di piena in un alveo come quello del fiume Piave, caratterizzato da tratti con dimensioni trasversali molto ampie, nei quali non è prevedibile a priori la direzione del flusso, può essere affrontata con sufficiente attendibilità utilizzando schemi di calcolo di tipo bidimensionale a fondo fisso. Su tali schemi ci si può basare anche per descrivere la propagazione sul territorio adiacente di eventuali onde di sommersione generate da sormonti o cedimenti arginali, purchè le equazioni del moto siano opportunamente adattate e la modellazione delle aree destinate ad essere sommerse sia condotta tenendo conto degli effetti non trascurabili che le diverse strutture presenti sul terreno esercitano sulla propagazione dei fronti di allagamento.

Ciò premesso, nell'allestimento del modello propagatorio del Piave si è proceduto alla messa a punto di uno schema uni-bidimensionale a fondo fisso con il quale è possibile simulare il comportamento idraulico dell'intero territorio modellato, considerando le diverse strutture presenti (argini, rilevati stradali, opere di regolazione, idrovore, ecc...) e anche il reticolo idrografico minore.

Caratteristiche e basi teoriche dei modelli predisposti sono sinteticamente illustrate nei successivi paragrafi della presente relazione.

## 2.1 Il modello bidimensionale

### 2.1.1 Equazioni bidimensionali del moto

Il modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (D'Alpaos and Defina, 1993; D'Alpaos et al., 1994; D'Alpaos and Defina, 1995; Defina, 2000; D'Alpaos and Martini, 2003; D'Alpaos et al., 2003; D'Alpaos and Defina, 2007) e che ha trovato in questi anni altrettanto numerose applicazioni, si basa sulla soluzione delle equazioni di *De Saint Venant*, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile. Tali equazioni sono risolte adottando uno schema numerico agli

elementi finiti su di una griglia triangolare, che viene utilizzata per schematizzare l'area oggetto dello studio.

Come già accennato, il modello risolve le equazioni del moto mediate sulla verticale nelle direzioni orizzontali  $x$  e  $y$  e l'equazione di continuità, esprimibili rispettivamente come:

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x^2}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{wx}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_y^2}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{wy}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

nelle quali  $h$  indica la quota della superficie libera,  $x$  e  $y$  sono le ascisse spaziali orizzontali correnti,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\rho$  è la densità del fluido,  $t$  è il tempo,  $\vec{q}$  è la velocità integrata sulla verticale con componenti  $q_x$  e  $q_y$  secondo le due direzioni orizzontali,  $R_{ij}$  sono gli sforzi turbolenti (o di Reynolds) nel piano orizzontale in cui  $i$  e  $j$  indicano le direzioni  $x$  o  $y$ ,  $\tau_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$  è lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (2.2) e  $\tau_w = (\tau_{wx}, \tau_{wy})$  è lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera espresso dall'equazione (2.3).

$$\frac{\tau_b}{\rho} = gY \left( \frac{|\mathbf{q}|}{k_S^2 H^{10/3}} \right) \mathbf{q} \quad (2.2)$$

$$\tau_w = \rho_a c_d U_{wind}^2 \quad (2.3)$$

Nelle equazioni (2.2) e (2.3) sono indicati con  $k_S$  il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, con  $U_{wind}$  la velocità del vento e con  $c_d$  il coefficiente di resistenza, espresso nel modello mediante la relazione semiempirica:

$$c_d = c_{d0} (1 - e^{-\epsilon_W U_{wind}}) \quad (2.4)$$

in cui  $c_{d0}$  e  $\epsilon_W$  sono costanti scelte opportunamente.

I termini  $\eta$ ,  $Y$  e  $H$  che compaiono nelle equazioni (2.1)-(2.2), indicano, rispettivamente, nel tempo generico e per ciascun elemento, la frazione locale di dominio allagato, il volume d'acqua per unità di superficie e una profondità d'acqua equivalente, introdotta per descrivere l'effetto dei termini dissipativi quando il tirante si riduce e diventa confrontabile con le dimensioni delle irregolarità del terreno.

## 2.1.2 Transizione asciutto-bagnato: la media di fase

Pensando alla propagazione di una lama d'acqua sottile su di un terreno naturale, l'esperienza mette in evidenza l'importanza delle irregolarità della superficie, che comportano l'esistenza di un transitorio nel quale, all'interno dell'area in esame, coesistono porzioni di suolo asciutte e altre già sommerse.

Il contributo più innovativo fornito dal *Dipartimento ICEA (ex IMAGE)* nella risoluzione delle equazioni descritte al Paragrafo 2.1.1 consiste nell'introduzione

di due parametri,  $\eta$  e  $H$ , mediante i quali vengono modificate rispettivamente le equazioni di continuità e del moto. Entrambi i parametri sono dipendenti da una grandezza caratteristica  $a_r$ , avente dimensioni di una lunghezza, che è direttamente legata all'altezza e alla distribuzione delle irregolarità presenti sulla superficie dei singoli elementi con cui è schematizzato il campo di moto.

Al riguardo si osserva che abitualmente la superficie del dominio di calcolo è topograficamente caratterizzata attraverso la quota media degli elementi che lo compongono, trascurando, quindi, il ruolo delle irregolarità del terreno come conseguenza di questa operazione di media. Tale semplificazione è accettabile per tiranti d'acqua elevati rispetto alle irregolarità della superficie, ma è certamente non veritiera per tiranti d'acqua modesti, a causa essenzialmente di una non corretta valutazione delle resistenze al moto e del volume d'acqua contenuto nell'elemento al generico istante di calcolo  $t$ .

Se si mantenesse la rappresentazione di superficie piana per ogni singolo elemento del reticolo di calcolo si avrebbe una istantanea transizione asciutto-bagnato, che comporta tutta una serie di problemi numerici, ben noti in letteratura, che affliggono i classici schemi bidimensionali a griglia fissa.

Per rimuovere questi limiti, nello schema proposto si è ipotizzato che esista un intervallo di profondità all'interno del quale, durante l'evolversi della piena, si verifichino condizioni variabili, comprese tra le due situazioni limite di elementi completamente asciutti e/o completamente bagnati.

L'idea che sta alla base dell'approccio proposto consente di tradurre concettualmente il transitorio asciutto-bagnato, facendo in modo che la capacità di invaso del singolo elemento (vale a dire la possibile estensione della superficie libera al variare della quota sul singolo elemento in rapporto alla superficie totale dell'elemento stesso) vari con continuità da un valore pressoché nullo, quando la quota idrometrica dell'elemento è inferiore alla quota minima delle irregolarità del terreno, al valore che compete all'intera estensione dell'elemento, quando la quota idrometrica è maggiore o uguale alla quota massima del terreno. Come indice dell'ampiezza delle irregolarità si introduce un parametro denominato  $a_r$ , pari alla differenza tra la quota della più alta asperità e la quota media  $\bar{h}_f$ , assunta come quota dell'elemento stesso (Figura 2.1).

Dal punto di vista matematico, per applicare una operazione di media alle equazioni del moto si può utilizzare la funzione di fase:

$$\varphi(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1 & z > h_f \\ 0 & z \leq h_f \end{cases} \quad (2.5)$$

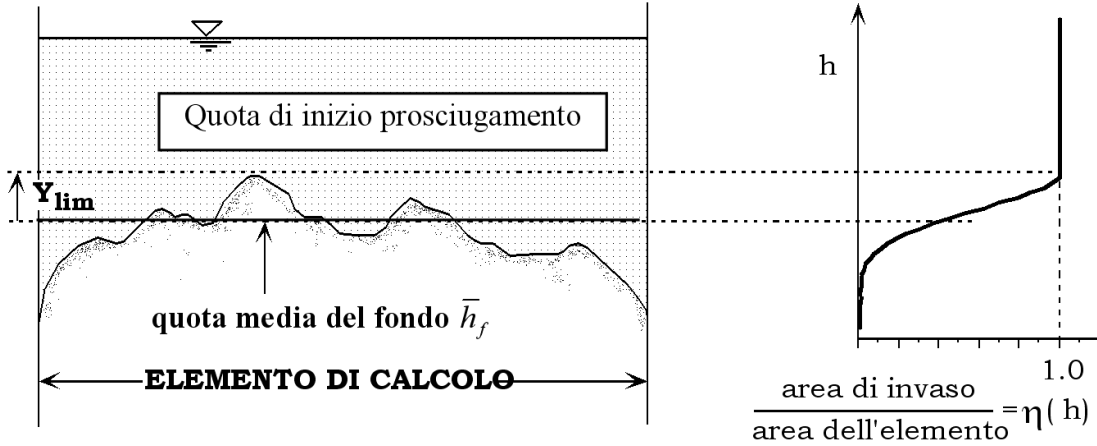
dove  $h_f$  è l'elevazione locale del fondo e  $\mathbf{x} = (x, y, z)$  è il vettore delle coordinate spaziali.

Denotando con  $\langle \rangle$  il processo di media di fase, ad una generica variabile del campo di moto  $f(\mathbf{x}, t)$  corrisponde una  $F(\mathbf{x}, t) = \langle \varphi(\mathbf{x})f(\mathbf{x}, t) \rangle$  mediata in fase con il seguente significato:

$$F(\mathbf{x}, t) = \frac{1}{A} \int_A \varphi(\mathbf{x})f(\mathbf{x}, t)dA \quad (2.6)$$

essendo  $A$  l'area dell'elemento di calcolo.

A questo punto, si definiscono le funzioni  $\vartheta(\mathbf{x})$  e  $\eta$ :



**Figura 2.1:** Percentuale di area bagnata  $\eta$  in funzione della quota della superficie libera.

$$\vartheta(\mathbf{x}) = \langle \varphi(\mathbf{x}) \rangle \quad (2.7)$$

$$\eta = \vartheta(x, y, h) \quad (2.8)$$

che rappresentano, rispettivamente, la frazione di area  $A$  che giace sopra la superficie del terreno e la frazione bagnata di  $A$ , indicando con  $h$  la quota della superficie libera. Data la difficoltà che si incontra nella pratica nell'attribuire un valore al parametro  $a_r$  si è cercata, per esso, un'interpretazione diversa: la funzione  $\vartheta(\mathbf{x})$  può essere considerata come la probabilità  $P$  che l'elevazione locale del fondo  $h_f$  all'interno di  $A$  non ecceda la generica elevazione  $z$ :

$$\vartheta(\mathbf{x}) = P(h_f \leq z) \quad (2.9)$$

In questo modo  $\partial\vartheta(\mathbf{x})/\partial z$  è la funzione densità di probabilità dell'elevazione del fondo all'interno dell'area  $A$  e una possibile misura delle irregolarità del terreno è data dalla deviazione standard dell'elevazione del fondo in  $A$ :

$$a_r = 2\sigma_b \quad (2.10)$$

Assumendo che in prima approssimazione l'andamento delle asperità del terreno sia esprimibile con una gaussiana, in queste ipotesi è possibile ricavare un plausibile valore per il parametro  $a_r$  in assenza di stime specifiche.

È interessante notare che il significato della lunghezza caratteristica  $a_r$  può essere fortemente concettualizzato al punto da descrivere anche gli effetti di irregolarità molto profonde del terreno, tali da formare una vera e propria rete di canali minori, che contribuiscono in modo rilevante al convogliamento delle acque e ad incrementare la celerità di avanzamento di eventuali fronti di sommersione.

Studi specifici svolti al riguardo hanno dimostrato come, in alcuni casi, raddoppiare il valore di  $a_r$  porti anche a quintuplicare la celerità media di avanzamento del fronte e come, al contrario, tale celerità risulti fortemente ridotta nel caso di elementi caratterizzati da modeste asperità ( $a_r = 0.01$  m), sui quali con rapidità si passa dalla condizione di superficie asciutta a quella di superficie bagnata.

Sulla base di queste sintetiche considerazioni è immediato comprendere come l'ipotesi di terreno sostanzialmente piatto, adottata dalla quasi totalità dei modelli bidimensionali proposti in letteratura, dia risultati inattendibili riguardo alla velocità di avanzamento dei fronti di allagamento, non appena le irregolarità del terreno assumano un ruolo di una certa importanza sul fenomeno. Di conseguenza, risultano non realistiche le stime fornite da questi schemi relativamente ai tempi caratteristici di avanzamento dell'onda di sommersione in un terreno inizialmente asciutto, soprattutto nelle prime fasi dell'allagamento.

Alla luce di quanto esposto, i termini  $\eta$ ,  $Y$  e  $H$  che compaiono nelle equazioni (2.1)-(2.2) sono esprimibili come (Defina, 2000):

$$\eta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{2D}{a_r} \right) \right] \quad (2.11)$$

$$Y = \int_{-\infty}^h \eta dz = a_r \left( \eta \frac{D}{a_r} + \frac{1}{4\sqrt{\pi}} e^{-4(D/a_r)^2} \right) \quad (2.12)$$

$$H \cong Y + 0.27\sqrt{Y a_r} e^{-2Y/a_r} \quad (2.13)$$

nelle quali  $\operatorname{erf}()$  è la funzione errore e  $D = h - z_f$  è una profondità media data dalla differenza tra la quota della superficie libera e quella del fondo.

## 2.2 Gli elementi monodimensionali

### 2.2.1 Elementi monodimensionali “speciali”

Per il territorio adiacente alla rete idrografica principale non meno importante dei canali minori è il ruolo che assumono, nella propagazione, i rilevati (stradali, ferroviari o di altra natura), gli argini e le strutture di regolazione di diverso tipo presenti sul territorio stesso. Nella fase iniziale dell'allagamento gli argini e i rilevati fungono, infatti, da barriere di contenimento, ritardando l'espansione delle acque sul terreno circostante. Una volta sormontati, essi funzionano, invece, come delle vere e proprie soglie e, non infrequentemente, possono cedere, creando delle brecce attraverso le quali le acque possono più facilmente e in quantità rilevante lasciare gli alvei principali per alimentare ulteriormente l'onda di sommersione.

Per simulare con buona approssimazione la presenza di elementi morfologici particolari (quali argini, rilevati stradali o manufatti che possono modificare apprezzabilmente l'evoluzione del fenomeno) il modello uni-bidimensionale descritto nei paragrafi precedenti prevede l'inserimento di una serie di elementi unidimensionali (tronchi) speciali, che consentono di descrivere correttamente i fenomeni locali e anche le conseguenze di una manovra di regolazione o di un eventuale cedimento del sistema delle numerose opere di difesa presenti.

Mediante l'inserimento di tali elementi è così possibile simulare, in particolare, il funzionamento delle arginature, che non potrebbero diversamente essere descritte correttamente utilizzando soli elementi bidimensionali, a meno di non appesantire considerevolmente gli oneri di calcolo. I rilevati arginali sono perciò schematizzati come soglie sfioranti, per le quali è sufficiente assegnare le caratteristiche geometriche e il valore del coefficiente di portata, perché il modello determini, al variare

delle quote idrometriche, l'andamento della portata che eventualmente tracima la soglia, considerando condizioni sia di efflusso libero sia di efflusso rigurgitato. Utilizzando queste strutture è egualmente possibile simulare gli effetti di un eventuale cedimento, che apra sul corpo arginale o sul rilevato stradale una breccia, che si va progressivamente ampliando per l'azione erosiva della corrente effluente.

Altri tronchi speciali inseriti nello schema di calcolo consentono di simulare il funzionamento di soglie o salti di fondo, di brevi tratti di canale in pressione, come sottopassi o botti a sifone; altri elementi ancora permettono di simulare il funzionamento di paratoie, che possono operare automaticamente comandate dai livelli o dalla direzione del flusso (porte vinciane). Sempre mediante questi elementi speciali è possibile, infine, simulare il funzionamento degli impianti idrovori presenti all'interno del dominio di calcolo. Ciò consente di semplificare notevolmente la fase di assegnazione delle condizioni al contorno del problema, poiché tali dispositivi, che sono trattati dal modello come condizioni al contorno interne, si attivano automaticamente nel corso della simulazione, quando i livelli idrometrici locali superano le quote di attacco previste per le pompe e si disattivano, quando gli stessi livelli scendono al di sotto delle quote di stacco.

Lo schema implementato permette, infine, di tener conto, volendo, delle portate dovute agli apporti meteorici diretti al suolo, introducendo il relativo idrogramma di piena in corrispondenza ai nodi del reticolo di calcolo deputati a tal fine.

I valori dei parametri che caratterizzano tutti i dispositivi considerati devono essere inseriti nel file dei dati associato a ciascuna simulazione. Gli stessi parametri possono, peraltro, essere fatti variare durante la sessione di calcolo, in modo tale da rendere possibile la simulazione interattiva di situazioni particolari che possono verificarsi nel corso dell'evento simulato, quali i già ricordati eventuali cedimenti di corpi arginali, l'interruzione del funzionamento di impianti idrovori o altro.

### Tronchi speciali soglia

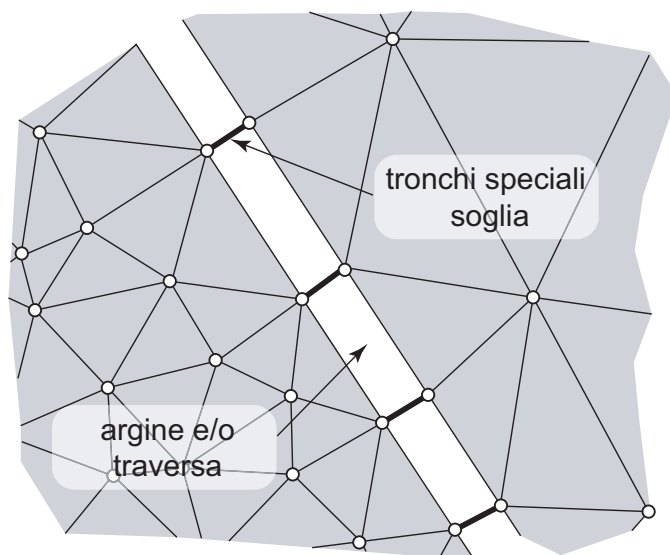
I tronchi speciali soglia consentono di schematizzare mediante degli elementi monodimensionali il funzionamento di un argine e/o di una traversa.

In particolare, ogni tronco speciale connette tra loro due nodi del reticolo bidimensionale (Figura 2.2) e la portata che sfiora al di sopra del tronco è determinata dalle quote idrometriche dei nodi situati a monte e a valle del tronco stesso. Questi elementi speciali possono, pertanto, congiungere o disgiungere le due parti del dominio, a seconda che al di sopra della soglia si instaurino condizioni di flusso nullo, libero o rigurgitato (Figura 2.3).

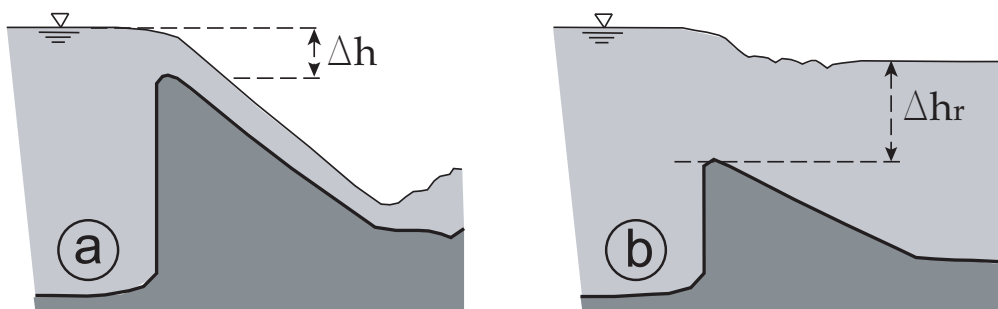
Il tronco speciale soglia è caratterizzato alle sue estremità da due nodi,  $n_1$  e  $n_2$ . Nell'ipotesi in cui l'efflusso avvenga dal nodo  $n_1$  verso il nodo  $n_2$ , per continuità la portata uscente dal nodo  $n_1$  deve essere uguale alla portata entrante nel nodo  $n_2$  ( $Q_1 = -Q_2$ ).

Supponendo di trascurare i carichi cinetici, l'energia specifica a monte e a valle della soglia può essere determinata considerando solamente il carico gravitazionale  $h$ . In questo caso la portata che sfiora al di sopra della soglia dipende solamente dal coefficiente di portata  $C_q$  della soglia stessa e dalla larghezza  $B$  dello sfioro.

L'efflusso al di sopra della soglia può essere libero oppure rigurgitato (Figura 2.3). Affinchè l'efflusso sia libero il livello liquido a valle deve essere inferiore alla



**Figura 2.2:** Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.



**Figura 2.3:** Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato.

quota di sfioro del tronco speciale incrementata di  $2/3$  del valore del carico idraulico istantaneo. Nel caso contrario l'efflusso risulta rigurgitato.

Nel caso di efflusso libero (Figura 2.3a), la portata specifica sfiorata è espressa dalla relazione:

$$q_L = C_{qL} B \sqrt{2g} \Delta h^{3/2} \quad (2.14)$$

mentre nel caso di efflusso rigurgitato (Figura 2.3b) la portata specifica si può esprimere come:

$$q_R = C_{qR} B \sqrt{2g} \Delta h \left[ \max(\Delta h_R, 0) + \frac{2}{3} \Delta h \right] \quad (2.15)$$

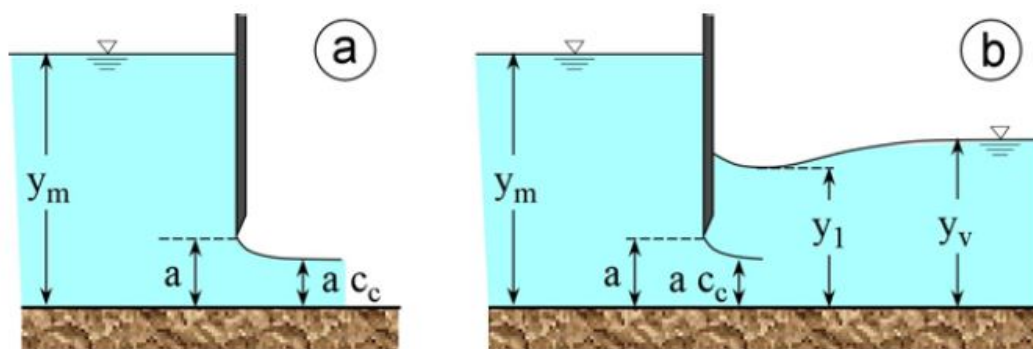
nelle quali  $q_L$  e  $q_R$  rappresentano la portata per unità di larghezza e  $C_{qL}$  e  $C_{qR}$  sono i coefficienti di portata della soglia nel caso, rispettivamente, di efflusso libero e rigurgitato.

Agli elementi speciali soglia, infine, può essere associato un valore della quota di sfioro  $h_{tr}$  costante nel tempo oppure variabile. In questo modo il modello consente di simulare la formazione di eventuali breccie in corrispondenza degli argini, una

volta associata al tronco speciale una tabella che descrive l'andamento di  $h_{tr}$  nel tempo.

### Tronchi speciali paratoia

Per quanto riguarda la paratoia sollevata a battente si fa riferimento alle indicazioni riportate in Figura 2.4 distinguendo tra la condizione di efflusso libero e quella di efflusso rigurgitato.



**Figura 2.4:** Paratoia con efflusso libero e rigurgitato.

Nel caso di efflusso libero, dal bilancio di energia tra la sezione di monte e quella di vena contratta si ottiene:

$$q_L = C_{qL} a \sqrt{2gy_m} \quad \text{con} \quad C_{qL} = c_c (1 + a c_c / y_m)^{-1/2} \quad (2.16)$$

Nel caso di efflusso rigurgitato si ha invece:

$$q_R = C_{qR} a \sqrt{2g(y_m - y_v)} \quad \text{con} \quad C_{qR} = \left[ 2 \frac{a}{y_v} \left( \frac{a}{y_v} - \frac{1}{c_c} \right) + \frac{1}{c_c^2} - \frac{a^2}{y_m^2} \right]^{-1/2} \quad (2.17)$$

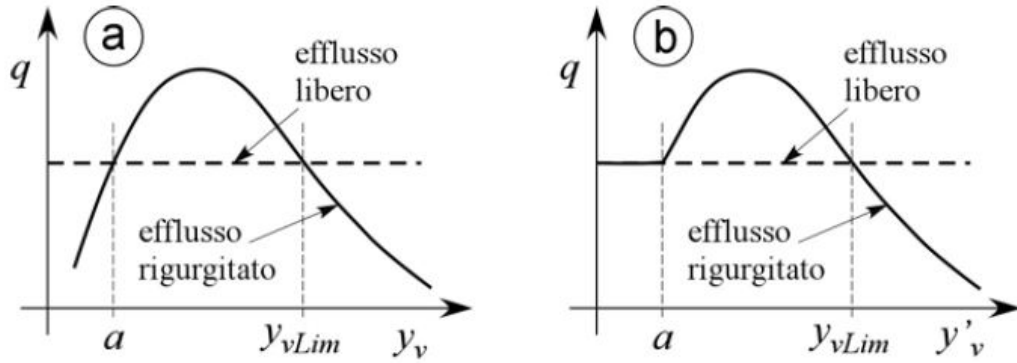
in cui  $q_L$  e  $q_R$  sono la portata per unità di larghezza nel caso di efflusso libero e rigurgitato, rispettivamente. Per un assegnato valore di  $y_m$  gli andamenti delle portate espressi dalle relazioni (2.16) e (2.17) al variare di  $y_v$  sono illustrati in Figura 2.5a

Si ha efflusso libero quando  $y_v < y_{vLIM}$ , in caso contrario l'efflusso è rigurgitato. Dal punto di vista operativo conviene introdurre il seguente livello di valle:  $y'_v = \max(y_v, a)$

Sostituendo  $y'_v$  al posto di  $y_v$  nell'equazione (2.17), la stessa, graficamente, è illustrata in Figura 2.5b. La portata per unità di larghezza  $q$  che transita sotto la paratoia può in questo modo essere espressa come:  $q = \min(q_R, q_L)$

Nel caso particolare, non contemplato in Figura 2.4, in cui sia  $y_m < a$ , si ammette che il legame tra le altezze a monte e a valle del tronco speciale siano quelle determinate dalla presenza di una perdita localizzata di energia. In particolare, per ricordarsi con il caso di efflusso rigurgitato, la differenza tra i livelli di monte e di valle determinati da questa perdita vale:





**Figura 2.5:** Andamenti delle portate per efflusso libero e rigurgitato da paratoia.

$$y_m - y_v = \left( \frac{1}{c_c} - 1 \right)^2 \frac{v_m^2}{2g} \quad (2.18)$$

### Aspetti numerici

Nel caso di efflusso libero, la portata fluente dipende solo dal livello di monte.

Nel caso di efflusso rigurgitato o quando il livello di monte sia inferiore all'apertura della paratoia, il legame tra  $y_m$  e  $y_v$  è simmetrico e la portata al di sotto della paratoia può essere stimata con un approccio semi implicito.

Dalla (2.17) si ha:

$$y_m - y_v = \frac{1}{2g} \frac{q_R}{(C_{qR}a)^2} |q_R| \quad (2.19)$$

E quindi:

$$a_{11} = \frac{2gB(aC_{qR})^2}{|q_R|} \quad t_1 = 0 \quad (2.20)$$

in cui  $|q_R|$  è relativo al passo di calcolo precedente.

Quando invece si ha  $y_m < a$  dalla (2.18)

$$a_{11} = 2gy_m^2 \frac{c_c^2}{(1 - c_c)^2} |q| \quad t_1 = 0 \quad (2.21)$$

in cui  $y_m$  e la portata del tronco  $|q|$  sono relativi al passo di calcolo precedente.

- Paratoia automatica per la regolazione della portata

Questo particolare tipo di paratoia sollevata a battente utilizza le stesse relazioni appena sviluppate. A differenza di una paratoia normale, viene preliminarmente valutata l'apertura  $a$  in modo che la portata effluente coincida con quella voluta  $Q_{fissa}$ . Preliminarmente, quindi, noti i livelli  $y_m$ ,  $y_v$  e la portata  $q = Q_{fissa}/B$ , si determina dalle relazioni (2.16) e (2.17) il valore dell'apertura  $a$  (dei due valori di  $a$  che si ottengono dalle relazioni (2.16) e (2.17) va ovviamente scelto il maggiore). Se il valore per l'apertura  $a$  così determinato dovesse risultare superiore alla massima apertura ammissibile  $a_{max}$ , si pone  $a = a_{max}$ . Una volta stabilita l'apertura  $a$ , si procede come per la paratoia normale.

- Paratoia automatica per la regolazione del livello

Questo particolare tipo di paratoia sollevata a battente utilizza le stesse relazioni appena sviluppate. A differenza di una paratoia normale, viene preliminarmente valutata l'apertura  $a$  in modo che il livello di monte coincida con quello voluto  $y_{fisso}$ . Preliminarmente, quindi, noti i livelli  $y_{fisso}$ ,  $y_v$  e la portata  $q$  relativa all'istante precedente, si determina dalle relazioni (2.16) e (2.17) il valore dell'apertura  $a$  (dei due valori di  $a$  che si ottengono dalle relazioni (2.16) e (2.17) va ovviamente scelto il maggiore). Se il valore per l'apertura  $a$  così determinato dovesse risultare superiore alla massima apertura ammissibile  $a_{max}$ , si pone  $a = a_{max}$ . Una volta stabilita l'apertura  $a$ , si procede come per la paratoia normale.

## 2.3 Condizioni al contorno

Affinché la soluzione del problema di Cauchy sia unica, è necessario fornire le condizioni iniziali e le condizioni al contorno. Un problema idrodinamico relativo alla propagazione di onde di piena in regime di moto lento richiede l'imposizione a monte di un idrogramma delle portate e a valle l'andamento dei livelli o di una scala delle portate. Nelle simulazioni della propagazione delle onde di piena, la procedura da seguire è quella di fornire una condizione iniziale possibilmente equilibrata, quale può essere, ad esempio, quella rappresentata dal moto stazionario determinato da un valore relativamente piccolo di portata fluente nelle diverse sezioni di ingresso e da un prefissato livello o scala delle portate nella sezione di valle. Tale condizione di moto permanente viene raggiunta imponendo delle condizioni al contorno costanti nel tempo.

La procedura di portare a moto permanente un corso d'acqua su fondo completamente asciutto rappresenta la fase più delicata dal punto di vista numerico: essendo il dominio inizialmente asciutto è necessario adottare un passo di integrazione temporale  $\Delta t$  molto più piccolo di quello che sarà poi utilizzato nella simulazione della propagazione dell'onda di piena.

Un espediente è quello di far propagare sull'asciutto una portata più piccola di quella permanente e quindi, una volta che l'alveo si è "bagnato", incrementare progressivamente la portata fino al valore desiderato, lasciando che il sistema si porti a regime.

# Capitolo 3

## Schematizzazione del Dominio di Calcolo

### 3.1 Delimitazione dell'area di studio

Il territorio oggetto di studio con il modello propagatorio riguarda, come si è precedentemente accennato, il *serbatoio artificiale del Centro Cadore*, compreso tra l'abitato di *Lozzo di Cadore* e la *diga di Pieve di Cadore (località Pian delle Ere)*, e l'asta del *Piave* nel tratto che si estende a valle del lago artificiale tra *Pieve di Cadore* e *Belluno*. Il *Piave a Ponte della Vittoria a Belluno* (sezione di chiusura del dominio) ha un bacino imbrifero di  $1964 \text{ km}^2$

Per delimitare la superficie da modellare è stata esaminata la documentazione cartografica (CTR e ortofoto) fornita dalla Regione del Veneto (2012).

Per il serbatoio di Pieve di Cadore la modellazione è stata sostanzialmente limitata alla superficie bagnata più una fascia perimetrale di sicurezza comprensiva, in destra idrografica da nord a sud, di zone abitate come: *Lozzo di Cadore*, *Domegge di Cadore*, *Vallesella*, *Calalzo di Cadore* e *Pieve di Cadore*. Nel dettaglio, in destra idrografica, a partire dall'abitato di *Lozzo di Cadore*, il limite del dominio di calcolo segue inizialmente la *Strada Statale di Alemagna*, fino alla *Stazione Ferroviaria di Calalzo-Pieve di Cadore-Cortina*, e poi il rilevato della *linea ferroviaria Feltre-Calalzo* fino al corpo diga. In sinistra idrografica invece si segue il versante della valle con la curva di livello posta a  $685 \text{ metri s.m.m.}$ . Così delimitato il territorio del lago artificiale schematizzato nel modello si estende complessivamente su di una superficie di circa  $5.5 \text{ km}^2$ .

A valle della *diga di Pieve di Cadore* fino a *Belluno*, la modellazione è stata, invece, sostanzialmente limitata all'alveo attivo del fiume e a due fasce laterali poste in adiacenza, che comprendono parte dei terrazzi alluvionali entro i quali il fiume, dopo le grandi deposizioni delle ultime glaciazioni, ha inciso il suo alveo attuale. Si tratta in qualche modo di due fasce laterali che generalmente si estendono, come si è detto, fino ai bordi delle colline che fiancheggiano il terrazzo alluvionale, che accoglie l'alveo attuale del fiume. Per il tratto di fiume compreso tra la *diga di Pieve di Cadore* e *Belluno*, pertanto, la porzione di territorio schematizzata si estende complessivamente su di una superficie di circa  $28 \text{ km}^2$  con l'asta fluviale in esame lunga complessivamente  $45 \text{ km}$ .

Partendo da *Belluno* e salendo verso monte fino alla *traversa di Soverzene*, nel dettaglio il bordo del dominio di calcolo segue in destra idrografica la *Strada Regionale 50* a partire da *Ponte degli Alpini* fino all'inizio di *Viale Dolomiti* situato a *Ponte nelle Alpi* per poi seguire per un breve tratto la ferrovia *Belluno-Calalzo* delimitando in questo modo gran parte del centro abitato sia di *Belluno* che di *Ponte nelle Alpi*. Proseguendo lungo il *Piave* a monte di *Ponte nelle Alpi*, superata la deviazione che fa piegare verso nord il corso del fiume, i limiti del reticolo di calcolo si sviluppano in buona sostanza ai piedi dei due versanti della valle, comprendendo accanto alla parte attiva dell'alveo anche le due fasce che lo accompagnano, che, dopo il disastro del *Vajont*, accolgono ora importanti insediamenti produttivi e alcune importanti strutture viarie di collegamento tra la *Val Belluna* e le *valli del Cadore*. In particolare, sempre in destra Piave, da *Ponte nelle Alpi* sino *Castellavazzo* è la *Strada Statale 51 (detta Alemagna)* che viene presa come limite del dominio di calcolo, mentre dall'imbocco della *Galleria Termine* sino alla località *Fontanelle di Perarolo di Cadore* si continua a seguire come confine l'*Ex Strada Statale di Alemagna* che interseca più volte quella di nuova costruzione. Il tracciato ferroviario completa il perimetro del dominio sino nel centro abitato di *Perarolo*, dove il *Piave* riceve sempre sulla destra uno dei principali suoi affluenti, il *Boite*; poi sino alla *diga di Pieve di Cadore* si è delimitata la superficie oggetto di studio con delle curve di livello che delimitano una valle assai stretta entro la quale il *Fiume Piave* scorre come un vero e proprio torrente.

Se in destra Piave sono state scelte delle opere costruite dall'uomo per determinare i limiti del dominio, così non è stato in sinistra Piave per la parte compresa tra *Pieve di Cadore* e *Longarone*. In sinistra idrografica, la scelta di imporre dei limiti seguendo le curve di livello è stata assunta a causa della morfologia del territorio che non ha consentito lo svilupparsi di insediamenti da parte dell'uomo. Pertanto, in sinistra idrografica, i versanti delle montagne che delimitano la valle del Piave sono stati utilizzati come limite della superficie da modellare. Dalla località *Codissago*, passando per *Dogna*, *Provagna* sino alla *Zona Industriale di Soverzene*, si è seguito come limite una strada comunale che collega i vari centri abitati; successivamente il perimetro dell'area di studio è delimitato dal *Canale Cellina* che arriva nell'antico borgo di *Soccher* (frazione di *Ponte nelle Alpi* in sinistra Piave), si segue poi la *S.S.51* sino al viadotto di *Ponte nelle Alpi* ed infine la *S.P.1* che percorre la parte più a sud del dominio in sinistra Piave fino alla sezione di chiusura fatta coincidere con il *Ponte della Vittoria* a *Belluno*.

## 3.2 Organi idraulici presenti nel dominio di calcolo

### 3.2.1 Traversa di Soverzene

La traversa ha la funzione di deviare la portata residua del *Piave* e le portate scaricate dalla *centrale di Soverzene* verso il *lago di Santa Croce* attraverso un canale artificiale. Essa è costituita da una parte fissa e da una mobile, che permette la regolazione dei flussi. La soglia fissa è lunga  $269.5\text{ m}$  ed è inclinata linearmente da quota  $391\text{ m s.m.m.}$  fino a quota  $390.5\text{ m s.m.m.}$ . Sulla sua sommità sono presenti

17 *pile* a sostegno della soprastante strada, le quali riducono la larghezza utile dello sfioro a circa 259.2 m. La parte mobile è, invece, costituita da tre luci, ciascuna della larghezza di 12 m, separate da pile di 3.5 m e presidiate da paratoie metalliche a settore circolare con quota di appoggio a 386.6 m s.m.m.. Tra la parte fissa e le suddette luci si interpone un'altra luce larga 6 m, controllata a sua volta da una paratoia metallica piana, con quota di appoggio a 386.6 m s.m.m.. La traversa termina a sinistra con il canale di presa chiuso da due paratoie sghiaiatrici, ciascuna di luce pari a 6 m. L'opera è completata, sul lato destro, da un argine in terra. La quota di massima regolazione dell'invaso a monte della traversa è pari a 390.5 m s.m.m., inferiore a quella della soglia dello sfioratore fisso, mentre la quota di massimo invaso è di 392.4 m s.m.m.. Con tale quota i vari organi di scarico sono in grado di scaricare complessivamente circa 2100 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 3.1:** La traversa di Soverzene.

### 3.2.2 Diga di Pieve di Cadore

Il lago si formò negli anni cinquanta in seguito alla costruzione della *diga di Pieve di Cadore* (anno di costruzione 1948/1949) che sbarra il *Piave* all'altezza di *Sottocastello*. L'infrastruttura faceva parte del complesso di dighe e centrali realizzati dalla *SADE* lungo l'alto bacino del fiume. Al centro del bacino, di fronte a *Calalzo*, si sono formati alcuni isolotti che diventano penisole a seconda del livello dell'acqua, regolato artificialmente dall'*ENEL*.

Per le caratteristiche tecniche della diga di Pieve di Cadore si fa riferimento al capitolo 1.2.

### Caratteristiche del serbatoio

Il serbatoio si estende nella vallata del Piave per  $9.3\text{ km}$  dalla località *Pian delle Ere* dove sorge la diga (in comune di *Pieve di Cadore*) sino allo scarico dell'esistente impianto *Piave-Ansiei* (centrale di *Pelòs*). Occupando la stretta vallata scavata dal *Piave*, presenta una forma allungata che si restringe andando verso nord (tant'è che a *Vallesella* e a *Domegge* è attraversato da due ponti), caratteristica questa che lo rende simile ad un fiordo norvegese.



**Figura 3.2:** Veduta aerea del serbatoio di Pieve di Cadore.

### Dati principali

- Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso:  $818.50\text{ km}^2$ ;
- di cui area glaciale:  $1.63\text{ km}^2$ ;
- Livello di massimo invaso:  $683.50\text{ m s.m.m.}$ ;
- Livello di massima piena:  $685.00\text{ m s.m.m.}$ ;
- Profondità massima:  $108.30\text{ m}$ ;
- Capacità di invaso:

- complessiva:  $68.50 \times 10^6 m^3$ ;
- utile:  $64.30 \times 10^6 m^3$ .

C'è da considerare che i dati sopracitati sono stati estratti dal volume IV dell'ANIDEL (1951-1961) (Associazione Nazionale Imprese produttrici e Distributrici di energia ELettrica) e sono relativi al periodo appena successivo alla costruzione dell'opera di ritenuta; secondo recenti studi, invece, l'invaso risulta interrto per circa il 30% del suo volume complessivo. La capacità complessiva attuale, quindi, sarebbe di circa  $50.00 \times 10^6 m^3$ .

### 3.3 Dati cartografici, rilievi topografici e aerofotogrammetrici utilizzati

Per la messa a punto del modello matematico propagatorio è stato necessario sviluppare una fase preliminare di analisi e di elaborazione delle informazioni disponibili relativamente alla morfologia del territorio considerato. È cruciale al riguardo la scelta preliminare della scala di risoluzione spaziale del modello, nel senso che essa deve costituire un buon compromesso tra l'esigenza di descrivere con il maggior dettaglio possibile l'evoluzione dei fenomeni di allagamento, soprattutto in prossimità delle aree di maggior interesse, e i limiti dell'approccio modellistico adottato, legati da una parte alle potenzialità del programma di calcolo, in termini di efficienza ed accuratezza, dall'altra alle capacità del calcolatore utilizzato, in termini di memoria disponibile e rapidità di esecuzione delle simulazioni numeriche. Un vincolo fondamentale è costituito, inoltre, dalla quantità e qualità dei dati disponibili, che ovviamente devono essere digitalizzati e archiviati con una risoluzione spaziale compatibile con quella delle celle di calcolo che discretizzano il campo di moto potenzialmente interessato dai fenomeni indagati.

#### 3.3.1 Tratto d'alveo compreso tra la diga di Pieve di Cadore e Belluno

Nel caso del *Piave*, tratto compreso tra la *diga di Pieve di Cadore* e *Belluno*, la base cartografica utilizzata per la costruzione del reticolo di calcolo a valle della *diga di Pieve di Cadore* è stata la *Carta Tecnica Regionale, 2004* (*CTR* scala 1 : 5000) reperita dal sito della *Regione Veneto*, della quale sono stati acquisiti tutti i files numerici relativi al territorio indagato in formato sia raster che vettoriale. I file raster *ECW* sono stati scaricati e mosaicati sulla base del quadro d'unione delle *CTR* fuso OVEST. Con i files DXF della *CTR*, georeferenziati nello stesso sistema di riferimento dei file raster *ECW* (2007), è stata costituita una base grafica sulla quale è stato digitalizzato il tracciato di tutti gli elementi morfologici rilevanti ai fini delle elaborazioni. Per le zone di cui non si disponeva della copertura dei files *CTR* vettoriali sono state usate le ortofoto in formato *ECW*.

In particolare sono stati digitalizzati, oltre ai confini del comprensorio e all'alveo di magra, i limiti dei centri abitati e i tracciati degli elementi principali della rete viaria, selezionando tutti i rilevati ferroviari, le autostrade, le strade statali e le

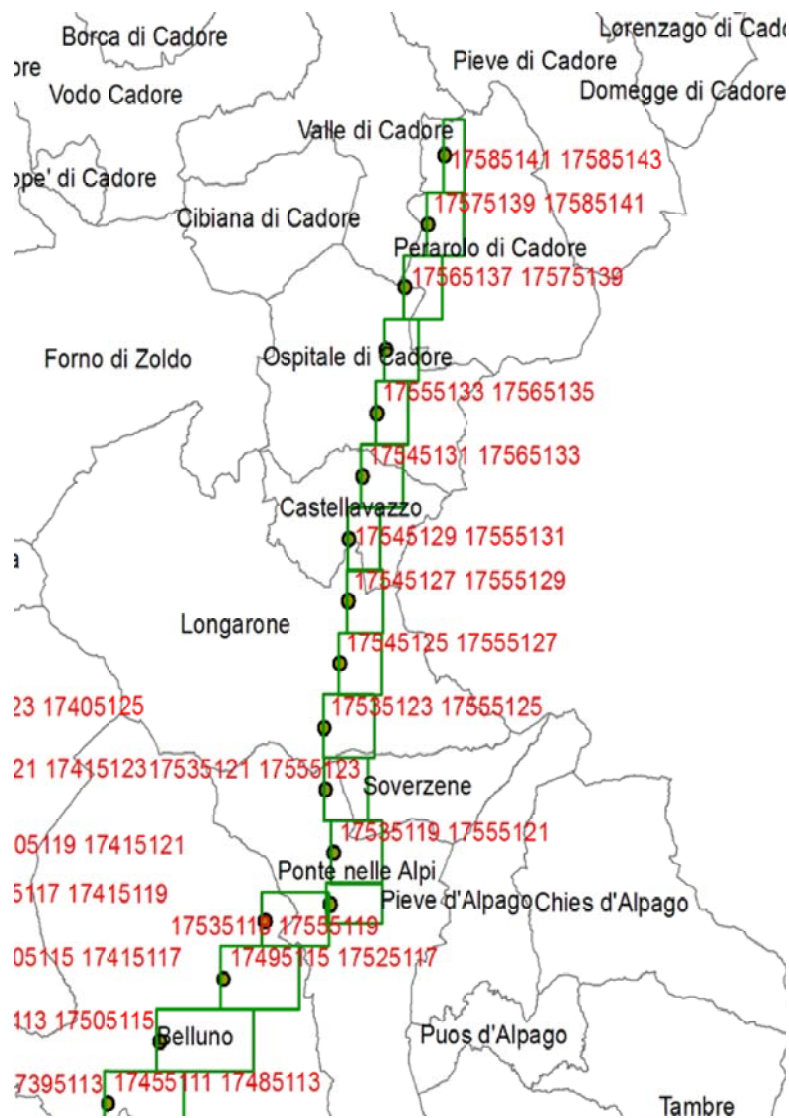
strade provinciali, oltre ad alcune strade minori e ad altri elementi (zone ghiaiose, scarpate e rampe di ponti), la cui conformazione in rilievo rispetto al territorio circostante può verosimilmente costituire un significativo ostacolo alla propagazione di una eventuale onda di sommersione delle zone poste a lato. Durante questa fase di lavoro si è utilizzato il software *AUTOCAD* per tracciare le polilinee e in questo modo digitalizzare gli elementi morfologici del territorio.

Disegnato, con il software grafico, il dominio dell'area di interesse, si è proceduto ad importare l'area di calcolo nel modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (D'Alpaos and Defina, 1993; D'Alpaos et al., 1994; D'Alpaos and Defina, 1995; Defina, 2000; D'Alpaos and Martini, 2003; D'Alpaos et al., 2003; D'Alpaos and Defina, 2007) e che ha trovato in questi anni altrettanto numerose applicazioni. Si basa sulla soluzione delle equazioni di De Saint Venant, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile.

Il modello matematico elabora la mesh di calcolo, cioè un reticolo a maglie triangolari, sui cui nodi insistono le equazioni che governano il moto del fluido. Una volta controllato che la mesh non fosse troppo onerosa in termini di maglie e nodi in previsione del tempo di simulazione, la fase successiva si è svolta quotando le maglie con le seguenti tipologie di files che hanno permesso la copertura totale del dominio di calcolo:

- I files *DEM* (*Digital Elevation Model*) rappresentano la distribuzione delle quote di un territorio, o di un'altra superficie, in formato digitale. Il modello digitale di elevazione viene in genere prodotto in formato raster associando a ciascun pixel l'attributo relativo alla quota assoluta. Il *DEM* può essere prodotto con tecniche diverse. I modelli più raffinati sono in genere realizzati attraverso tecniche di telerilevamento che prevedono l'elaborazione di dati acquisiti attraverso un sensore montato su un satellite, un aeromobile o una stazione a terra. Il modello digitale del terreno *DTM*, dall'inglese *Digital Terrain Model*, a differenza del *DEM*, è ottenuto dall'interpolazione delle curve di livello. Esso è spesso confuso con il *DEM* e la principale differenza tra i due modelli risiede nel fatto che il *DEM* tiene conto di tutti gli oggetti insistenti sul terreno (vegetazione, edifici ed altri manufatti) mentre il *DTM* riproduce l'andamento della superficie geodetica. La differenza tra i due modelli è più evidente in zone urbanizzate dove prevalgono edifici molto alti e/o zone boscate. I files *DEM*, 2004 utilizzati in questo dominio di calcolo sono stati ricavati dalle *CTR* consultabili nel sito della *Regione Veneto*.
- I dati *LIDAR* (*LIghth Detection And Ranging*) sono ottenuti tramite sistemi di misurazione laser a scansione montati su aeromobili e permettono di ottenere misure topografiche di elevata precisione. I dati grezzi sono costituiti da una nuvola di punti disposti irregolarmente sul territorio, di cui sono note le coordinate, la quota e l'intensità di riflessione. I principali prodotti che si ottengono dall'elaborazione di questi punti sono il *DTM* (*Digital Terrain Model*) e il *DSM* (*Digital Surface Model*). In particolare, il *DSM* viene ottenuto dai dati puntuali  $x, y, z$  "first pulse", corrispondenti alla rappresentazione





**Figura 3.3:** Mappa area in oggetto del fiume Piave che evidenzia la suddivisione in box delle zone scansionate da aeromobile; la nomenclatura dei singoli box è la seguente: le prime otto cifre del nome si riferiscono alle coordinate del vertice posto a S-W (prime quattro cifre dell’Easting, prime quattro del Northing), le ultime otto cifre alle coordinate del vertice posto a N-E (prime quattro cifre dell’Easting, prime quattro del Northing).

tridimensionale di tutte le superfici riflettenti (suolo, vegetazione, edifici, etc.), mentre il *DTM* viene ottenuto dai dati puntuali  $x, y, z$  “*last pulse*”, corrispondenti alla rappresentazione tridimensionale della sola superficie fisica del suolo. Nell’elaborazione dei file del *Piave* sono stati riscontrati problemi dovuti alla presenza di jamming in fase di acquisizione perciò le aree affette da jamming sono state divise da quelle non affette (“dati-buoni”). In genere i dati *LIDAR* sono più precisi e attendibili rispetto i files *DEM*. I rilievi *LIDAR* sono stati forniti dall’*Autorità di Bacino* ed eseguiti nel 2004.

Oltre ai files soprariportati, si avevano a disposizione anche delle particolari sezioni del corso del *Piave* ma queste, poichè in numero assai limitato, sono servite solamente come verifica della quotatura svolta con i soli rilievi *LIDAR* e *DEM del Veneto*. Le sezioni a disposizione per il tratto in esame sono state concesse dall’*Autorità di Bacino* e sono riferite all’anno 2006. Le 10 sezioni erano collocate in modo regolare tra la località di *Fontanelle* (appena a valle di *Perarolo*) e *Belluno*.

Attuato il confronto tra le sezioni e il file GEO della mesh, già precedentemente quotata con i rilievi *LIDAR* e *DEM*, si può affermare che c’è corrispondenza di valori tra le quote.

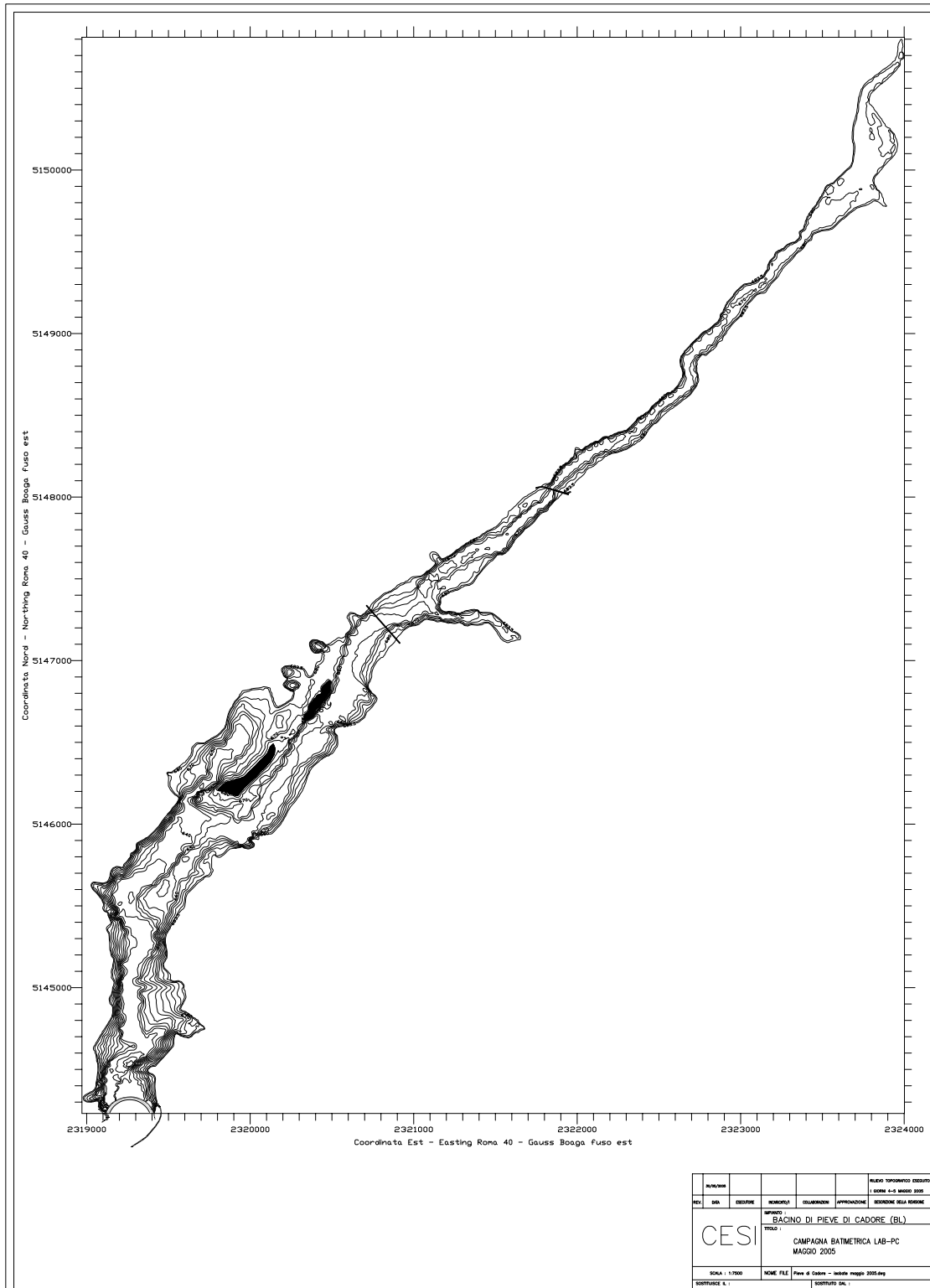
### 3.3.2 Bacino di Pieve di Cadore

Per quanto riguarda il serbatoio di *Pieve di Cadore*, come per il tratto del *Piave* sopraesposto, la base cartografica utilizzata per la costruzione del reticolo di calcolo si riferisce alle *CTR* fornite dalla *Regione del Veneto*. Per la fase di costruzione dei limiti morfologici del territorio è stata adottata la stessa procedura e attenzione con la quale si è digitalizzato il dominio del tratto a valle del fiume. Una volta disegnata l’area di interesse con il software grafico, i confini sono stati importati nel software *INCIDENZE* che ha elaborato il reticolo di calcolo. Il file che ha permesso la quotatura del fondo del *lago di Pieve* è di proprietà dell’*ENEL* ed è stato fornito dalla *Regione Veneto*; si tratta di un rilievo topografico la cui campagna batimetrica si è svolta in data 4 – 5 *Maggio* 2005.

## 3.4 Modellazione matematica del territorio

La costruzione della mesh è stata condotta con una procedura mista manuale ed automatica, scegliendo la disposizione di triangoli in modo da rappresentare nel migliore modo possibile la geometria del dominio. Per determinare il dominio di calcolo la necessaria cartografia è stata ottenuta elaborando i dati cartografici, topografici e aerofotogrammetrici reperiti presso gli Enti territoriali preposti. In particolare sono stati rappresentati nel reticolo di calcolo i seguenti elementi:

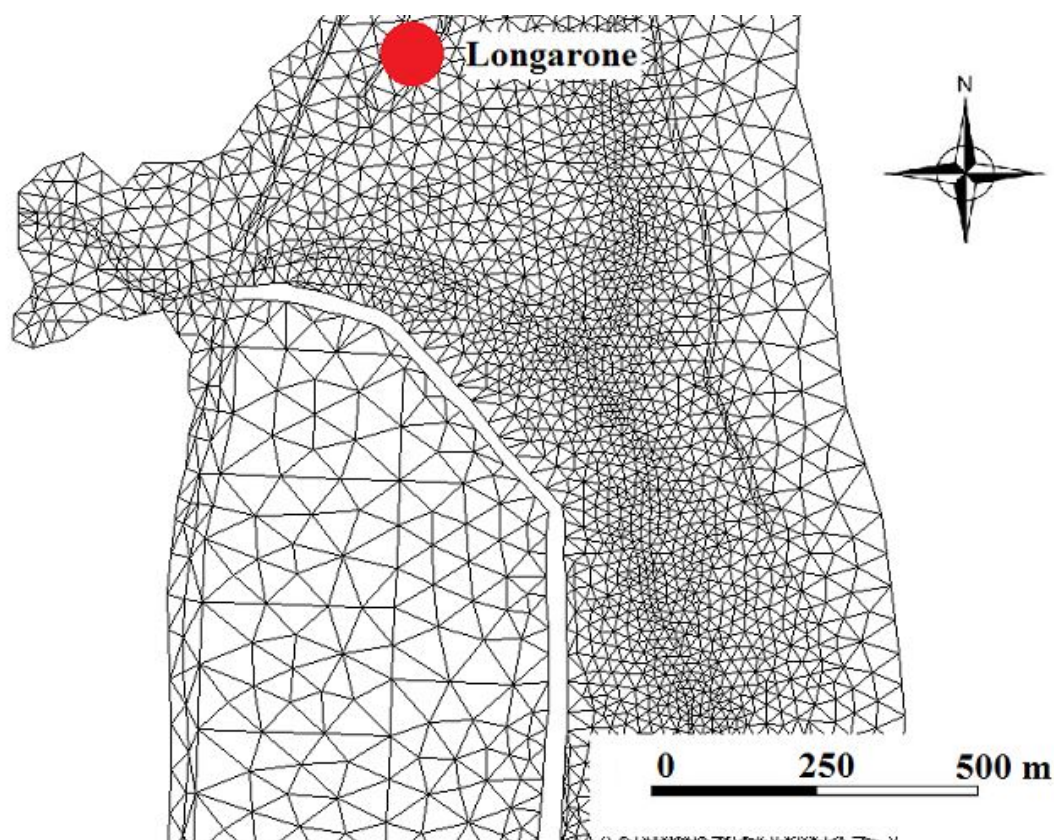
- il tracciato dei contorni esterni del dominio e quello dei contorni interni principali (tracciato delle strade, versanti delle montagne, alveo di magra, limiti dei centri abitati);
- il tracciato delle strade, dei rilevati ferroviari e degli altri elementi che possono interferire sensibilmente con la propagazione delle acque esondate sul territorio.



**Figura 3.4:** Rilievo topografico fornito della Regione del Veneto (2005) in cui si evidenzia la batimetria del serbatoio di Pieve di Cadore.

### 3.4.1 Tratto d'alveo compreso tra Pieve di Cadore e Belluno

Particolare attenzione è stata posta, ovviamente, nella schematizzazione delle aree di pertinenza fluviale relative all'alveo di magra. Qui infatti la geometria dell'alveo è complicata per la suddivisione della corrente in diversi filoni intrecciati fiancheggiati da vaste espansioni golenali. Nella discretizzazione del relativo dominio di calcolo si è perciò tenuto conto di queste singolarità, al fine soprattutto di poter riprodurre correttamente i livelli massimi che localmente l'acqua raggiunge durante le piene. A partire dalla zona di Longarone, procedendo verso valle, anche la schematizzazione del territorio esterno è stata effettuata con una certa accuratezza. In una prima fase sono stati collocati gli elementi bidimensionali che descrivono le strade e i rilevati, mentre in una fase successiva si è proceduto alla discretizzazione della restante parte del territorio con elementi bidimensionali di maggiori dimensioni. Complessivamente per il *Piave* a valle della *diga di Pieve di Cadore*, il reticolo risultante è composto da circa 45500 nodi, 88500 elementi bidimensionali e 185 tronchi speciali. Questi ultimi, in particolare, sono stati utilizzati per rappresentare gli argini interni alle golene del *Piave* che possono essere interessati da fenomeni di tracimazione.



**Figura 3.5:** Particolare della mesh nella zona di Longarone in cui si evidenzia la diversa discretizzazione del territorio a cavallo dell'alveo di magra del Piave.

La Figura 3.5 riporta il reticolo di calcolo utilizzato nelle simulazioni per questa parte del bacino del fiume. Si può notare che la zona meglio discretizzata è la parte

relativa all'alveo di magra, quindi con le maglie più fitte e di piccole dimensioni; mentre le zone laterali sono interessate da maglie triangolari di grandezze maggiori poiché si suppone che l'acqua le possa investire limitatamente e solamente per eventi eccezionali. Complessivamente la dimensione minima del lato delle celle bidimensionali è di circa 17 m, mentre quella massima è di circa 150 m.

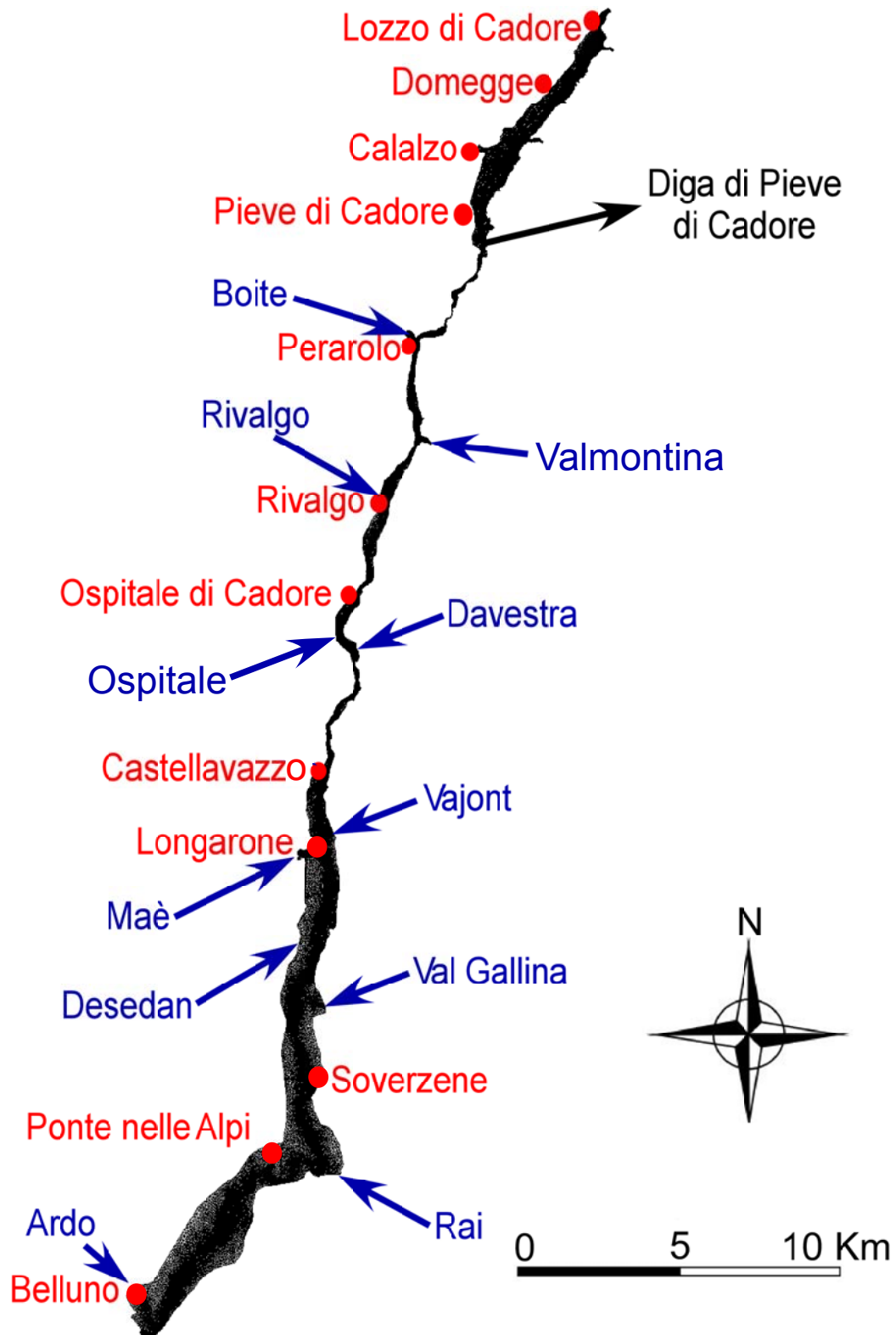
Nell'immagine 3.6 sono stati evidenziati i vari affluenti che riversano le proprie acque nel *Piave*; essi sono stati ben schematizzati nella mesh poiché nelle loro estremità, durante le simulazioni, si dovranno imporre le condizioni al contorno del problema.

Per la quotatura del dominio di calcolo sono stati utilizzati i dati cartografici esposti nel paragrafo precedente ma con le differenziazioni riportate nelle Figure 3.7 e 3.8 dovute alla disponibilità o meno dei dati.

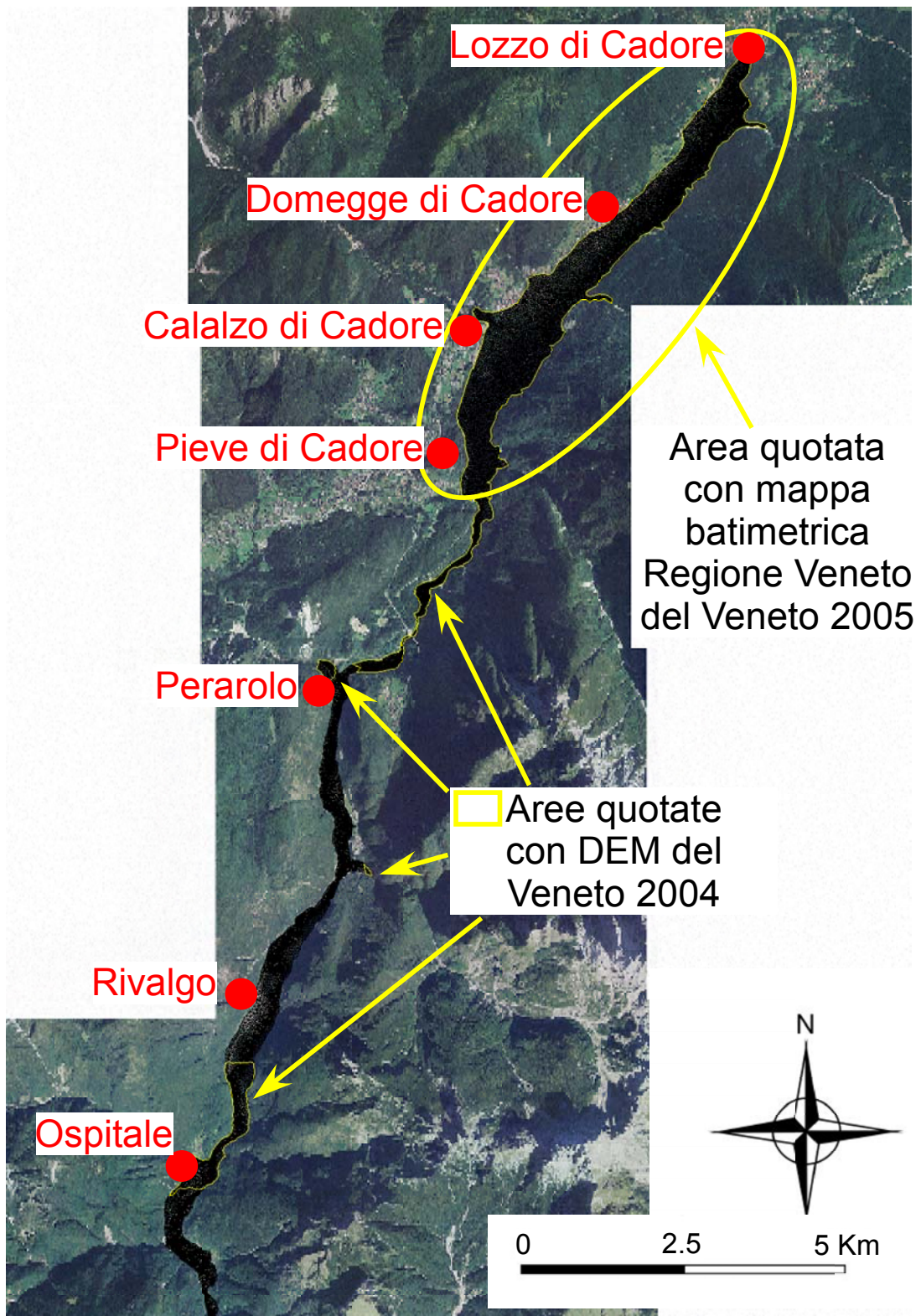
La quotatura, per la maggior parte del territorio oggetto di indagine, è stata eseguita utilizzando i rilievi *LIDAR* che risultano molto più precisi rispetto al *DEM* del *Veneto*. Una volta importati i file XYZ nel modello matematico, si è dovuto compiere un lavoro certosino di sistemazione delle scarpate e dei versanti delle montagne. Laddove si avevano brusche variazioni di pendenza (gradienti elevati) si evidenziava, nella mesh, il cosiddetto 'dente di sega', cioè i triangoli, afferenti ad aree in cui la maggior parte dei punti (del file XYZ) era riferito a quote più basse, si coloravano di una tinta più chiara rispetto ai triangoli adiacenti ma con la maggioranza dei punti riferiti a quote più elevate. (Figura 3.9) La problematica si è risolta mediando due a due le quote delle maglie adiacenti risultanti quotate più basse e quotate più alte, schematizzando così attraverso un piano intermedio gli elevati gradienti dei versanti delle montagne e delle scarpate.

### 3.4.2 Serbatoio di Pieve di Cadore

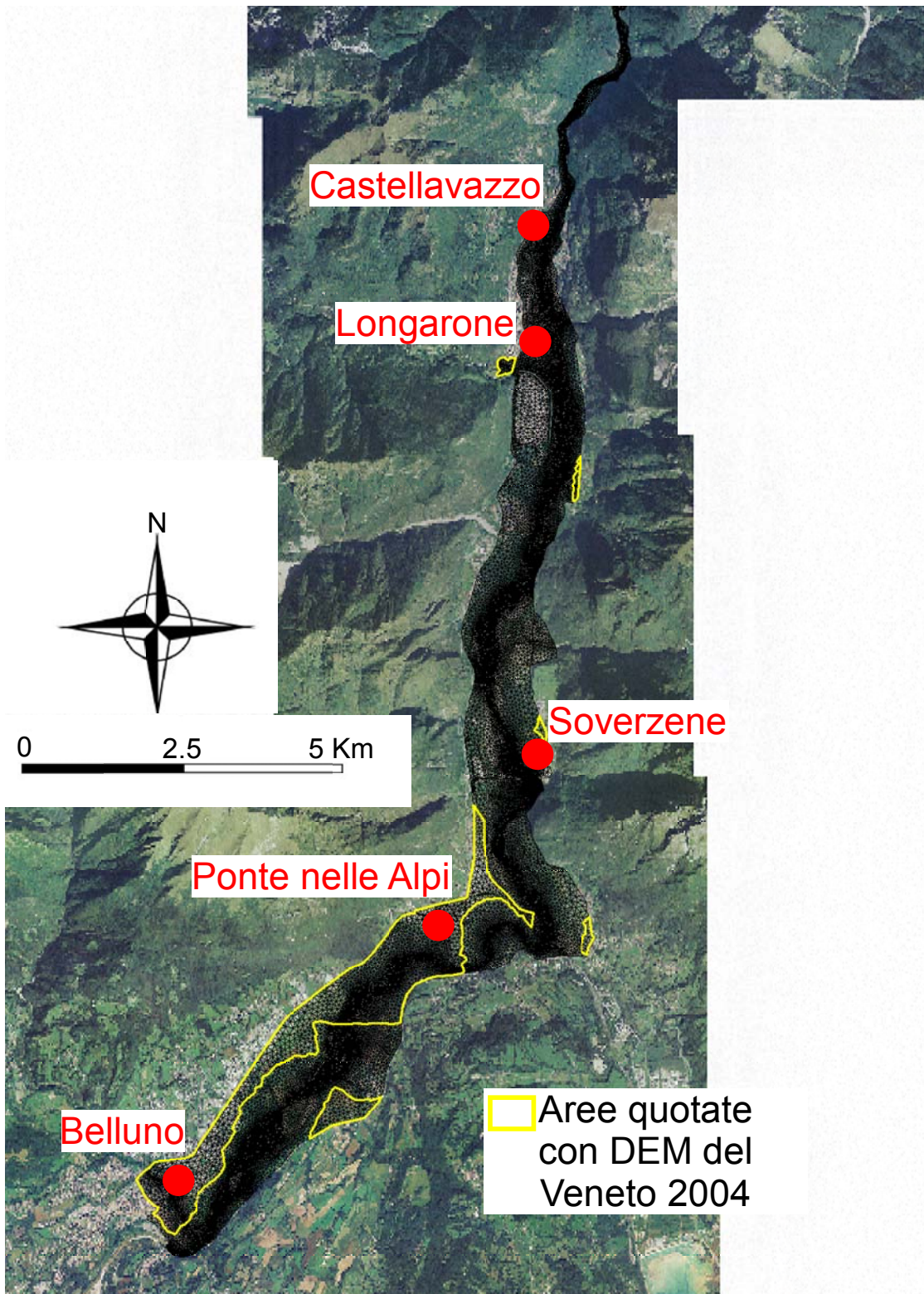
Per modellare l'invaso di Pieve di Cadore è stata adottata la stessa procedura relativa al tratto di fiume tra la diga e Belluno considerando che il reticolo risultante è composto da circa 11000 nodi, 21200 elementi bidimensionali e 15 tronchi speciali. Questi ultimi, in particolare, sono stati utilizzati per rappresentare gli scarichi della diga di *Pieve*. Il file che ha permesso la quotatura del fondo del *lago di Pieve* è stato fornito dalla *Regione Veneto* e si tratta di un rilievo topografico la cui campagna batimetrica si è svolta in data 4 – 5 *Maggio* 2005. Esso pone in evidenza un dato altamente significativo: l'interrimento della diga. Infatti, dopo aver consultato il materiale del Gruppo SADE (1956) si nota che il bacino di invaso formato dalla diga non possiede più le quote del fondo riconducibili al momento di costruzione dell'opera, ma a causa di un ragionevole interrimento la superficie a tergo della diga risulta più elevata. Tutto ciò è anche sostenuto nella relazione, dell'Ing Susin, Giovanni Maria (2009) nella quale afferma che l'invaso, originariamente avente un volume di 68.5 *milioni di m<sup>3</sup>*, ora si trova ad avere un invaso di poco superiore a 34 *milioni di m<sup>3</sup>* con conseguente interrimento di oltre 34 *milioni di m<sup>3</sup>*. Molto probabilmente le stime fatte dallo studio sono in eccesso ma, come precedentemente affermato, non è assolutamente da escludere una tesi simile osservati i rilievi batimetrici della *Regione Veneto* del 2005, ma soprattutto pensando al materiale depositato durante la straordinaria piena del *Novembre* 1966.



**Figura 3.6:** Reticolo di calcolo del serbatoio di Pieve di Cadore e del corso del fiume Piave tra Lozzo di Cadore e Belluno; sono stati segnalati tutti i vari affluenti: 110000 nodi e 56500 maglie.

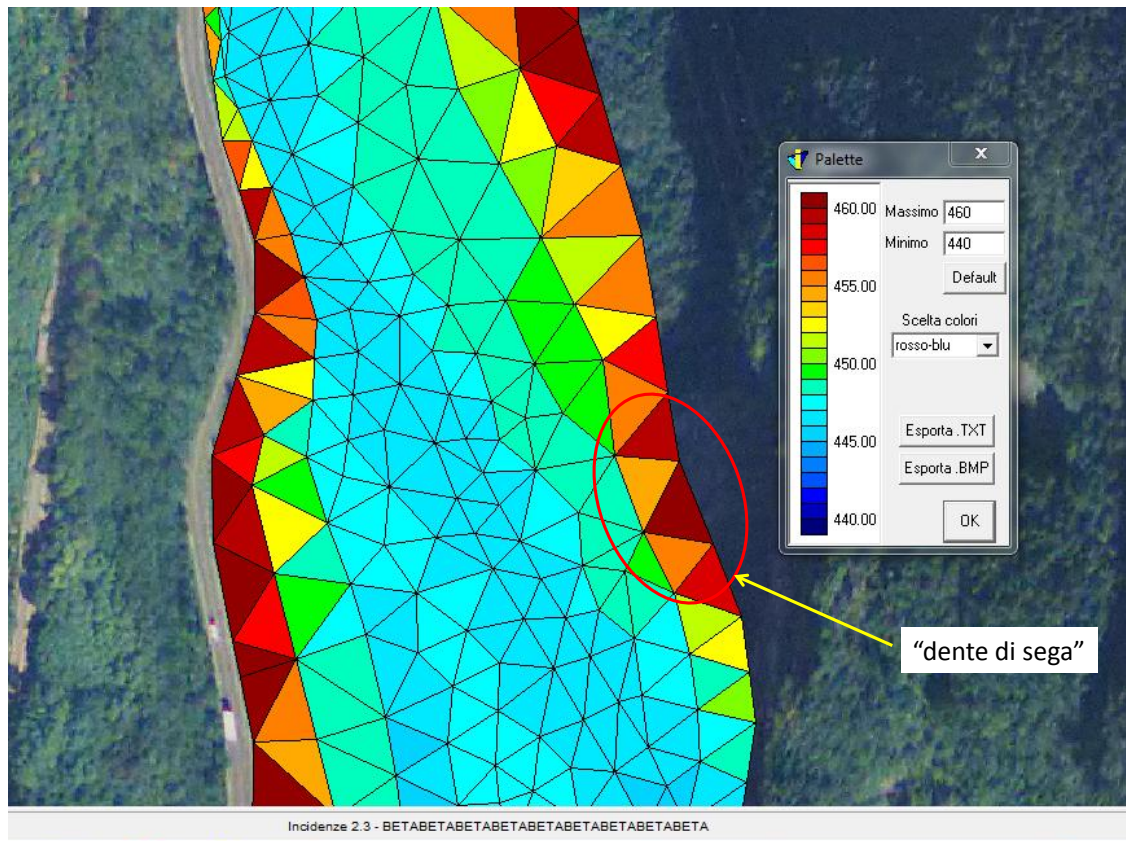


**Figura 3.7:** Ortofoto della parte nord dell'area oggetto di studio in cui sono evidenziate le zone quotate con i files DEM e carta batimetrica, tutto il restante territorio è stato quotato con i rilievi LIDAR.



**Figura 3.8:** Ortofoto della parte sud dell'area oggetto di studio in cui sono evidenziate le zone quotate con i files DEM, tutto il restante territorio è stato quotato con i rilievi LIDAR.





**Figura 3.9:** Particolare della fase di quotatura del dominio di calcolo in cui si evidenzia la formazione dei ‘denti di sega’ delle maglie poste in prossimità delle scarpate o , in generale, delle zone con un elevato gradiente altimetrico.

### 3.4.3 Caratteristiche dei tronchi speciali utilizzati e scelta dei coefficienti di scabrezza

Mediante l’inserimento di elementi monodimensionali ‘speciali’ è possibile simulare, in particolare, il funzionamento delle arginature, che non potrebbero diversamente essere descritte correttamente utilizzando soli elementi bidimensionali, a meno di non appesantire considerevolmente gli oneri di calcolo. Altri elementi ancora permettono di simulare il funzionamento di paratoie, che possono essere utilizzate mantenendo un’apertura fissa o possono operare automaticamente in questo modo:

- l’apertura della paratoia viene modificata in modo da far defluire una portata massima costante assegnata;
- l’apertura della paratoia viene modificata in modo da mantenere a monte la quota assegnata.

Nella mesh utilizzata per schematizzare il tratto di alveo oggetto di studio sono stati inseriti i tronchi speciali argine e paratoia.

I primi sono stati inseriti per descrivere le eventuali arginature o rilevati stradali presenti nel tratto di *Piave* tra la diga e *Belluno*, per le quali è sufficiente assegnare le caratteristiche geometriche (larghezza sfioro e quota sfioro) e il valore del coefficiente di portata ( $C_q$ ), perché il modello determini, al variare delle quote idrometriche, l’andamento della portata che eventualmente traccina la soglia. Oltre a schematizzare gli argini, i tronchi speciali soglia sono stati utilizzati per descrivere sia lo sfioro del coronamento della *diga di Pieve*, sia la parte fissa che permette la regolazione dei flussi della *traversa di Soverzene*.

Un uso minore ma più specifico è stato fatto per gli elementi monodimensionali speciali paratoie, i quali sono stati adottati per descrivere gli scarichi a luci regolate della *diga di Pieve* e della *traversa di Soverzene*. Per la *diga di Pieve* sono state fatte diverse ipotesi di posizionamento e utilizzo degli scarichi, pertanto nel corso delle diverse simulazioni sono stati cambiati i parametri che caratterizzano questi tronchi speciali; al contrario, nella *traversa di Soverzene*, non si sono mai modificati i parametri della parte mobile presidiata da paratoie regolabili.

I parametri che entrano in gioco per la schematizzazione di una paratoia sono:

- quota del fondo;
- larghezza della sezione rettangolare equivalente;
- coefficiente di contrazione;
- apertura della paratoia;
- eventuali portata/livello da sostenere in base al tipo di funzionamento della paratoia;
- tipo di funzionamento (luce fissa, luce regolata comandata dalla massima portata costante assegnata che può defluire o luce regolata dal livello massimo assegnato che si deve mantenere a monte).

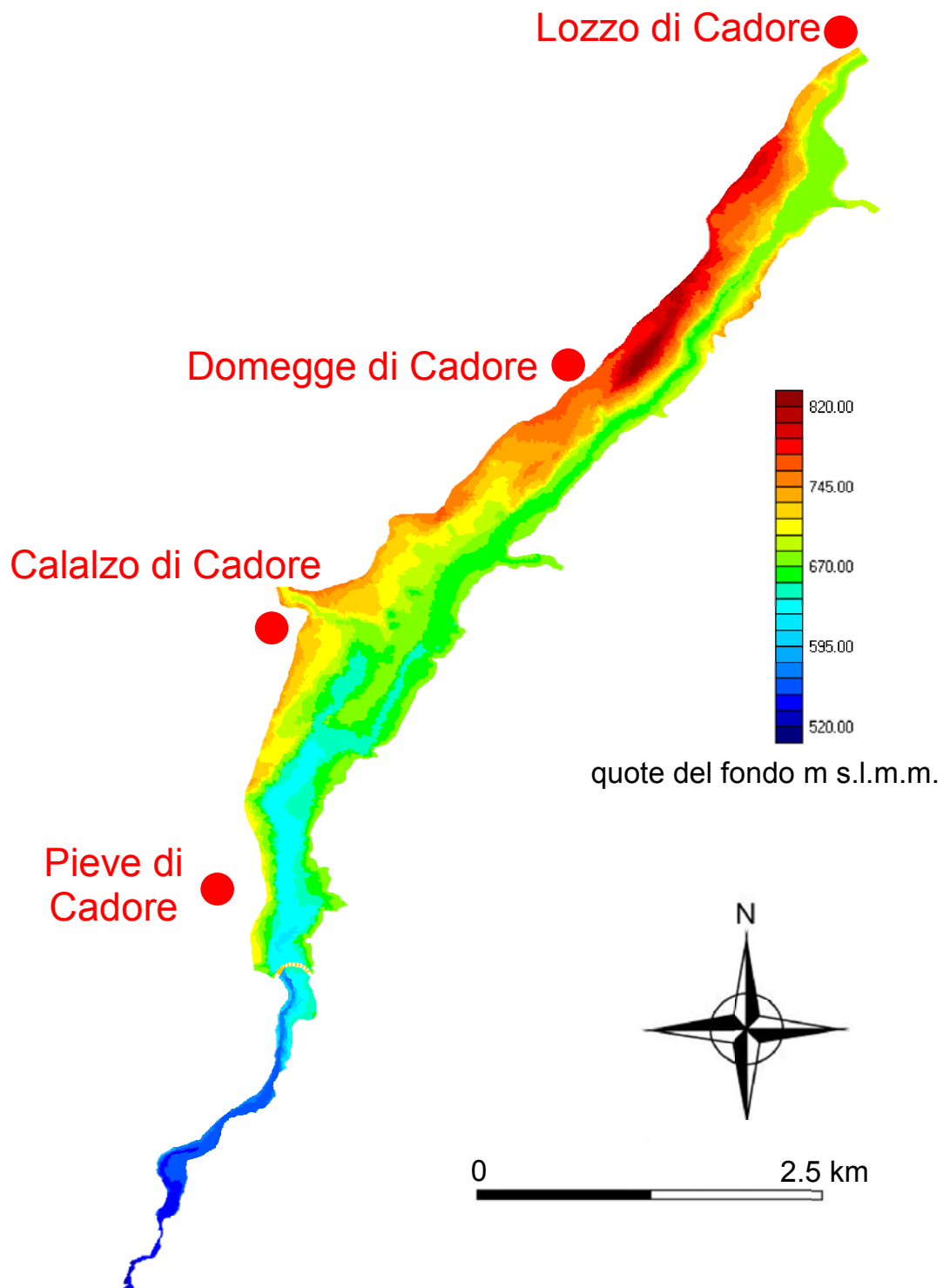
La fase finale della, non breve, modellazione matematica è stata effettuata con l'ausilio delle ortofoto ECW che sono state fondamentali per riconoscere e assegnare alle diverse zone, per resistenza al moto, i coefficienti di scabrezza  $k_s$ . Questo supporto tecnico è stato indispensabile per individuare visivamente le zone boscate, il filone di magra del Piave, gli edifici ecc... Quanto ai valori adottati nelle simulazioni per il coefficiente di scabrezza secondo *Strickler*, questi sono stati scelti per analogia con situazioni simili descritte in letteratura. La differenziazione adottata suddivide gli elementi del dominio di calcolo in classi omogenee basate sulle seguenti distinzioni:

- filone di magra del Piave:  $k_s = 25 m^{1/3} s^{-1}$
- zone ghiaiose facenti parte dell'alveo:  $k_s = 20 m^{1/3} s^{-1}$
- strade, vie di comunicazione e centri abitati:  $k_s = 15 m^{1/3} s^{-1}$
- aree ricoperte da manto erboso/zone di pascolo:  $k_s = 10 m^{1/3} s^{-1}$
- aree boscate:  $k_s = 5 m^{1/3} s^{-1}$

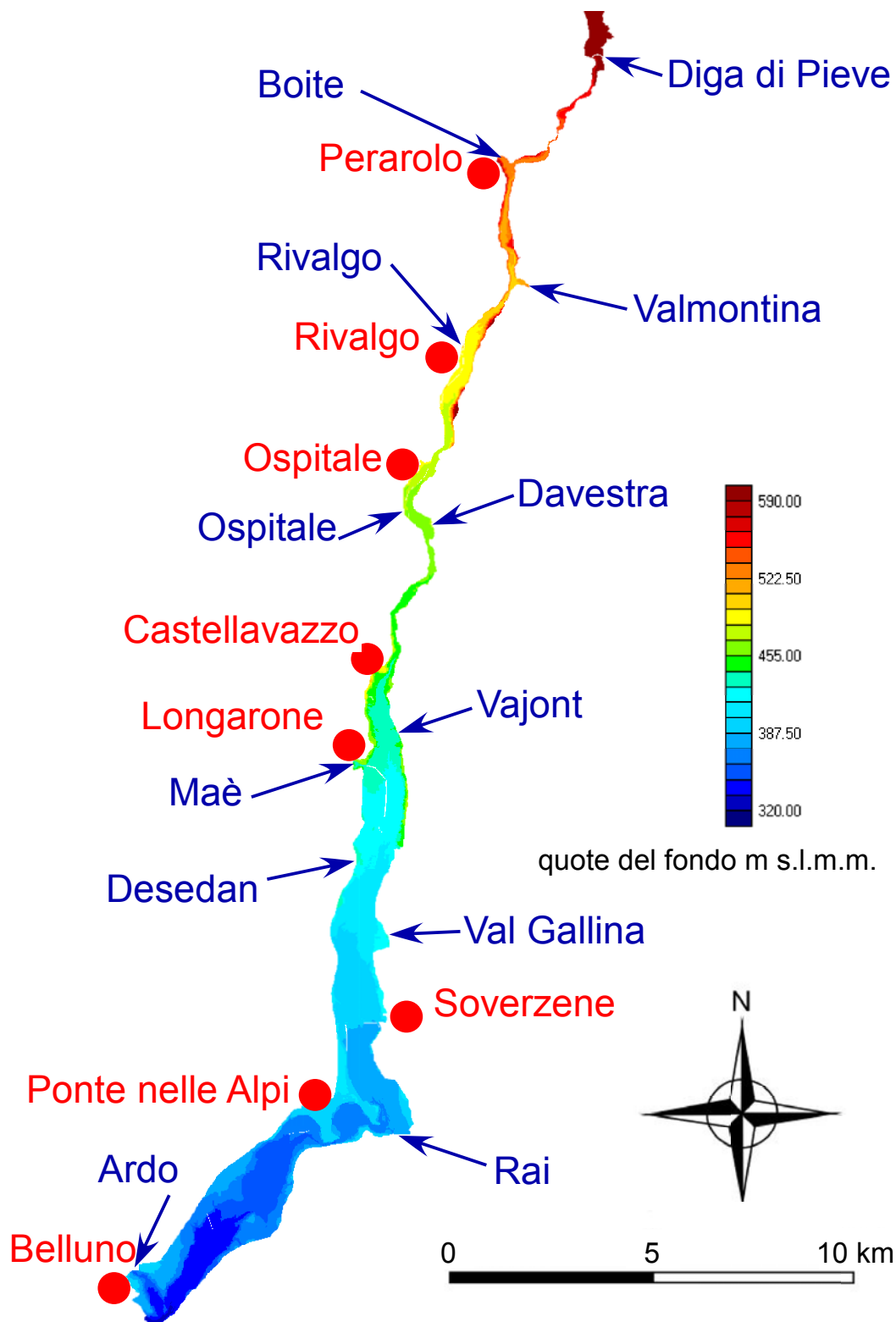
Gli effetti delle perdite di carico localizzate, dovute ad eventuali ostacoli, restringimenti o altro, sono stati descritti conglobando tali fenomeni in quelli della resistenza continua, scegliendo opportunamente i coefficienti di scabrezza, come è del resto usuale in problemi di questo tipo, nei quali si vogliono cogliere non tanto gli effetti locali quanto piuttosto gli effetti generali introdotti dalla presenza di eventuali singolarità.

La Figura 3.10 riporta una rappresentazione a colori della distribuzione delle quote assegnate agli elementi della mesh, mentre nella Figura 3.12 sono riportati i valori dei coefficienti di scabrezza secondo *Strickler* adottati per le simulazioni.

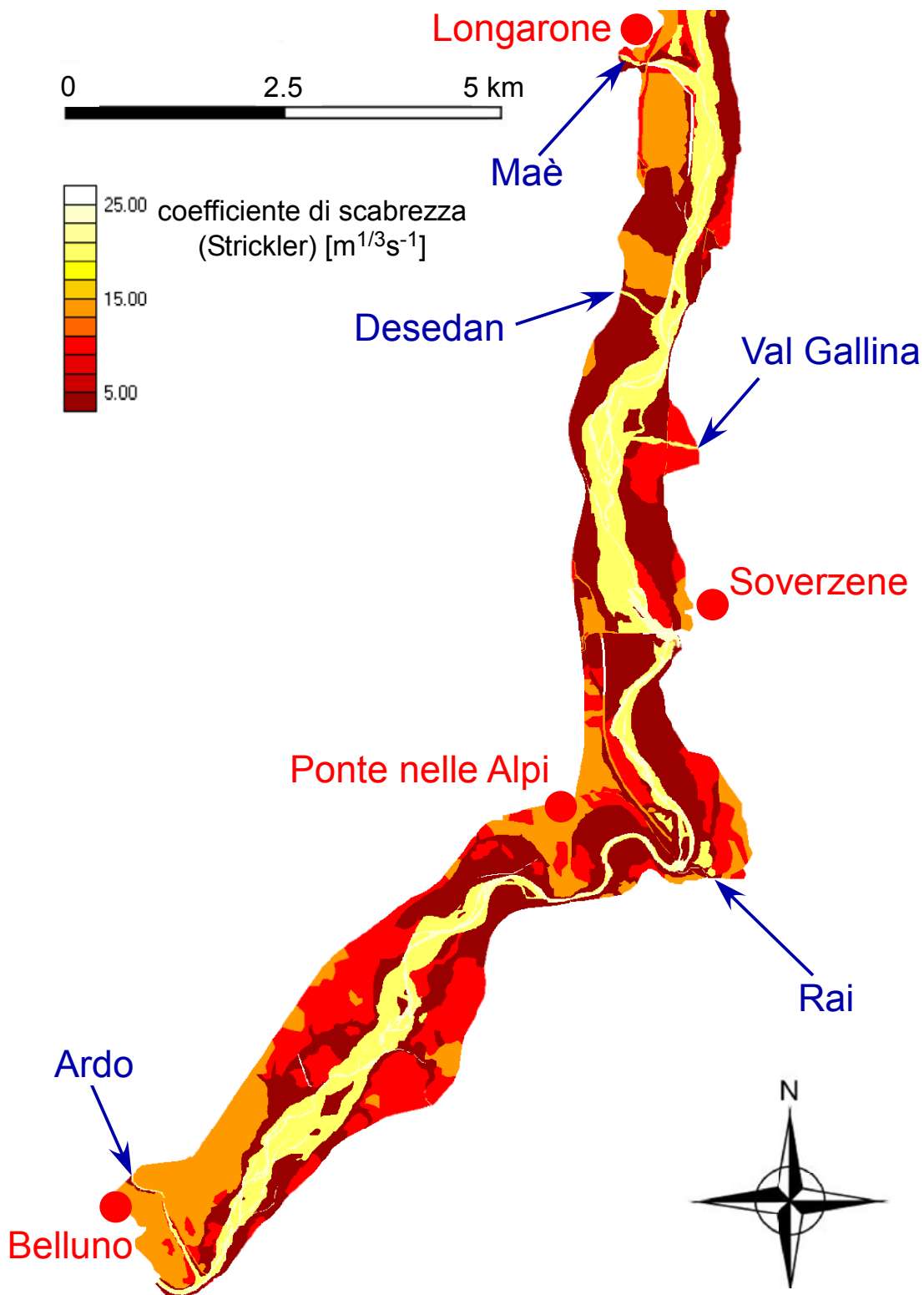
Le Figure 3.13 e 3.14 forniscono un'idea del dettaglio con cui è descritto il dominio di calcolo, degli elementi morfologici riprodotti e della distribuzione assunta per il coefficiente di scabrezza secondo *Strickler*.



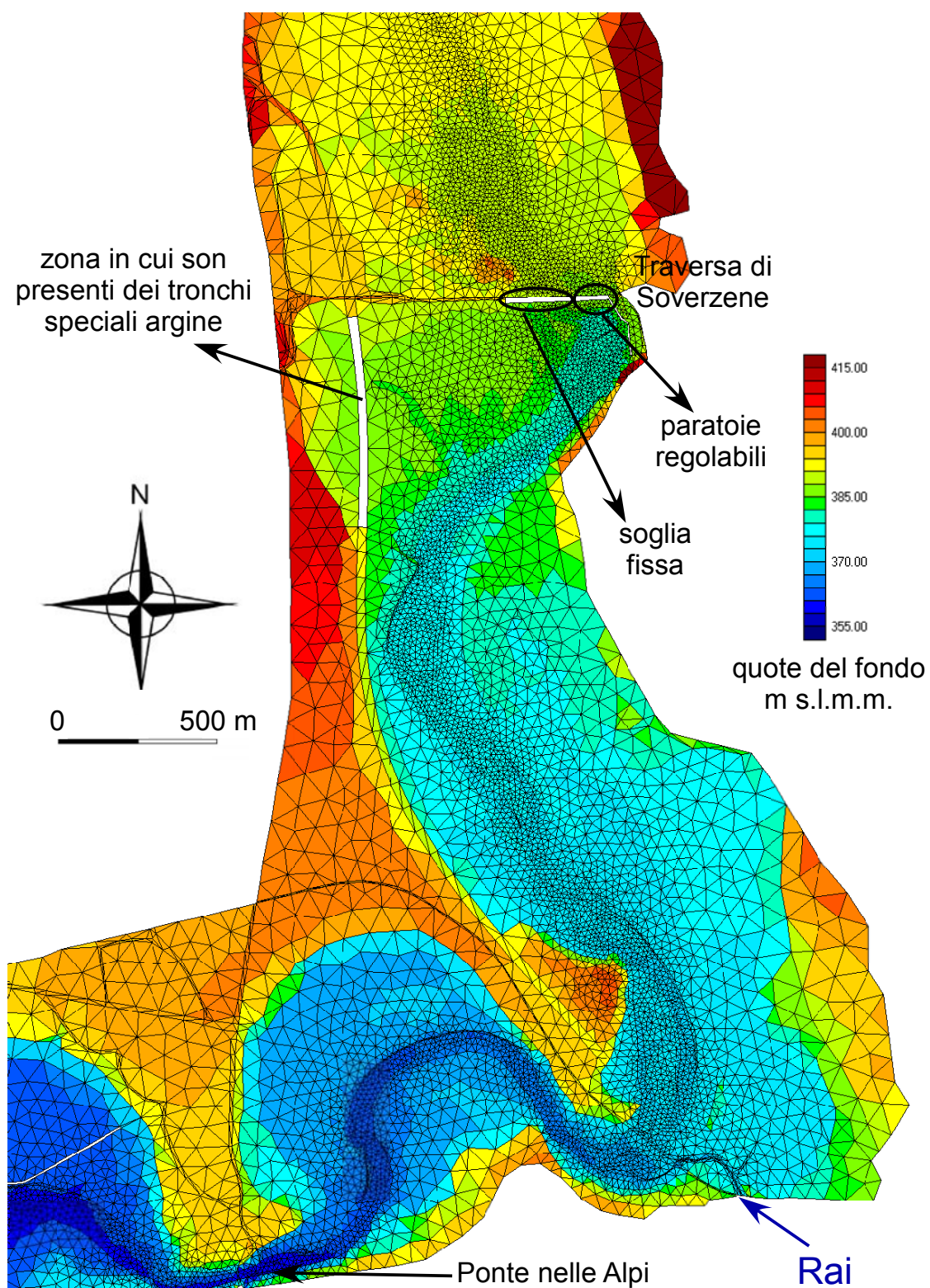
**Figura 3.10:** Altimetria a scala di colori del territorio schematizzato nel reticolo di calcolo del bacino di Pieve di Cadore.



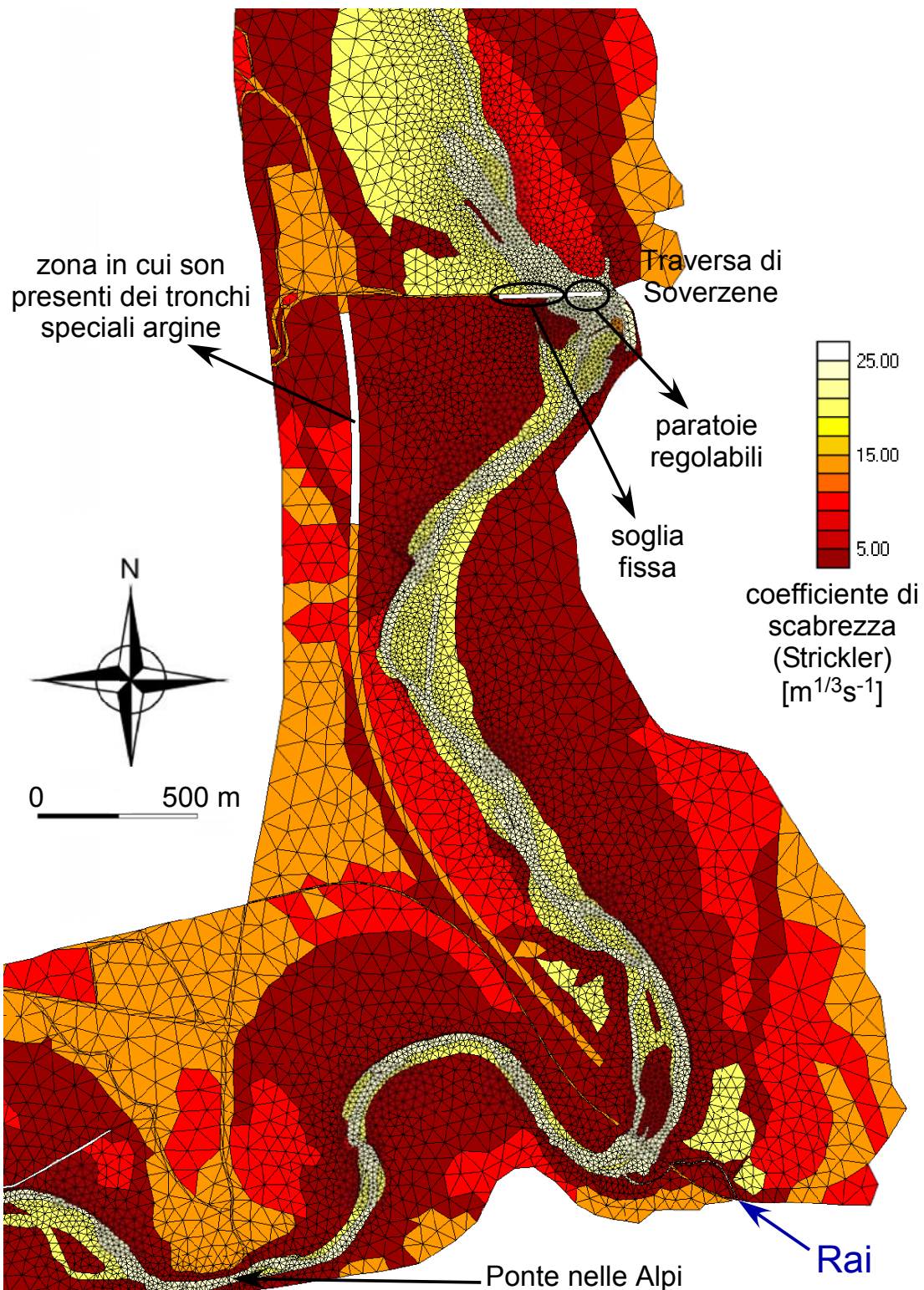
**Figura 3.11:** Altimetria a scala di colori del territorio schematizzato nel reticolo di calcolo del corso del Piave nel tratto tra la diga di Pieve di Cadore e Belluno. Sono evidenziate le immissioni nel corso d'acqua principale degli affluenti.



**Figura 3.12:** Distribuzione a scala di colori dei coefficienti di scabrezza secondo Strickler nel reticolo di calcolo del corso del Piave tra Longarone e Belluno.



**Figura 3.13:** Particolare della zona tra la traversa di Soverzene e Ponte nelle Alpi in cui è posta in evidenza l'altimetria della maglie.



**Figura 3.14:** Distribuzione dei coefficienti di scabrezza secondo Strickler all'interno del reticolo di calcolo (particolare: traversa di Soverzene-Ponte nelle Alpi).



# Capitolo 4

## Effetti di un diverso raffinamento del reticolo di calcolo sui risultati delle simulazioni

Inizialmente è stato svolto un confronto fra la mesh costruita ‘ad hoc’ per svolgere l’analisi che verrà illustrata nel paragrafo 5.2 e la ‘vecchia’ mesh usata dal *dipartimento IMAGE (ora ICEA)* per svolgere le simulazioni dello stesso tratto di fiume effettuate sino ad oggi; questo tipo di confronto è stato eseguito per cercare di capire quali potevano essere le differenze sostanziali nei risultati delle simulazioni condotte con un reticolo di calcolo caratterizzato da un minor grado di discretizzazione e un reticolo di calcolo più raffinato per la stessa porzione di territorio.

### 4.1 Condizioni al contorno utilizzate per effettuare il confronto tra la vecchia mesh e quella di nuova realizzazione

Per cercare di eseguire quest’analisi si è scelto di far propagare l’idrogramma relativo all’evento di piena con Tr 100 anni calcolato a *Macchietto* dal Dipartimento ICEA dell’*Università di Padova* per entrambe le mesh di calcolo ed osservare le differenze che ne scaturivano. A livello procedurale, si è tagliata la nuova mesh all’altezza della località *Macchietto* per quanto riguarda la sezione di monte del reticolo di calcolo, mentre a valle è stata scelta la sezione in prossimità di *Ponte della Vittoria* a *Belluno*. Allo stesso modo si è proceduto per ottenere dal reticolo di calcolo già esistente la medesima porzione di alveo da confrontare con quella di nuova costruzione.

Per ogni affluente del *Piave*, compreso tra *Macchietto* e *Belluno*, sono state inserite le condizioni al contorno riferite all’evento di piena con Tr 100 anni, mentre per la sezione di valle, coincidente con *Ponte della Vittoria* in prossimità di *Belluno*, ci si è avvalsi della scala delle portate calcolata con il modello già esistente (4.1) non avendo a disposizione, in quella sezione, una scala delle portate nota.

$$Q = 91.4 \cdot (h - 330.3)^{2.05} \quad (4.1)$$

La distribuzione dei coefficienti di Strickler per le due mesh è esattamente la stessa ed è basata su dati ricavati in letteratura, in quanto non è stato possibile eseguire una vera e propria taratura del modello a causa dell'assenza di misure di livello e portata durante gli eventi di piena in questo tratto d'alveo. Esistono solo misure di livello riferite ad idrometri di cui non è noto lo zero idrometrico e con i quali pertanto non è stato possibile eseguire il confronto.

Con le sopracitate condizioni al contorno sono state condotte le simulazioni riferite ad un evento con tempo di ritorno centenario con entrambi i reticoli di calcolo.

## 4.2 Risultati ottenuti dal confronto

Per l'analisi dei risultati delle simulazioni che verranno illustrate d'ora in avanti sono state prese in considerazione alcune sezioni lungo il corso dell'alveo del *Piave*. Alcune di esse sono state scelte perché collocate a valle di importanti torrenti, come *Boite e Maè*, altre perché in prossimità di centri abitati e zone industriali, come *Perarolo, Ospitale, Ponte nelle Alpi e Longarone*.

Di seguito sono elencate, a partire da nord per proseguire verso sud, le 8 sezioni scelte:

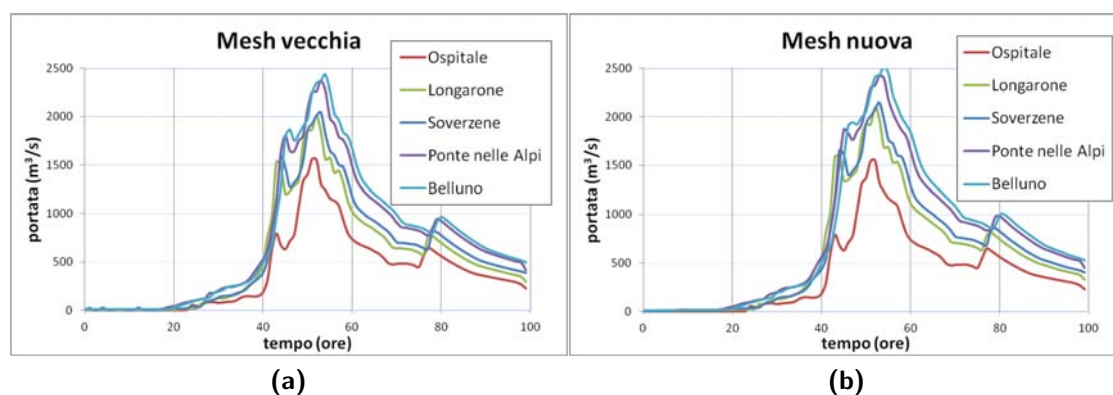
1. **Lozzo di Cadore**, coincidente con la sezione in ingresso del reticolo di calcolo (idrogramma di piena dell'evento 4-5 Novembre 1966);
2. **Pieve di Cadore**, appena a valle della diga per osservare la portata in uscita dagli scarichi con le diverse ipotesi di funzionamento;
3. **Perarolo**, in prossimità del centro abitato appena a valle dell'immissione del *Boite*;
4. **Zona Industriale Ospitale di Cadore**, potenzialmente interessata da allegamento a seguito di eventi con elevati tempi di ritorno;
5. **Zona Industriale di Longarone**, a valle della confluenza del torrente *Maè*, potenzialmente allagata per eventi con elevati tempi di ritorno;
6. **Soverzene**, 100 metri a valle della traversa fluviale;
7. **Ponte nelle Alpi**, in corrispondenza al ponte;
8. **Belluno**, in corrispondenza a *Ponte della Vittoria* che coincide con la sezione finale del dominio di calcolo preso in considerazione.

Nel confronto effettuato tra le due mesh caratterizzate da un diverso grado di raffinamento che descrivono il tratto d'alveo compreso tra *Macchietto e Belluno*, non sono state considerate le sezioni di *Lozzo di Cadore, Pieve di Cadore e Perarolo* poiché non rientrano nel perimetro del dominio di calcolo utilizzato.

I risultati ottenuti dal confronto sono stati davvero interessanti e le osservazioni che ne sono scaturite sono state molteplici.

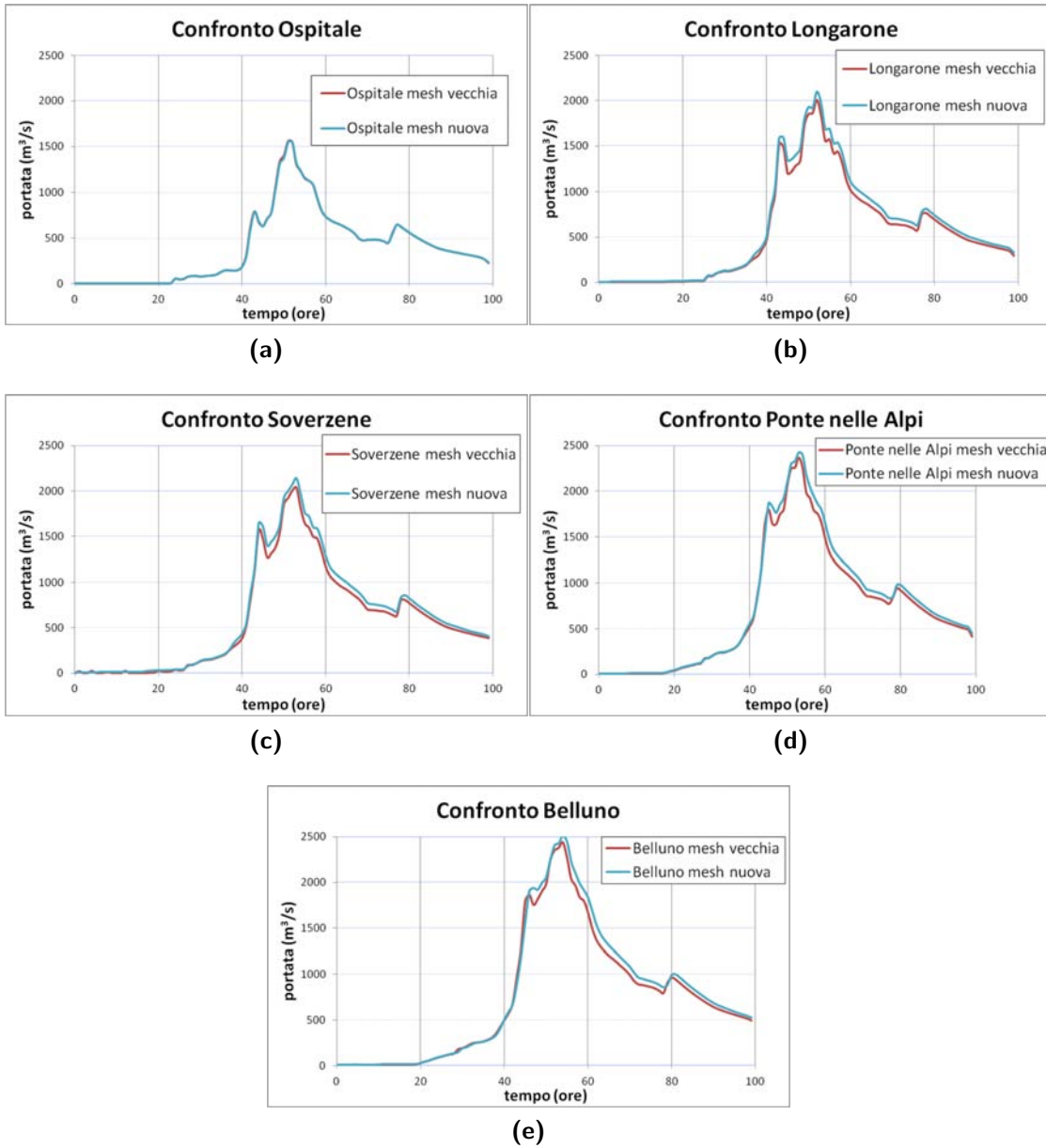
Si è notato che la propagazione dello stesso evento di piena, nella medesima porzione di alveo, produce un incremento di portata medio del 6 – 7% a favore della mesh più raffinata (quella di nuova costruzione). Le sezioni interessate da questo aumento di portata sono: Longarone, Soverzene, Ponte nelle Alpi e Belluno. La differenza tra le portate al colmo per le due mesh risulta, quindi, tutto sommato esigua.

Questo si evince dalla comparazione degli idrogrammi di piena (Figura 4.2) svolti per le sezioni considerate. Infatti i tiranti d’acqua calcolati usando il dominio di calcolo di costruzione recente sono maggiori rispetto a quelli calcolati con la vecchia mesh: questo è messo in evidenza dal confronto dell’involuppo dei massimi tiranti che si instaurano lungo il corso del *Piave* (Figure 4.3 e 4.4). Questa apprezzabile differenza potrebbe essere una conseguenza della migliore rappresentazione del territorio effettuata dalla mesh più dettagliata. Le immagini relative al confronto tra i domini di calcolo inserite nelle Figure 4.3 e 4.4 dimostrano che la mesh di nuova costruzione, essendo più raffinata, rappresenta al meglio il campo di moto idrodinamico locale che si sviluppa lungo il corso dell’alveo, e quindi i gradienti dei tiranti. La colorazione più bluastra che assumono le immagini di destra sta a significare che, come soprascritto, i tiranti sono maggiori; nonostante ciò, il territorio interessato dalle esondazioni dell’evento di piena centenario è lo stesso per entrambe le simulazioni. Quello che ci si aspettava dal confronto tra i due reticoli di calcolo era, principalmente, che la mesh ‘più raffinata’ fosse in grado di rappresentare meglio il campo di moto idrodinamico locale e, i risultati ottenuti, confermano ciò che ci si attendeva.

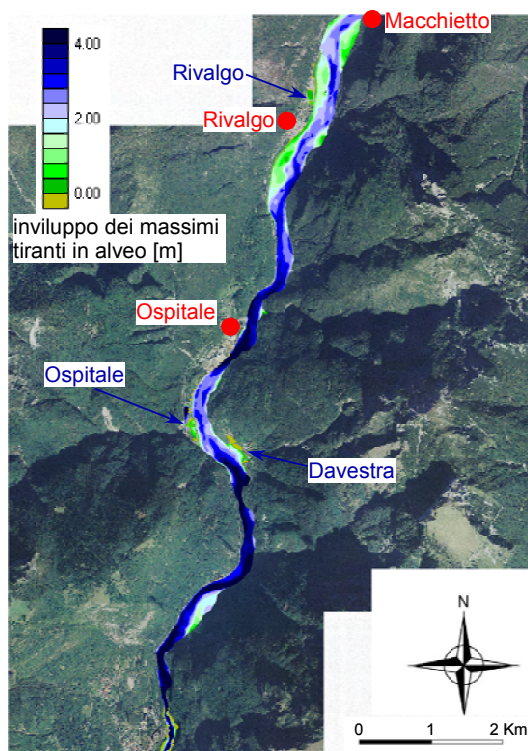


**Figura 4.1:** Confronto tra la vecchia e nuova mesh degli idrogrammi di una piena con tempo di ritorno pari a 100 anni in 5 diverse sezioni tra Macchietto e Belluno.

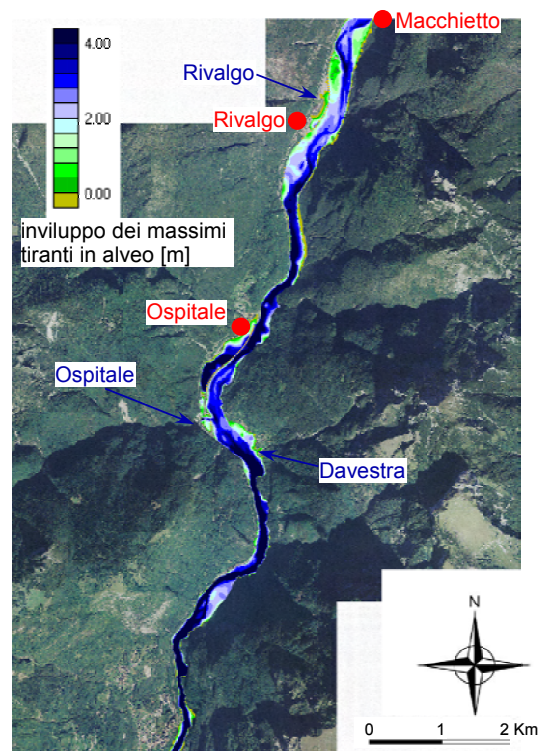
I risultati ottenuti possono essere concretamente utilizzati per trarre indicazioni anche quantitative riguardo agli allagamenti conseguenti a possibili sormonti arginali. In particolare, la zona compresa tra l’*Ex Strada Statale di Alemagna* e la nuova *Strada Statale* presso il centro di *Ospitale di Cadore* si allaga in entrambe le simulazioni svolte. La nuova *Strada Statale*, costruita in vicinanza all’alveo del *Piave*, funge da argine contenitore, infatti, la costruzione in rilevato ha una quota superiore di circa 6 metri rispetto il fiume. Il problema dell’allagamento di questa porzione di territorio, principalmente vocata ad ospitare la piccola *Zona Industriale*, è causato dal fenomeno di rigurgito del torrente che scorre in paese e si riversa nel



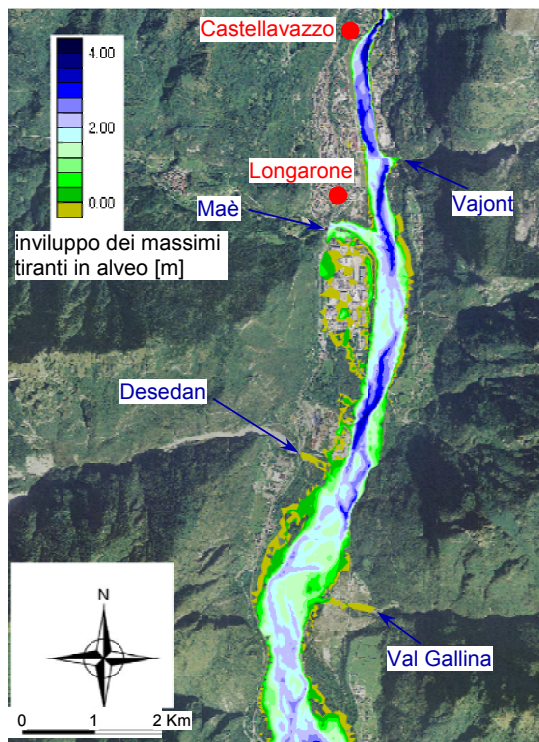
**Figura 4.2:** Confronto tra la vecchia e nuova mesh delle portate transittanti alle sezioni intermedie (del fiume Piave) di Ospitale, Longarone, Soverzene, Ponte nelle Alpi e Belluno. Le simulazioni sono riferite ad un evento di piena sintetica con tempo di ritorno pari a 100 anni.



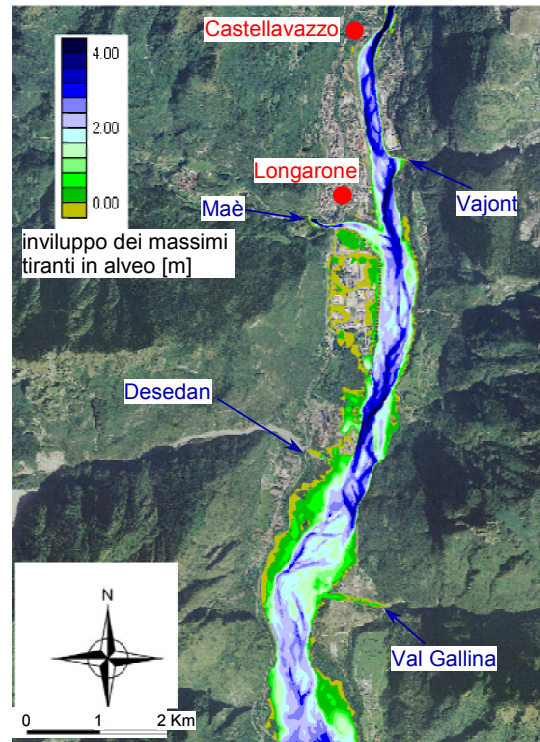
(a) mesh vecchia



(b) mesh nuova

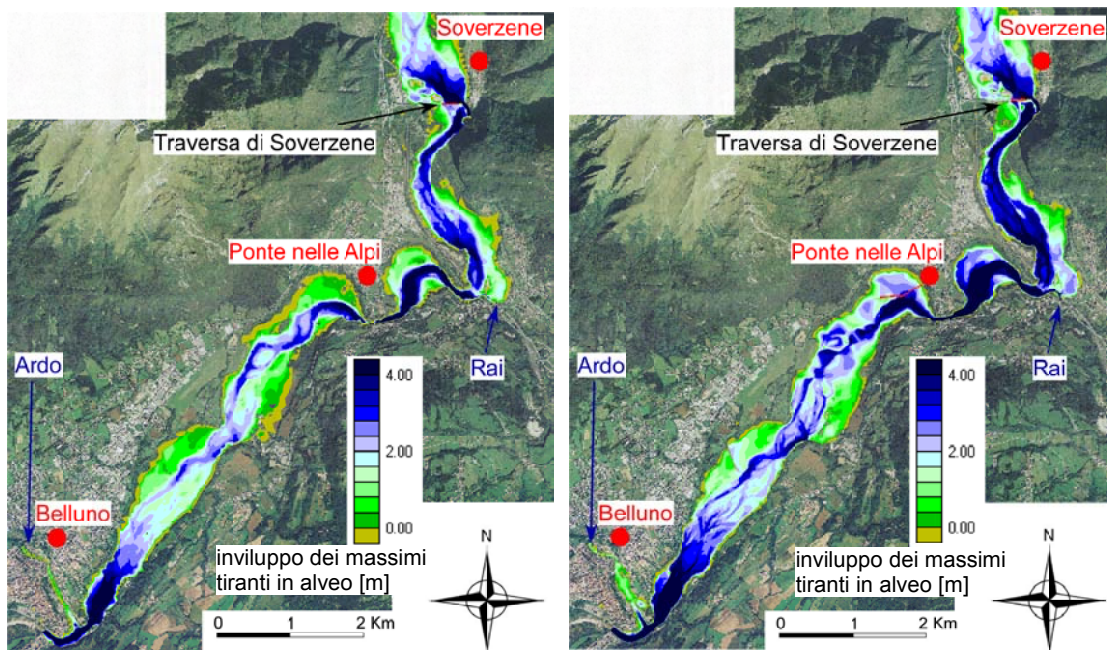


(c) mesh vecchia



(d) mesh nuova

**Figura 4.3:** Confronto degli involuppi dei massimi tiranti tra la vecchia e nuova mesh nella zona compresa fra Macchietto e Castellavazzo e tra Castellavazzo e Soverzene.

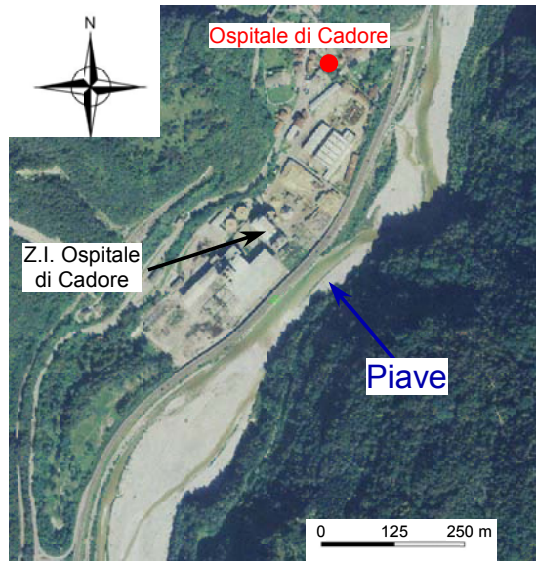


(a) Mesh vecchia con evidenziato l'involuppo dei massimi tiranti tra Soverzene e Belluno

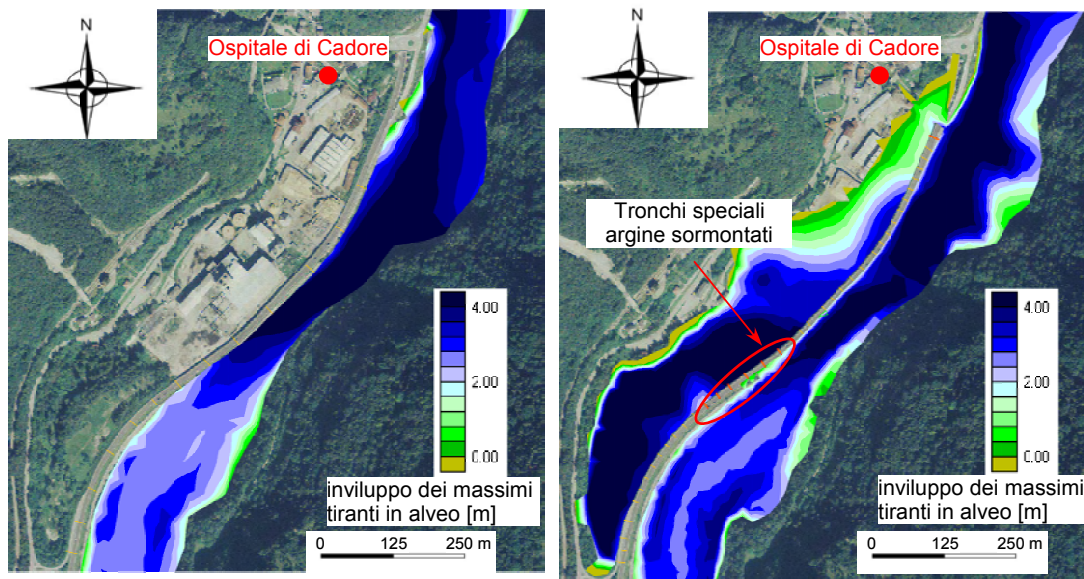
(b) Mesh nuova con evidenziato l'involuppo dei massimi tiranti tra Soverzene e Belluno

**Figura 4.4:** Confronto degli involuppi dei massimi tiranti calcolati con la vecchia e nuova mesh nella zona compresa fra Soverzene e Belluno.

*Piave* a nord della zona inondata. Il *Piave*, durante l'inizio della fase ascendente della piena crea rigurgito al piccolo affluente, pertanto riesce anche a far defluire parte della sua portata all'interno di questa zona che si trova in depressione rispetto al rilevato stradale. Successivamente il tirante d'acqua aumenta anche a causa del sormonto arginale che effettua il colmo della piena, come si può osservare in Figura 4.5. La sostanziale differenza ottenuta per l'area interessata dal paese di *Ospitale* è dovuta alla diversa quotatura che è stata effettuata nella mesh meno dettagliata. Infatti, alle maglie della zona che comprende il piccolo centro abitato di *Ospitale*, con il torrente in questione, erano state assegnate delle quote più elevate rispetto a quelle che sono state inserite nella mesh di nuova costruzione; pertanto, nella reticolo più grossolano, non si aveva l'effetto di rigurgito che si ottiene ora.



(a) Zona Industriale di Ospitale di Cadore



(b) Involuppo dei livelli massimi con la mesh vecchia

(c) Involuppo dei livelli massimi con la mesh nuova

**Figura 4.5:** Confronto della zona di Ospitale di Cadore (in particolare la Zona Industriale) tra la vecchia e nuova mesh. I tronchi speciali argine colorati di rosso sono quelli sormontati dall'acqua.



# Capitolo 5

## Analisi della moderazione dei colmi di piena prodotta dal serbatoio di Pieve di Cadore

L'applicazione del modello matematico agli elementi finiti messo appunto dal dipartimento *IMAGE* (ora *ICEA*) dell'*Università di Padova* ha l'obiettivo di valutare, o meno, gli effetti di moderazione e di contenimento di una piena del *Piave* come quella del Novembre 1966 operata dal serbatoio di *Pieve di Cadore*. La piena a cui si fa riferimento è appunto la piena del 3 – 5 Novembre 1966, ricostruita minuziosamente dal *Professor Ghetti* e valutata con un tempo di ritorno compreso tra 75/150 anni (Ghetti, A. and Berti, L. and Scardellato, E., 1970).

### 5.1 Ricostruzione cinematica della piena del 3-5 Novembre 1966 per il tratto d'alveo compreso tra il bacino di Pieve di Cadore e Belluno

Si considerano come eventi di piena di carattere eccezionale nel *Piave* quelli che hanno provocato il superamento del segnale di guardia (5.00 metri sullo zero idrometrico) all'idrometro di *Zenson* (inizio del tratto vallivo terminale).

Da ciò risulta che le piene si addensano principalmente nei mesi autunnali.

L'assoluta importanza della piena del 3 – 5 *Novembre* 1966 nei confronti delle altre piene del *Piave* conosciute, rende evidente l'opportunità di meglio definirne l'andamento, ricostruendone la cinematica lungo tutta l'asta del fiume.

Come afferma lo studio dei Professori Ghetti, A. and Berti, L. and Scardellato, E. (1970), il tema è stato difficile da sviluppare, data l'incertezza e la scarsità dei dati a disposizione; il risultato che quindi verrà di seguito esposto, è stato un contributo, svolto con tanto impegno e per molti versi originale, alla conoscenza di questo evento eccezionale.

Dati certi di portata, nel tratto montano, si ottengono avvalendosi delle portate scaricate dai serbatoi che sono state valutate dall'*ENEL* in base all'apertura degli organi di scarico ed alle quote d'invaso.

Procedendo da monte a valle, si ha innanzitutto la registrazione al serbatoio di *Pieve di Cadore* (bacino sotteso  $818 \text{ km}^2$ ) col massimo di portata scaricata  $1095 \text{ m}^3/\text{s}$  (ore 23 del 4 *Novembre*).

Si hanno pure i dati del serbatoio sul *Boite*, a *Valle di Cadore* (bacino sotteso  $380 \text{ km}^2$ ), col massimo scaricato di  $580 \text{ m}^3/\text{s}$  alle ore 20 del 4 *Novembre*.

Segue il *Maè*, serbatoio di *Pontesei* (bacino sotteso  $172 \text{ km}^2$ ), col massimo di  $387 \text{ m}^3/\text{s}$  dalle ore 16 alle ore 20 del 4 *Novembre*.

Si osservi come gli affluenti, *Boite e Maè*, presentino il colmo di piena anticipato di 3 ore e più rispetto a quello del fiume recipiente.

Infine, si ha il *lago Santa Croce*, che attraverso l'alveo del *Rai* scarica le portate di sfioro nel *Piave* valle della *traversa di Soverzene*; alle ore 20 del 4 *Novembre* la portata scaricata risulta di  $556 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Dai dati delle portate scaricate dai serbatoi sopracitate, può approssimativamente ricostruirsi l'onda di piena del *Piave* a valle di *Pieve di Cadore*.

Dopo la confluenza del *Boite*, che ha luogo poco a monte dell'abitato di *Perarolo* (e a brevissima distanza dal serbatoio di *Pieve di Cadore* e da quello di *Valle di Cadore*), il diagramma può costruirsi con buona attendibilità, fatta la dovuta considerazione del lieve aumento del bacino rispetto a quello sotteso dai due serbatoi (circa  $30 \text{ km}^2$ ).

Tenuto conto di questo diagramma e di quello delle portate scaricate dal serbatoio di *Pontesei* sul *Maè* (che confluisce nel *Piave*, subito a valle di *Longarone*, dopo un corso di circa  $12 \text{ km}$ ), si è cercato di ricostruire il diagramma della piena alla *traversa di Soverzene*, che chiude un bacino di  $1638 \text{ km}^2$  (escludendo per fatti contingenti il sottobacino del *Vajont*). Per far questo si è valutato il contributo del bacino del *Piave* e affluenti compreso fra la confluenza *Piave-Boite* e la sezione di *Soverzene* la cui superficie è di  $1638 - 1228 = 710 \text{ km}^2$ .

In definitiva il diagramma che si è ricostruito a *Soverzene* è caratterizzato da un massimo di  $2280 \text{ m}^3/\text{s}$  alle ore 20 del 4 *Novembre*, al quale corrisponde abbastanza bene il valore massimo di portata valutato dall'*ENEL* per la traversa posta in tale sezione, pari a  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La traversa è stata progettata considerando che la piena massima raggiunga la quota  $392.40 \text{ m s.l.m.m.}$ ; a tale quota corrisponde una portata di circa  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Con la maggior quota  $393.60 \text{ m s.l.m.m.}$  registrata in occasione della piena del 1966 l'*ENEL* ha indicato una portata poco maggiore, e cioè di  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ . La circostanza appare giustificata dal fatto che certamente l'efflusso è passato da libero a rigurgitato anche per effetto di un ricollo nel tratto di fiume più a valle dovuto alla presenza di una lunga strettoia che va da *Cadola* a *Ponte nelle Alpi*.

Circa  $2.5 \text{ km}$  a valle della *traversa di Soverzene*, confluisce nel *Piave* il torrente *Rai* che è il collettore delle acque di scarico del *Lago di Santa Croce* alimentato dal bacino montano dell'*Alpago*, che ha una estensione di  $180 \text{ km}^2$ . Risulta peraltro che la vasta bassura del territorio di bonifica del *Rai* sia stata allagata fino alla quota di circa  $386.00 \text{ m s.l.m.m.}$ , comportando così un volume di invaso dell'ordine di  $15 - 16 \text{ milioni di m}^3$ . Questo allagamento è certamente conseguenza dell'esonazione delle acque del torrente *Rai* dovute all'insufficienza della sezione per così elevate portate ed anche del rigurgito provocato alla confluenza con il *Piave*.

Si è notato che quando lo scarico del *Lago di Santa Croce* ha raggiunto il massimo ( $556 \text{ m}^3/\text{s}$  alle ore 20 del 4 *Novembre*) anche il *Piave* aveva raggiunto

all'incirca il suo colmo. Poiché il volume defluito dal *Lago di Santa Croce* fino all'ora del colmo è stato di circa 12 milioni di  $m^3$  e quindi nettamente inferiore a quello invasabile nel territorio di bonifica, ne risulta che almeno fino al colmo del *Piave* il contributo di scarico del *Rai* nel *Piave* stesso deve essere stato molto modesto rispetto alle portate scaricate dal *Lago Santa Croce*.

Pertanto le portate scaricate dal *Lago di Santa Croce* tramite il torrente *Rai* sono in gran parte affluite nel *Piave* nella fase discendente della piena dopo il passaggio dal colmo e non possono quindi aver apprezzabilmente aumentato il colmo stesso.

Dato che il contributo del *Rai* non ha influito sulla piena, pare giustificato valutare il diagramma di piena a *Belluno* sulla base dello stesso contributo unitario (dai calcoli svolti risulterebbe di  $1.4 m^3/s km^2$ ) riscontrato a *Soverzene*.

In conseguenza la portata di colmo a *Belluno*, subito a monte della confluenza dell'*Ardo*, risulterebbe di  $1680 \times 1.4 = 2360 m^3/s$ .

Per quanto riguarda il tratto a valle di *Zenson* la valutazione della piena del fiume può farsi con qualche attendibilità applicando le formule del moto uniforme al tratto rettilineo, artificialmente realizzato ai tempi della *Repubblica di Venezia*, che va dalla località *Intestadura* fin quasi ad *Eraclea*.

Avendo a disposizione il livello del pelo libero raggiunto sia dalla piena del 1965 sia da quella del 1966, rilevate dall'*Ufficio del Genio Civile di Venezia* lungo l'argine destro del fiume, si è scelta per il calcolo la sezione a valle della *Conca d'Intestadura* (località *Palazzetto*).

Dai calcoli risulta:

$$\text{piena del 1965} \quad Q_{max} = 2680 m^3/s \quad (5.1)$$

$$\text{piena del 1966} \quad Q_{max} = 3320 m^3/s \quad (5.2)$$

Il valore ricavato per il 1965 è singolarmente in accordo con la valutazione di  $2340 m^3/s$  che viene fornita ufficialmente per il colmo all'idrometro di *Segusino*, essendo l'incremento in buon accordo con l'aumento del bacino scolante da *Segusino* alla sua sezione di chiusura a *Nervesa* e con la circostanza che nel 1965 non si sono verificate rotte nel tratto successivo.

Il valore ricavato per il 1966 è invece nettamente inferiore al massimo presentatosi all'uscita dal bacino montano, e ciò trova spiegazione nelle numerose ed importanti rotte che si sono verificate.

Benchè i valori delle portate massime nelle due piene, così calcolati per il tratto vallivo, non debbano essere presi alla lettera potendosi anche ammettere scarti del 10% data l'incertezza dei reali valori che, essendo la piena del 1966 passata proprio al limite della capacità dell'alveo, questa debba valutarsi, per tutto il corso del fiume da *Zenson* al mare, di non più di  $3000 m^3/s$  nelle attuali condizioni.

### 5.1.1 Valutazioni probabilistiche per la massima piena di progetto

Nel caso del *Piave*, a parte stazioni nell'alto bacino montano che non sono significative per lo studio delle piene nel corso principale del fiume, l'unica stazione



**Figura 5.1:** Piena storica del Piave, Nervesa della Battaglia-4 Novembre 1966.

idrometrografica con regolari osservazioni è quella di *Segusino* che ha iniziato il suo funzionamento nel 1927.

Il dato ufficiale del 1966 presenta delle incertezze; si sono perciò utilizzati entrambi i valori dell'altezza idrometrica, quello ufficiale di  $6.48\text{ m}$  e quello ritenuto più attendibile di (circa)  $7.50\text{ m}$ .

I risultati dell'applicazione del metodo di *Gumbel* ai dati della stazione di *Segusino* sono necessariamente diversi a seconda del dato che si vuol introdurre per l'evento estremo del 1966. Se si introduce il valore ufficiale di  $6.48\text{ m}$ , l'evento sarebbe caratterizzato da un tempo di ritorno di 75 anni; introducendo il valore più credibile di  $7.50\text{ m}$ , questo tempo si allungherebbe a 150 anni. Ai fini probabilistici, i due risultati (non congruenti) verrebbero a significare che a *Segusino* una piena massima di  $3700\text{ m}^3/\text{s}$  si presenterebbe con una probabilità di 1 a 75 anni, e una piena massima di  $4250\text{ m}^3/\text{s}$  con una probabilità di 1 a 150 anni. La misura dell'evento del 1966 non appare perciò come straordinariamente elevata.

## 5.2 Simulazioni

In questo elaborato finale sono state prese in considerazione diverse ipotesi di funzionamento del serbatoio di Pieve di Cadore e si è cercato di capire, per ognuna di esse, quali fossero gli effetti di laminazione del serbatoio considerando diverse condizioni iniziali di riempimento del serbatoio stesso. È possibile dividere in due gruppi le molteplici simulazioni effettuate:

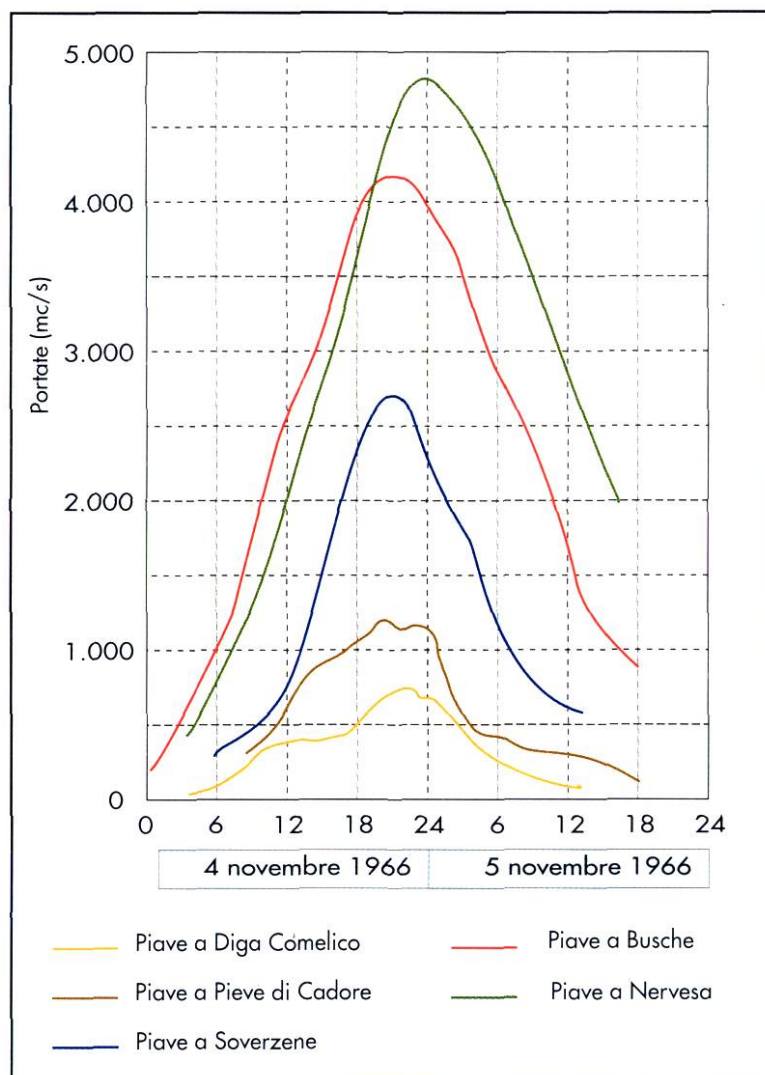
- Nel primo gruppo sono stati presi in considerazione tre diversi livelli iniziali all'interno del serbatoio di *Pieve di Cadore*, supposto regolato solo attraverso gli scarichi già esistenti; si è simulato lo sviluppo della piena del Novembre 1966 lungo il corso del *Piave* a valle della diga di *Pieve* osservando l'effetto di moderazione in svariate sezioni poste in punti chiave del percorso.
- Nel secondo gruppo sono state prese in considerazione le stesse condizioni di riempimento del bacino utilizzate per il primo gruppo di simulazioni potenziando gli scarichi esistenti e attribuendo alla diga anche la funzione di serbatoio antipiena; si è simulato lo sviluppo della piena del Novembre 1966 lungo il corso del *Piave* a valle della diga di *Pieve* osservando l'effetto di moderazione in svariate sezioni poste in punti chiave del percorso. In questo modo in sostanza adattiamo il funzionamento irriguo/idroelettrico del serbatoio a un funzionamento antipiena e valutiamo quali siano effettivamente i benefici massimi estraibili da questo serbatoio.

Per eseguire la propagazione di un'onda di piena nel fiume ed osservare quali potevano essere le moderazioni operate dal serbatoio allo stato attuale e con l'ipotesi che possa funzionare con uso esclusivo di antipiena è stato utilizzato l'evento del novembre 1966.

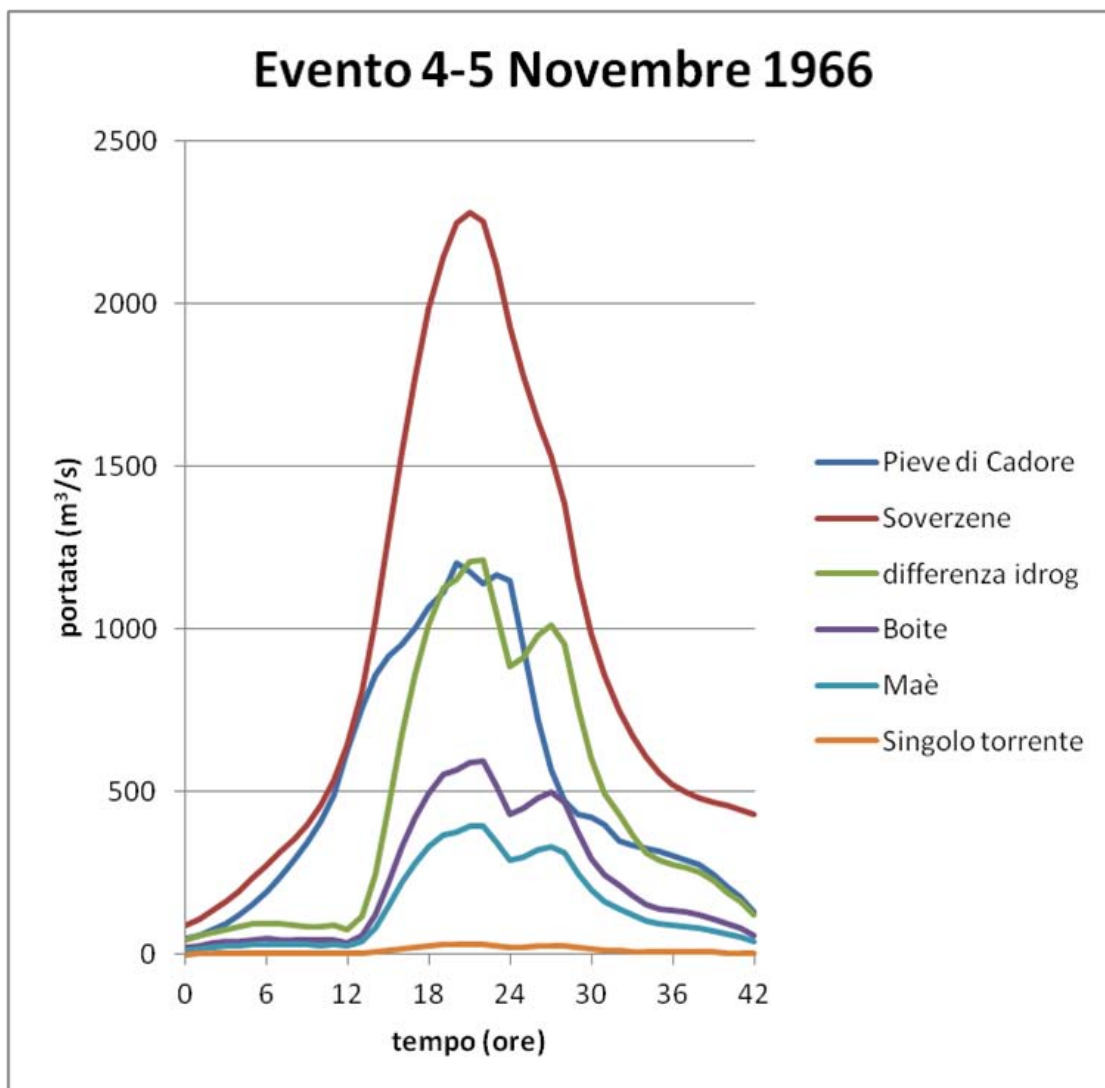
La ricostruzione cinematica della piena del 3 – 5 Novembre 1966 per il tratto d'alveo compreso tra il bacino di *Pieve di Cadore* e *Belluno*, eseguita dal *Professor Ghetti*, era corredata da un'appendice contenente delle tavole che mostravano gli idrogrammi di piena sia del *Piave* in diverse sezioni, sia dei maggiori affluenti in prossimità dell'immissione nel *Piave* stesso; purtroppo non è stato possibile reperire tutte queste tavole e ne è rimasta solo una (mostrata in Figura 5.2 che ci è servita per ricavare tutti gli idrogrammi necessari).

Avendo a disposizione l'idrogramma nella sezione di controllo a *Soverzene* e quello relativo a *Pieve di Cadore*, si è svolta la differenza tra i due e si è ottenuto un idrogramma che rappresenta la portata complessiva riversata nel *Piave* dai vari affluenti compresi tra *Pieve* e *Soverzene*. A quel punto, conoscendo il valore della portata al colmo di piena sia del torrente *Boite* che del torrente *Maè*, i due maggiori affluenti, si è ripartito 'l'idrogramma differenza' tra i due torrenti principali e tutti gli altri affluenti minori (vedi Figura 5.3). Gli idrogrammi ottenuti per gli affluenti minori risultano tutti uguali, ma non destano preoccupazione per via delle portate molto ridotte rispetto a quelle dei maggiori affluenti e del *Piave* (2 ordini di grandezza maggiori). Qualitativamente i risultati ottenuti dovranno essere commentati con attenzione sapendo che gli idrogrammi di piena, elaborati in questo modo, presentano tutti quanti la forma assunta 'dall'idrogramma differenza'; è noto invece che ogni bacino afferente a ciascun torrente ha uno sviluppo della piena che si diversifica a seconda del tempo di corrivazione, dell'intensità di pioggia e dell'area sottesa dal bacino stesso.

Per entrambi questi due gruppi di simulazioni, nella fase di inserimento degli idrogrammi di piena dei torrenti compresi tra il serbatoio di *Pieve e Belluno*, affluenti del *Piave*, si sono omesse le condizioni al contorno dei torrenti *Rai* e *Ardo*; il primo si immette appena a valle della traversa di *Soverzene* mentre il secondo poco prima della sezione finale situata a *Ponte della Vittoria* presso *Belluno*. Si è



**Figura 5.2:** Idrogramma dell'evento di piena del 1966 ricavato dallo studio del Professor Ghetti.



**Figura 5.3:** Idrogrammi relativi al torrente Maè, Boite e agli altri minori ricavati per differenza tra l'idrogramma di piena di Soverzene e quello relativo a Pieve di Cadore.

fatta questa scelta perché dai documenti della relazione del *Professor Ghetti, A. and Berti, L. and Scardellato, E. (1970)* si evince che il contributo del *Rai* non ha influito sulla piena, infatti la vasta bassura del territorio di bonifica del *Rai* è stata allagata comportando così un volume di invaso dell'ordine di 15 – 16 milioni di  $m^3$ . Questo allagamento è certamente conseguenza dell'esonazione delle acque del torrente *Rai* dovute all'insufficienza della sezione per così elevate portate ed anche del rigurgito provocato allo sbocco del *Piave*.

Mentre per quanto concerne il torrente *Ardo*, non avendo dati certi ed essendo poco più a monte della sezione finale, si è deciso di non inserire alcuna condizione al contorno per lo stesso e, pertanto, pare giustificato valutare la sezione finale di *Ponte della Vittoria* confrontabile con la sezione subito a monte della confluenza dell'*Ardo* nella quale il *Professor Ghetti* ne calcola l'idrogramma di piena dell'evento del 1966.

In questo elaborato finale si è voluto analizzare la propagazione dell'onda di piena del 1966 utilizzando lo stesso approccio che il *Professor Ghetti* e il suo team aveva ipotizzato nella relazione scritta nel 1970 considerando però lo stato attuale del fondo, e di conseguenza il volume invasabile, del serbatoio.

Pertanto si è eseguita la valutazione della moderazione dei colmi che il serbatoio avrebbe consentito, con gli scarichi esistenti e con degli scarichi potenziati per il supposto utilizzo come serbatoio antipiena, nell'ipotesi che esso si fosse trovato, al momento della piena, svasato dei differenti volumi quali:

- 48 milioni di  $m^3$       corrisponde al livello nel serbatoio pari a  $q.635 m s.l.m.m.$ ;
- 30 milioni di  $m^3$       corrisponde al livello nel serbatoio pari a  $q.666.9 m s.l.m.m.$ ;
- 15 milioni di  $m^3$       corrisponde al livello nel serbatoio pari a  $q.676.9 m s.l.m.m.$ ;

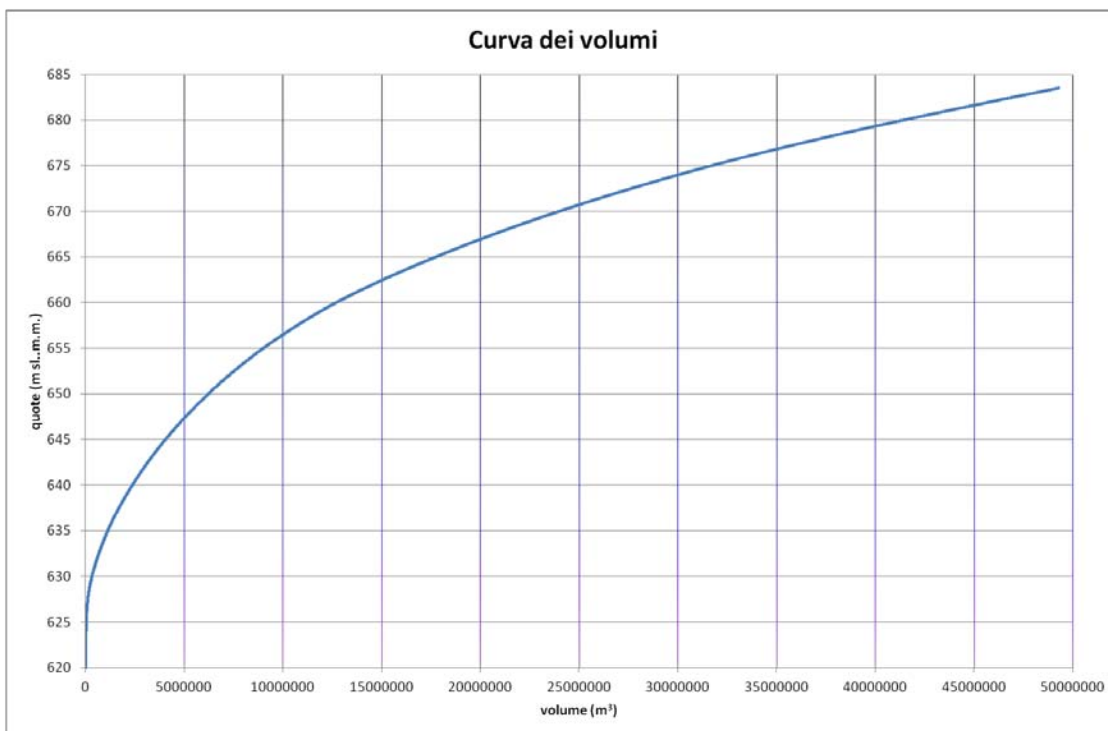
Come già esposto precedentemente, attualmente il volume di invaso disponibile nel serbatoio di *Pieve di Cadore* è circa 50 milioni di  $m^3$  e la quota del fondo a tergo della diga, a monte, è pari a  $630 m s.l.m.m.$  pertanto il primo svaso preventivo sopraccitato ipotizza un tirante del bacino pressoché nullo che corrisponde al completo svaso del serbatoio.

La curva dei volumi del serbatoio allo stato attuale (Figura 5.4) è stata ottenuta prendendo come riferimento il rilievo topografico fornito della *Regione del Veneto* (2005) in cui si evidenzia la batimetria del serbatoio di *Pieve di Cadore* (Figura 3.4).

### **5.2.1 Moderazione della piena del 1966 mediante svaso preventivo del serbatoio di Pieve di Cadore con gli attuali organi di scarico**

La tipologia di serbatoio in esame, costruito per l'uso idroelettrico, prevede lo smaltimento delle portate di piena soprattutto mediante organi di scarico superficiali, regolati per mezzo di paratoie; riservando allo scarico profondo e allo scarico intermedio solo una funzione complementare. In queste condizioni è poco adatto a compiere una moderazione delle piene per temporanea trattenuta dei relativi colmi,





**Figura 5.4:** Andamento della curva dei volumi che mette in relazione il volume invasato dal bacino, allo stato attuale, per qualsiasi livello che si instaura all'interno del serbatoio.

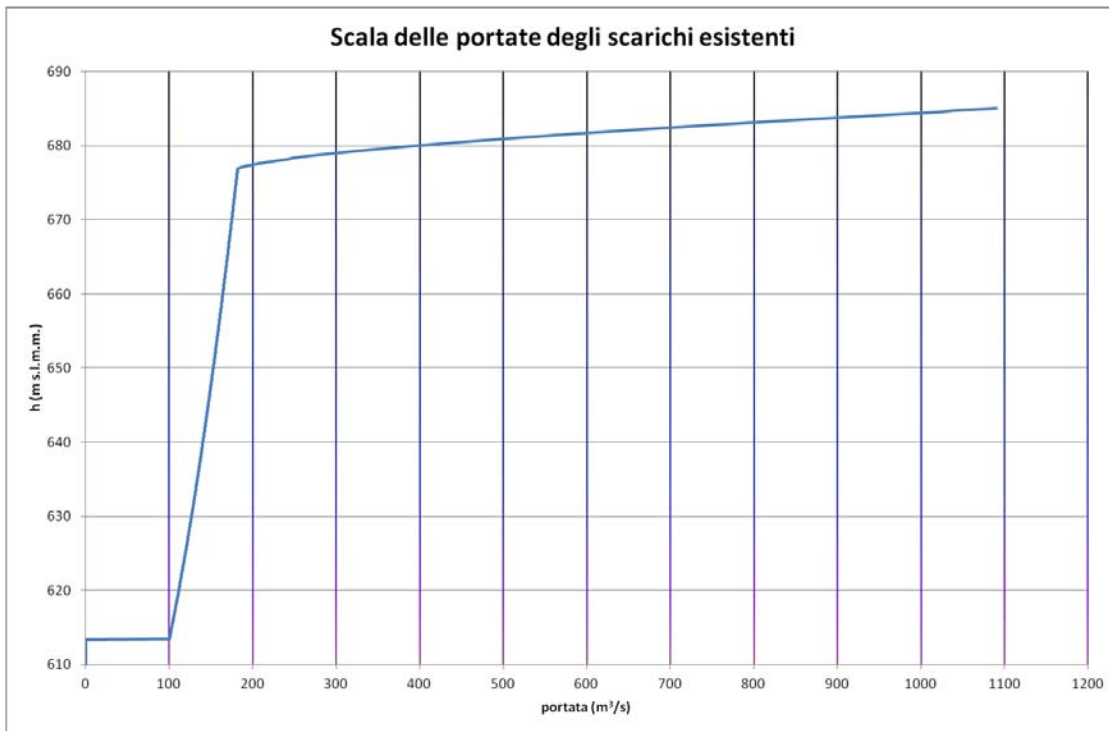
perché già nella fase ascendente della piena, appena la portata abbia superato la capacità di scarico degli organi profondi, viene ad essere riempito il volume appositamente svasato, senza che il colmo della piena si riduca sensibilmente.

Nel caso in questione si è simulato l'evento straordinario del 1966 con gli scarichi attualmente esistenti e in funzione della diga di *Pieve*. Per far ciò si sono dovute inserire le condizioni al contorno del fiume *Piave* a valle della diga poiché il modello matematico mostrava delle difficoltà nel simulare la corretta legge di efflusso dello scarico intermedio. Inizialmente, infatti, si era tentato di simulare il funzionamento degli scarichi attuali della diga considerando l'utilizzo di tutta la mesh (compreso il bacino di Pieve di Cadore) e di schematizzare gli organi di scarico con dei tronchi speciali. Purtroppo l'imbocco dello scarico intermedio posto ad una quota inferiore rispetto le maglie a tergo della diga, sui cui nodi erano stati inseriti i tronchi speciali paratoia, non riusciva ad essere ben rappresentato dalla mesh di calcolo causando dei problemi al corretto funzionamento delle simulazioni. Pertanto l'idrogramma di piena inserito a monte del dominio di calcolo non è quello relativo alla piena storica del 1966 ma è stato calcolato, e inserito a valle dell'opera di trattenuta, con il procedimento dell'integrazione per differenze finite (vedi Appendice A.2):

$$(Q_e - Q_u) \cdot dt = A \cdot dh = \frac{dV}{dt} \quad (5.3)$$

dove  $Q_e$  sono le portate entranti,  $Q_u$  quelle uscenti dal serbatoio, cioè quelle scaricate dagli organi di scarico,  $A$  e  $V$  sono la superficie libera e il volume invasato nel serbatoio alla quota  $h$  e  $t$  il tempo. Per il calcolo ci si è serviti dell'idrogramma

dell'evento di piena del 1966 (Figura 5.2), della curva dei volumi (Figura 5.4) e della scala di efflusso delle portate dagli scarichi della diga di *Pieve* (Figura 5.5).



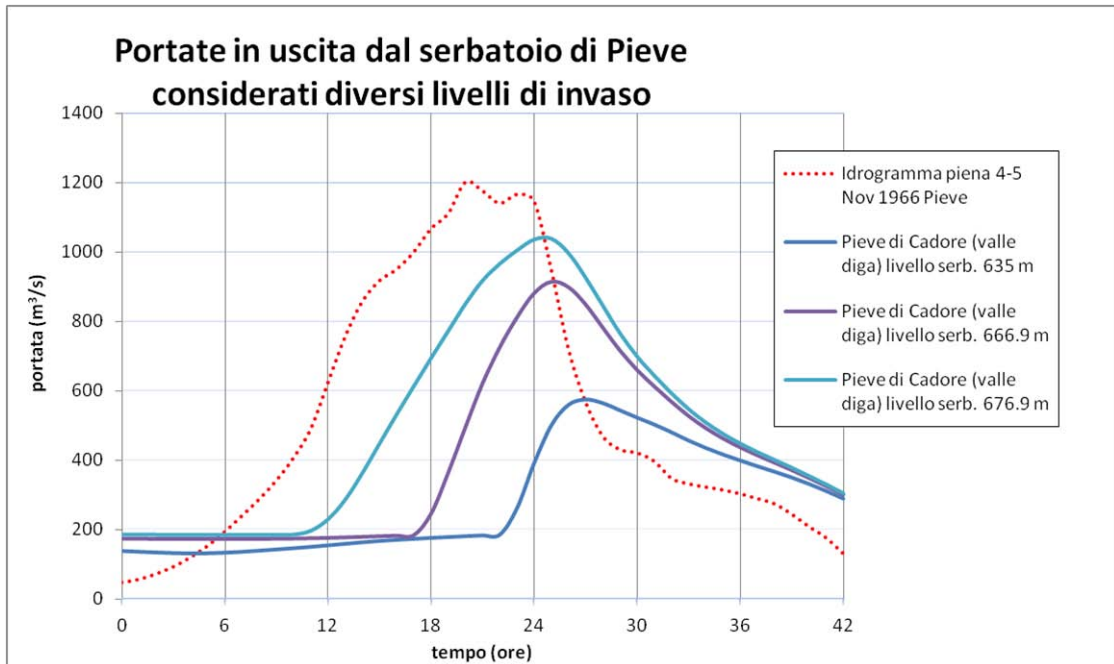
**Figura 5.5:** Andamento della scala delle portate in uscita dagli scarichi della diga di *Pieve* al variare del livello all'interno del serbatoio.

### Condizioni al contorno

Come già accennato, le condizioni al contorno relative alla sezione a valle della *diga di Pieve* sono state calcolate con il metodo dell'integrazione per differenze finite dell'equazione di continuità dei serbatoi; in particolare sono stati calcolati tre diversi idrogrammi di piena che rappresentano la portata in uscita dagli scarichi esistenti. Sono stati calcolati in questo modo perché la *Regione Veneto* ha tardato a fornire le leggi di efflusso dei singoli scarichi della diga. I tre idrogrammi calcolati fanno riferimento alla piena straordinaria del 1966 e considerano le tre, ipotizzate, condizioni di riempimento iniziali all'interno del bacino:  $q. 635 \text{ m s.l.m.m.}$ ,  $q. 666.9 \text{ m s.l.m.m.}$ ,  $q. 676.9 \text{ m s.l.m.m.}$  (Figura 5.6).

Gli idrogrammi così ottenuti sono stati inseriti nella mesh di calcolo e imposti nella sezione appena a valle della diga andando ad eliminare dal dominio di calcolo il lago di *Centro Cadore*.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno degli altri affluenti, minori e maggiori (*Boite e Maè*), sono stati inseriti nel file adeguato (SIM) gli idrogrammi ricavati come indicato nel paragrafo 5.2 ed illustrati in Figura 5.3. Per le condizioni di valle presso *Ponte della Vittoria a Belluno*, non essendo nota in quella sezione la scala delle portate, ci si è avvalsi della scala delle portate estratta dal modello attualmente in uso dal *dipartimento ICEA (ex IMAGE)* dell'*Università di Padova*.



**Figura 5.6:** Confronto tra l'idrogramma di piena dell'evento del 1966 e gli idrogrammi delle portate in uscita dagli scarichi attuali del serbatoio considerati le tre diverse condizioni di riempimento all'interno del bacino.

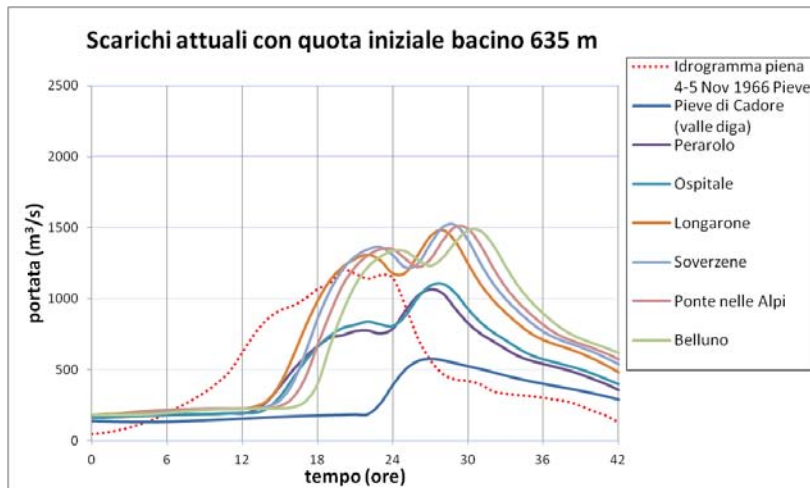
$$Q = 91.4 \cdot (h - 330.3)^{2.05} \quad (5.4)$$

La simulazione a moto vario dura 42 ore, lasso di tempo necessario perché l'evento straordinario del 1966, dalle 0 : 00 del 4 Novembre alle 18 : 00 del 5 Novembre, si sviluppi formando il colmo di piena, con il picco massimo di portata transitata, per poi scemare verso la fase discendente.

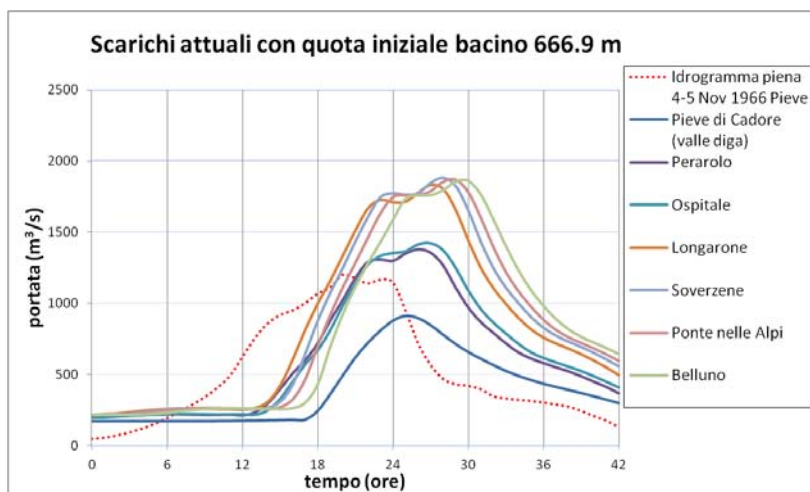
### Risultati ottenuti dalle simulazioni condotte considerando gli scarichi esistenti

I tre grafici presenti in Figura 5.7 mostrano come la piena del Novembre 1966 si propaga lungo il corso del *Piave* sino a *Belluno*: la laminazione della piena nel primo caso è buona, ma il livello di partenza non è assolutamente compatibile con le condizioni di esercizio del serbatoio; nel secondo caso il livello iniziale risulta al limite con il livello minimo stabilito dalla *Regione Veneto* in accordo con l'*ENEL* e il beneficio della laminazione risulta essere buono; infine, per la terza simulazione si può affermare che la condizione di riempimento iniziale è compatibile con l'esercizio del serbatoio ma il beneficio della laminazione è scarso. Nei tre idrogrammi sono ben visibili gli effetti della propagazione sul ritardo con cui il colmo della piena si presenta nelle diverse sezioni e sulla variazione delle portate massime, che dipendono da una parte dall'effetto dell'immissione di portata degli affluenti lungo il corso del *Piave*, dall'altra dall'attenuazione del colmo di piena durante la sua propagazione.

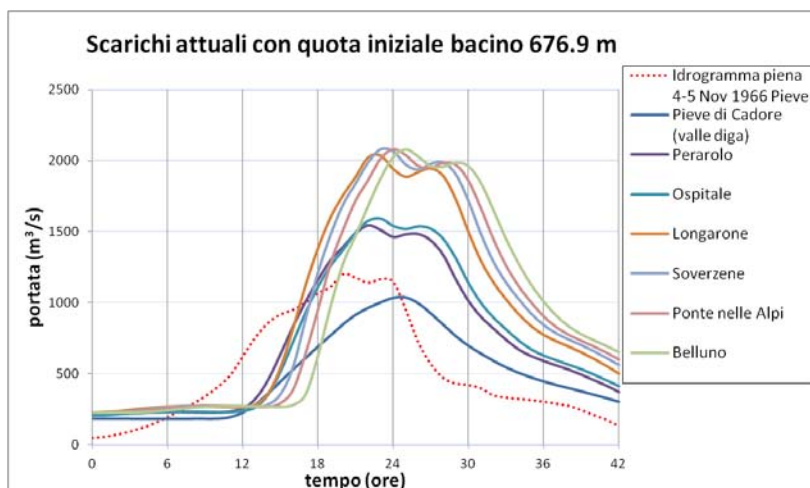
Una porzione di territorio appartenente al dominio di calcolo e meritevole di un'attenta analisi è la *Zona Industriale di Longarone*. Essa si sviluppa immedia-



(a)



(b)

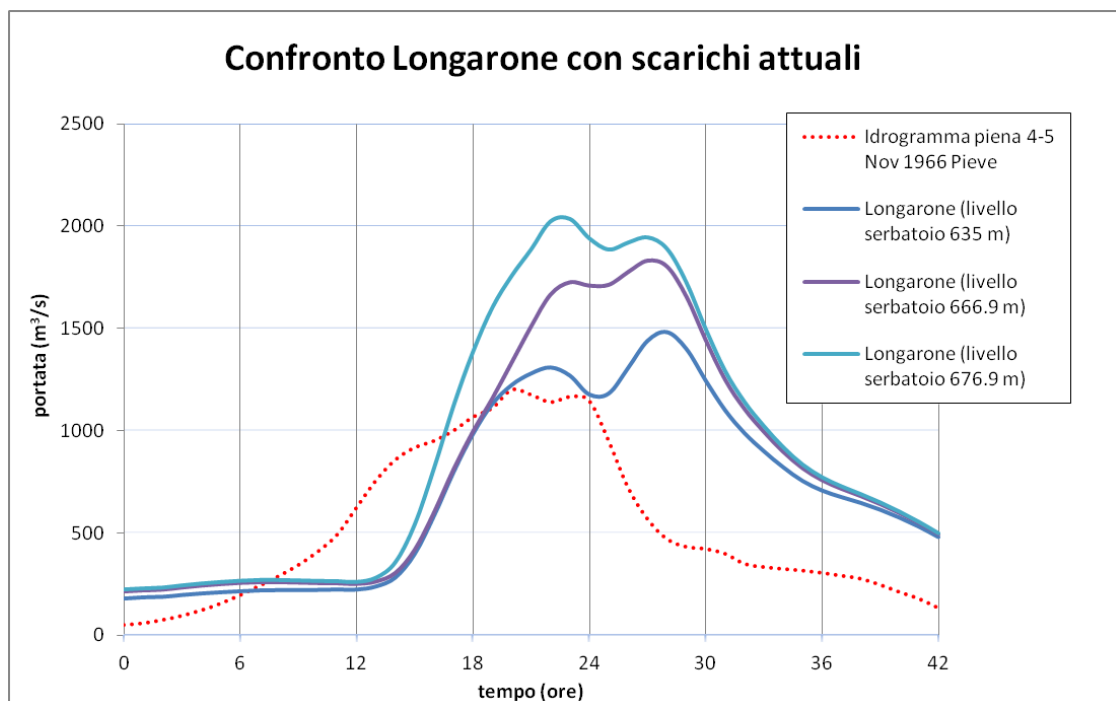


(c)

**Figura 5.7:** Andamento degli idrogrammi di piena per tre diversi livelli iniziali ( $q$ . 635, 666.9 e 676.9 m s.l.m.m.) in 7 diverse sezioni tra la diga di Pieve di Cadore e Belluno per l'evento di piena del 1966 con gli scarichi attuali dell'opera di sbarramento.

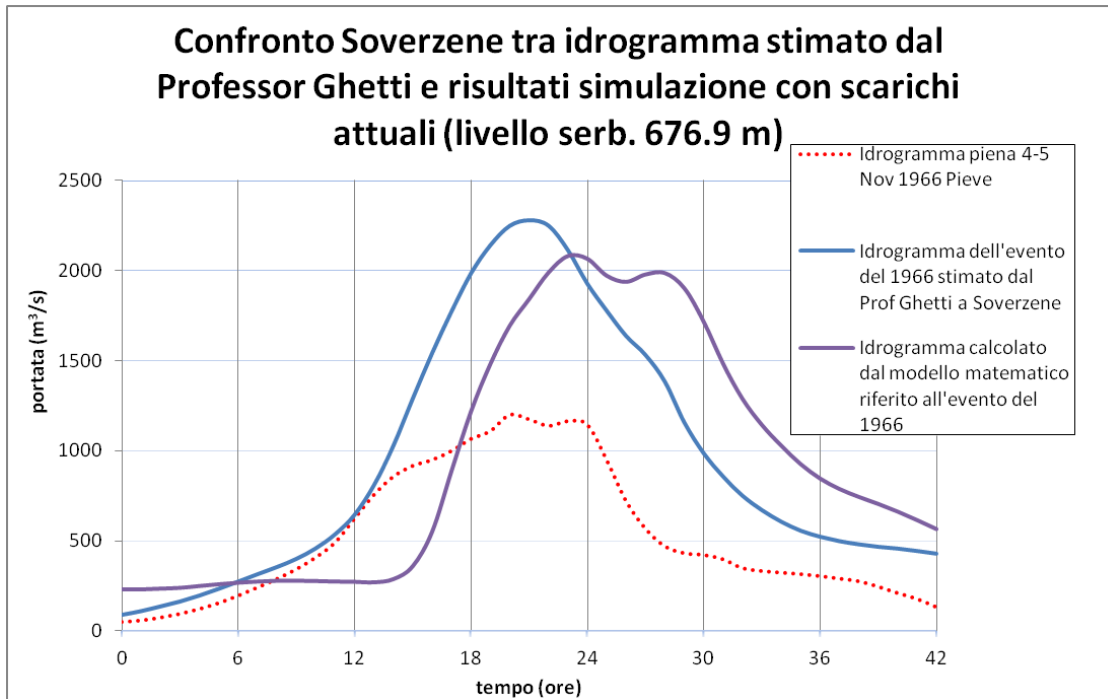
tamente a valle della confluenza con il torrente *Maè* ed è protetta da un rilevato stradale che funge da argine contenitore per le piene del Piave. Con le tre simulazioni effettuate, in relazione alla diga con gli scarichi attuali, si è voluto porre in evidenza che l'evento di piena del *Novembre 1966* non mette in pericolo di allagamento la *Zona Industriale di Longarone*.

Solo una limitata fascia nella parte nord, a ridosso del rilevato stradale, viene interessata da alcuni centimetri di tirante d'acqua nello sviluppo della piena del 1966 con condizione iniziale di riempimento del serbatoio a quota  $676.9 \text{ m s.l.m.m.}$ . Questa considerazione risulta essere di poco diversa se si considera la propagazione della piena centenaria che si è utilizzata per svolgere il confronto tra le due mesh nel Capitolo 4. Per l'evento di piena con  $Tr = 100 \text{ anni}$  l'area industriale presenta un allagamento dell'ordine di  $10/20 \text{ cm}$  d'acqua che interessa una zona un pò più estesa rispetto la fascia limitata della simulazione condotta con l'evento del *Novembre 1966*. La spiegazione di questa modesta differenza potrebbe dipendere dalla valutazione abbastanza approssimativa del  $Tr$  stimato per la piena del 1966 compreso tra i  $75/150 \text{ anni}$ . È probabile che l'evento centenario calcolato dal *Dipartimento ICEA* abbia dei valori di portata di poco superiori all'idrogramma che rappresenta la piena del 1966; pertanto la misura dell'evento del *Novembre 1966* non appare come straordinariamente elevata.



**Figura 5.8:** Confronto fra i tre idrogrammi di piena relativi alle tre quote iniziali dei livelli all'interno del serbatoio con riferimento alla piena del 1966 e agli scarichi attuali del serbatoio nella sezione della Zona Industriale di Longarone (zona a rischio di esondazione).

La simulazione che ha un livello iniziale nel serbatoio pari a  $676.9 \text{ m s.l.m.m.}$  approssima meglio quello che potrebbe essere stato l'evento del 1966 considerato che il serbatoio di *Pieve di Cadore* era prossimo al massimo livello di invaso. Allo scopo di osservare se la simulazione svolta possa essere paragonata ai dati forniti



**Figura 5.9:** Confronto tra l'idrogramma di piena dell'evento del 1966 ipotizzato dal Professor Ghetti in prossimità della traversa di Soverzene e l'idrogramma ottenuto dal modello matematico, nella stessa sezione, con riferimento alla piena del 1966, scarichi esistenti e livello iniziale nel serbatoio a q. 676.9 m s.l.m.m.

dal *Professor Ghetti* si è fatto un confronto (Figura 5.9) tra l'idrogramma fornito dallo studio per la sistemazione del *Piave* a difesa dalle piene del 1970 e i risultati ottenuti dal modello matematico in riferimento alla sezione appena a valle della *traversa di Soverzene*. È stata scelta questa sezione poiché nel modello matematico, per le motivazioni citate nel paragrafo 5.2, non si è tenuto conto degli apporti di portata relativi ai torrenti *Rai e Ardo* che confluiscono nel *Piave* più a valle; pertanto il confronto osservato in questa sezione tiene conto degli stessi affluenti considerati anche dal *Professor Ghetti*. Le differenze al picco di piena sono di circa  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ , questo poiché il modello matematico registra il massimo apporto di portata,  $2084 \text{ m}^3/\text{s}$ , alle 23 : 00 del 4 *Novembre*, mentre lo studio del *Professor Ghetti* stima al colmo una portata di  $2284 \text{ m}^3/\text{s}$  alle 20 : 00 dello stesso giorno. Ciò si può giustificare dal momento che nelle simulazioni ottenute con il modello agli elementi finiti si è escluso l'utilizzo dello scarico di fondo che, come già accennato, faceva defluire verso valle la portata massima di  $190 \text{ m}^3/\text{s}$ . Un'altra osservazione che si può commentare è la diversa forma circa lo sviluppo della piena; la differenza è ben visibile e molto probabilmente è dovuta alla costruzione approssimativa degli idrogrammi di piena che è stata svolta per i singoli torrenti non avendo a disposizione dati certi. È noto, infatti, che ogni bacino afferente a ciascun torrente ha uno sviluppo della piena che si diversifica a seconda del tempo di corrivazione, dell'intensità di pioggia e dell'area sottesa dal bacino stesso.

## 5.2.2 Moderazione della piena del 1966 mediante svasso preventivo del serbatoio di Pieve di Cadore con un adeguato aumento degli organi di scarico

Poiché, come già accennato, la capacità degli scarichi profondi di un serbatoio idroelettrico è in genere inadeguata per il miglior sfruttamento del suo invaso a moderazione delle piene, si è valutato l'effetto di laminazione che si avrebbe, sempre per una piena come quella del 1966, con un aumento della capacità degli scarichi profondi; quindi con un ipotetico ulteriore utilizzo antipiena del serbatoio.

Se per le simulazioni precedenti si sono dovute inserire le condizioni al contorno del fiume *Piave* a valle della diga poiché il modello matematico non era in grado di schematizzare in modo adeguato gli scarichi esistenti, in questo gruppo di simulazioni si è dovuto ragionare a fondo per ipotizzare un funzionamento del serbatoio con scarichi potenziati schematizzati da tronchi speciali adeguati. L'obiettivo di queste simulazioni è cercare di capire se il serbatoio attuale, con le opportune modifiche, sia in grado di poter laminare in modo considerevole i colmi di piena nel fiume *Piave* e di conseguenza attenuare il pericolo di esondazione che potrebbe verificarsi lungo l'alveo a valle di Belluno.

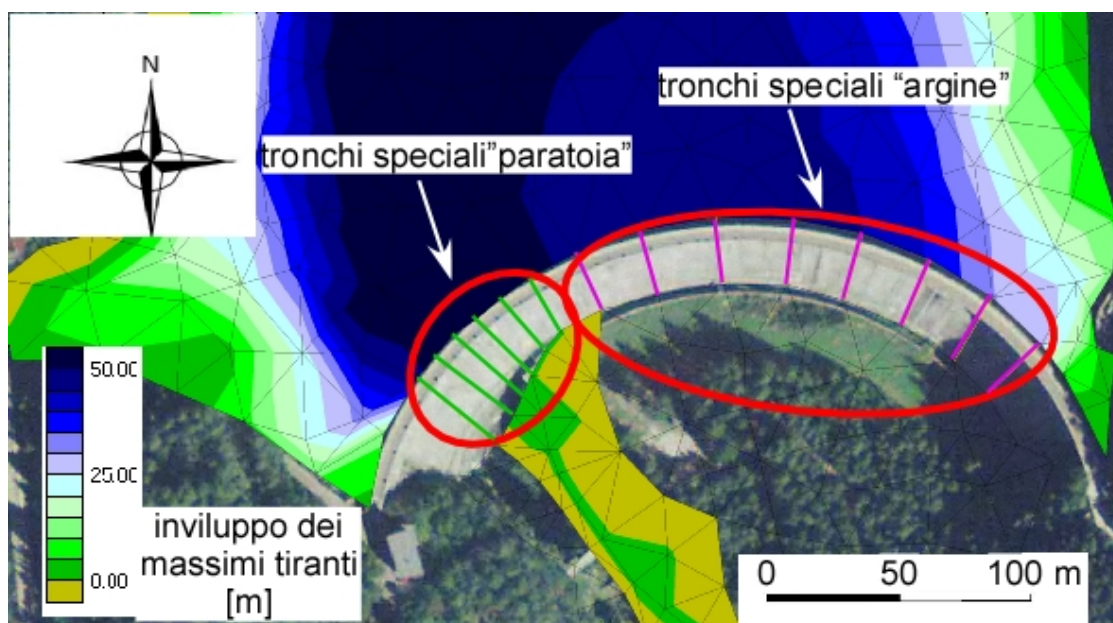
### Condizioni al contorno

Per lo sviluppo delle seguenti simulazioni si è presa in considerazione tutta la nuova mesh (compreso il bacino di *Pieve di Cadore*) nella quale si è inserito, a monte di tutto, l'idrogramma di piena calcolato dal *Professor Ghetti* che riproduce l'evento di piena del 1966 (Figura 5.2). Per quanto riguarda le condizioni al contorno di tutti gli affluenti presi in considerazione, sono stati inseriti nel file adeguato (SIM) gli idrogrammi ricavati come indicato nel paragrafo 5.2 ed illustrati in Figura 5.3. Per le condizioni di valle presso *Ponte della Vittoria* a *Belluno* ci si è avvalsi della scala delle portate estratta dal modello attualmente in uso presso il *dipartimento ICEA (ex IMAGE)* dell'*Università di Padova*; come già fatto per le simulazioni precedenti nel paragrafo 5.2.1.

Prima però, sono state condotte delle simulazioni a moto permanente per far in modo che si sviluppavano all'interno del serbatoio gli stessi livelli iniziali con cui sono state effettuate le simulazioni che consideravano gli scarichi esistenti. Si è pensato di ottenere i risultati desiderati schematizzando gli scarichi potenziati della diga con 6 tronchi speciali 'paratoia' che funzionavano con portata massima complessiva costante; mentre altri 8 tronchi speciali 'soglia' che simulavano il coronamento della diga posto a quota  $685 \text{ m s.l.m.m.}$ .

Al fine di ottenere le tre diverse condizioni di riempimento all'interno del serbatoio,  $635 \text{ m}$ ,  $666.9 \text{ m}$  e  $676.9 \text{ m s.l.m.m.}$ , si è preso spunto dalla relazione del *Professor Ghetti* per arrivare ad imporre le seguenti quote di soglia delle paratoie con le relative portate massime complessive costanti:

- quota soglia =  $635 \text{ m s.l.m.m.}$        $Q_{max} = 220 \text{ m}^3/\text{s}$
- quota soglia =  $666.5 \text{ m s.l.m.m.}$        $Q_{max} = 430 \text{ m}^3/\text{s}$
- quota soglia =  $675.5 \text{ m s.l.m.m.}$        $Q_{max} = 710 \text{ m}^3/\text{s}$



**Figura 5.10:** Schematizzazione tramite tronchi speciali degli scarichi potenziati che ipotizzano un funzionamento antipiena del serbatoio di Pieve di Cadore.

Le portate massime costanti in uscita dalle paratoie sono state individuate facendo diverse simulazioni, solo con il bacino di Pieve, per cercare di velocizzare il tempo di attesa dei risultati. L'obiettivo era quello di sfruttare al massimo la parte restante del volume disponibile all'interno del serbatoio, facendo, però, attenzione a non superare il livello a q.  $685 \text{ m s.l.m.}$  (quota del coronamento della diga). Con l'imposizione dei sopracitati dati sono stati ottenuti, alla fine della durata del moto permanente, i seguenti livelli all'interno del bacino:

- $635.76 \text{ m s.l.m.}$  per la paratoia posta a quota  $635 \text{ m s.l.m.}$
- $667.4 \text{ m s.l.m.}$  per la paratoia posta a quota  $666.5 \text{ m s.l.m.}$
- $676.42 \text{ m s.l.m.}$  per la paratoia posta a quota  $675.5 \text{ m s.l.m.}$

Questi livelli sono stati ottenuti inserendo come condizione al contorno a monte del bacino una portata individuata nella scala delle portate in uscita dagli scarichi (vedi Figura 5.5) in relazione al livello che si voleva stabilire. Si è adottato questo approccio perché il *Professor Ghetti* aveva pensato di poter contare su uno solo scarico che potesse rimanere aperto sin dall'inizio dell'evento di piena. Le ipotesi di funzionamento degli scarichi sono, tuttavia, solo una schematizzazione del funzionamento degli scarichi potenziati pensati dal *Prof. Ghetti*. Infatti, la scala delle portate degli scarichi potenziati del serbatoio non riproduce quella effettivamente considerata dallo studio del *Professor Ghetti*. Nella fase in cui la portata in uscita dagli scarichi varia fino a raggiungere la  $Q_{max}$  costante, la legge di efflusso non è coerente con quella ipotizzata dal *Prof. Ghetti*. Tuttavia, i calcoli permettono di fare una valutazione ragionevole della capacità di laminazione del serbatoio per varie condizioni di riempimento del serbatoio stesso e soprattutto di valutare gli



effetti della propagazione a valle della diga dell'onda in uscita dal serbatoio nelle varie condizioni.

Con le sopracitate condizioni al contorno si è ottenuto il file BUP di moto permanente che a sua volta è stato utilizzato come input per simulare il moto vario ed arrivare ad avere il file finale OUT, il quale aperto con l'ausilio del software *INCIDENZE* ci fornisce i risultati cercati.

### **Risultati ottenuti dalle simulazioni condotte con scarichi potenziati**

I grafici illustrati in Figura 5.11 evidenziano che il tempo di durata di queste simulazioni varia a seconda della capacità residua di invaso a partire dalla condizione di riempimento iniziale; si può dire che la durata delle simulazioni è stata scelta per cercare di osservare tutto il fenomeno di laminazione della piena operata dal serbatoio.

Infatti, per la condizione di riempimento con maggior volume invasabile a disposizione,  $635.76 \text{ m s.l.m.m.}$ , sono occorsi circa 5 giorni per osservare il livello all'interno del bacino ritornare alla quota iniziale, mentre per la simulazione con livello di partenza a q.  $676.42 \text{ m s.l.m.m.}$ , poco prima delle 42 ore, cioè, già nella parte terminale della durata dell'evento di piena del 1966, la condizione all'interno del serbatoio ritornava ad essere quella di partenza. (vedi Figura 5.12).

Anche per questo secondo gruppo di simulazioni sono ben visibili, nei tre idrogrammi rappresentati in Figura 5.11, gli effetti della propagazione circa il ritardo con cui il colmo della piena si presenta nelle diverse sezioni.

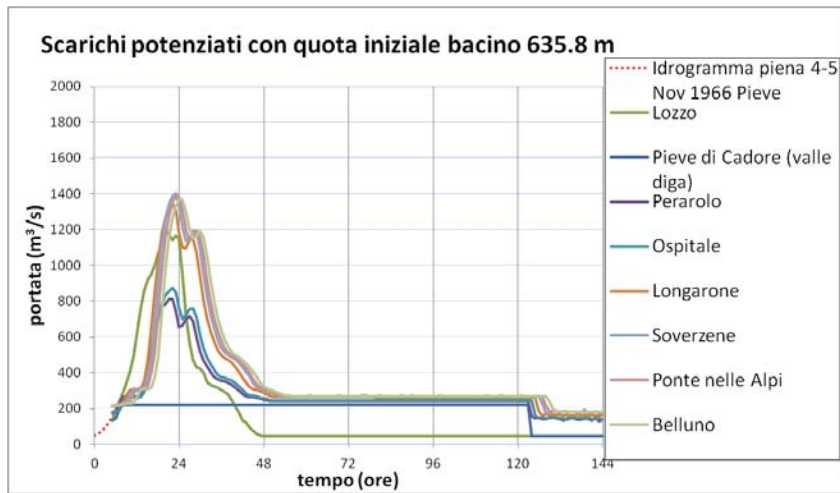
La Figura 5.12 evidenzia l'andamento dei livelli all'interno del serbatoio di *Pieve di Cadore* per l'evento di piena del 1966 supposto il funzionamento con scarichi potenziati e un livello iniziale a q.  $635.8 \text{ m}$ ,  $667.4 \text{ m}$ ,  $676.4 \text{ m s.l.m.m.}$ ; è, però, inverosimile che l'*ENEL* decida di ristabilire, dopo il passaggio dell'onda di piena, la condizione iniziale di partenza, cercando di sfruttare, invece, il volume d'acqua invasato durante l'evento.

Notevole è il numero delle simulazioni eseguite per raggiungere i risultati sin qui ottenuti; tra queste è di notevole interesse quella che è riassunta in Figura 5.13. Infatti, la simulazione effettuata con portata massima scaricata dai tronchi speciali 'paratoia' pari a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  e con il livello iniziale all'interno del bacino a q.  $667.4 \text{ m s.l.m.m.}$  era stata ipotizzata dallo studio del *Prof. Ghetti* come possibile condizione per avere a disposizione un volume di invaso pari a  $15 \text{ milioni di m}^3$ .

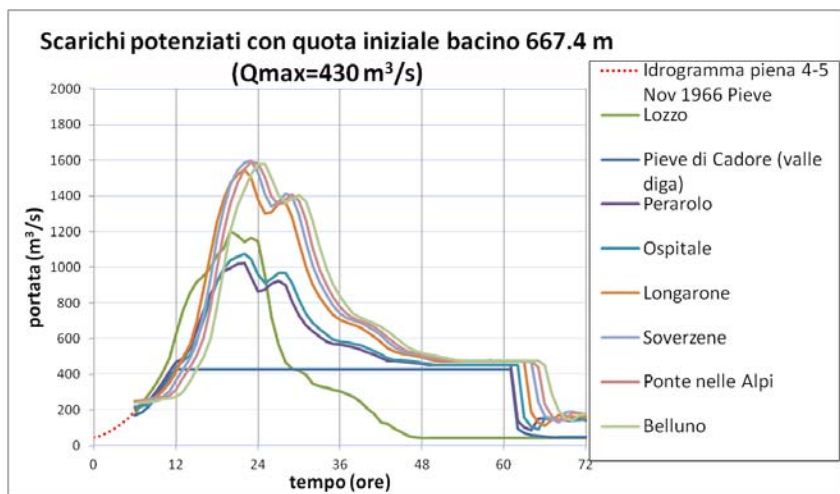
Dalla simulazione ottenuta con il modello matematico risulta che, allo stato attuale del bacino, non è sufficiente scaricare a valle una portata costante di  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  per poter riuscire a contenere un livello all'interno del bacino inferiore a q.  $685 \text{ m s.l.m.m.}$  pari all'altezza del coronamento della diga (Figura 5.13). Sempre partendo da quello stesso livello di invaso servono ben  $430 \text{ m}^3/\text{s}$  per ottenere il risultato desiderato (Figura 5.11).

### **5.2.3 Osservazioni di carattere generale in riferimento alle simulazioni**

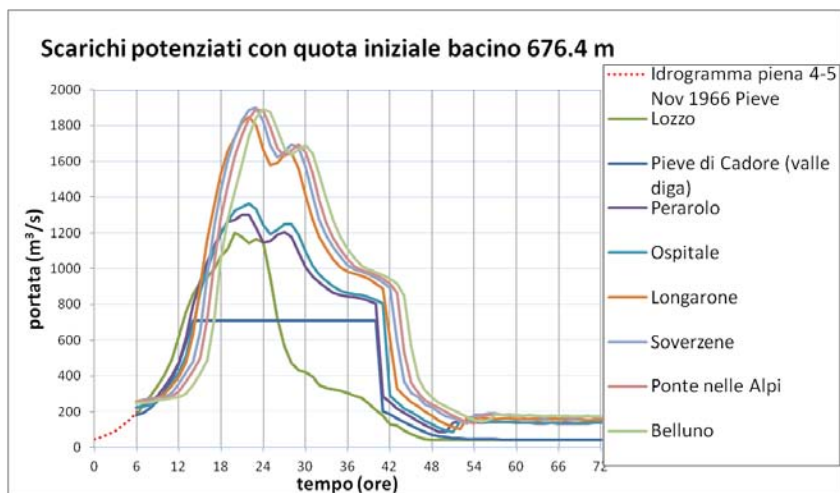
Tutte le simulazioni, svolte al fine di analizzare gli effetti della propagazione di un'onda di piena lungo il tratto in esame, dimostrano che ci sono delle zone in cui



(a)

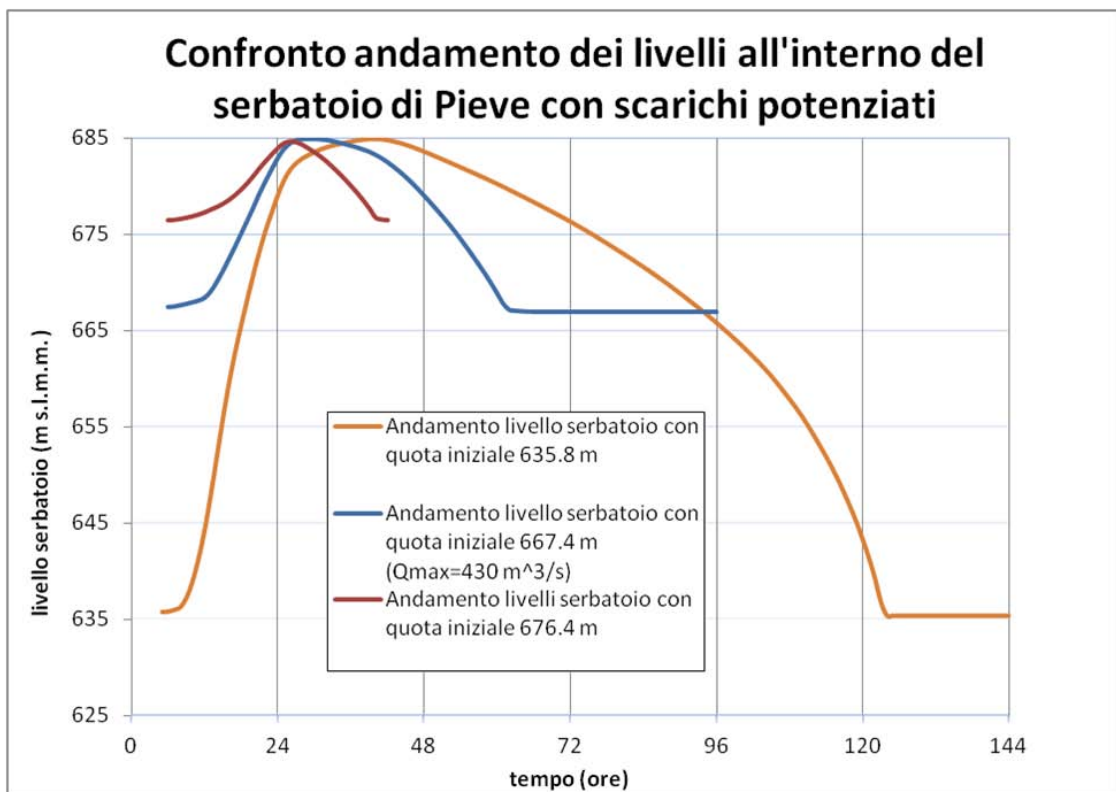


(b)

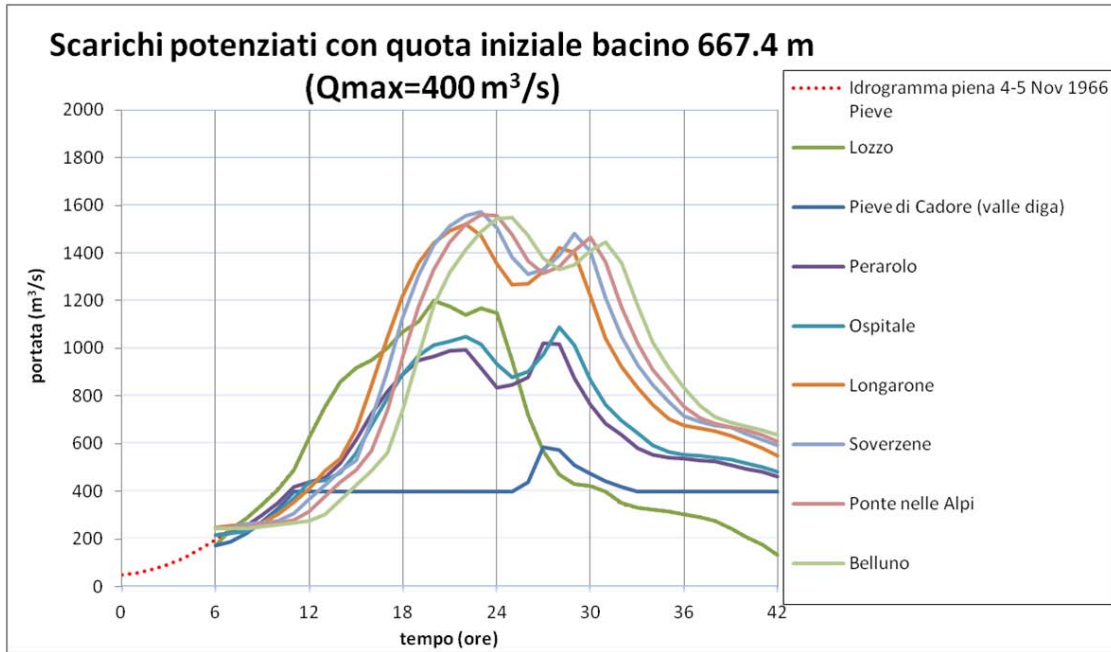


(c)

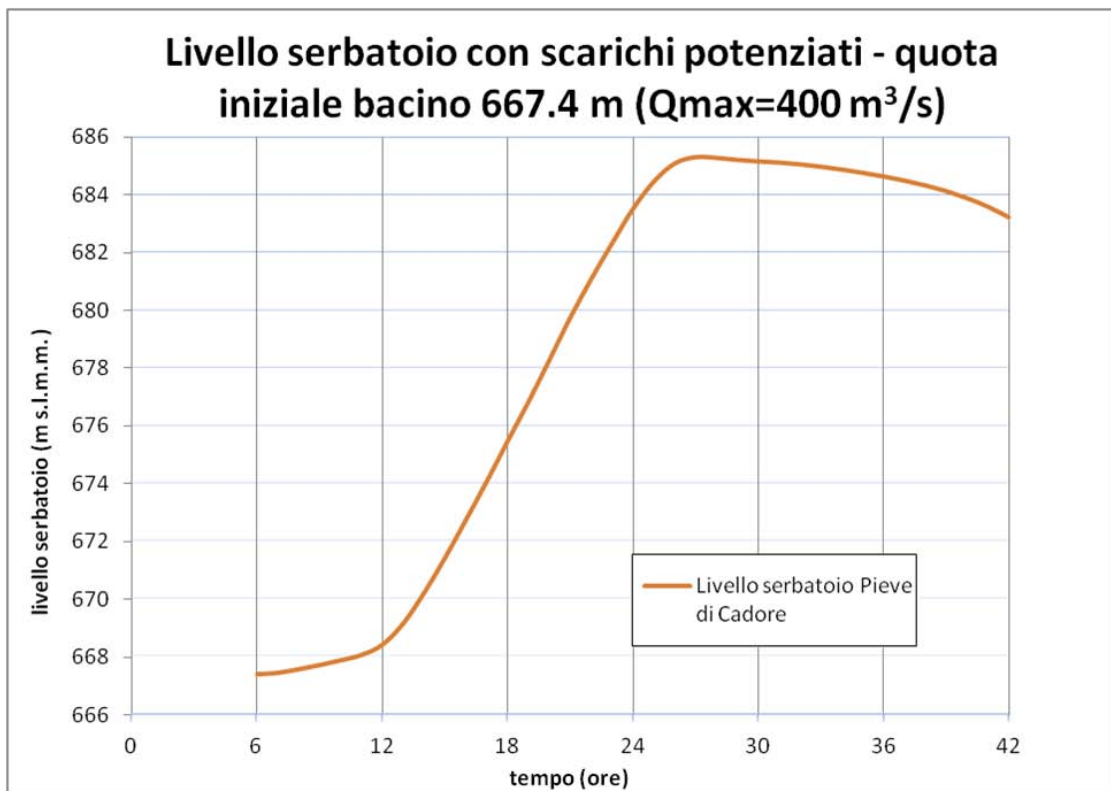
**Figura 5.11:** Andamento degli idrogrammi di piena in 8 diverse sezioni tra Lozzo di Cadore e Belluno per l'evento di piena del 1966 supposto di adeguare il serbatoio potenziando gli scarichi e un livello iniziale a q. 635.8 m, 667.4 m, 676.4 m s.l.m.m.



**Figura 5.12:** Andamento dei livelli all'interno del serbatoio di Pieve di Cadore per l'evento di piena del 1966 supposto il funzionamento con scarichi potenziati e un livello iniziale a q.635.8 m, 667.4 m, 676.4 m s.l.m.m.



(a)



(b)

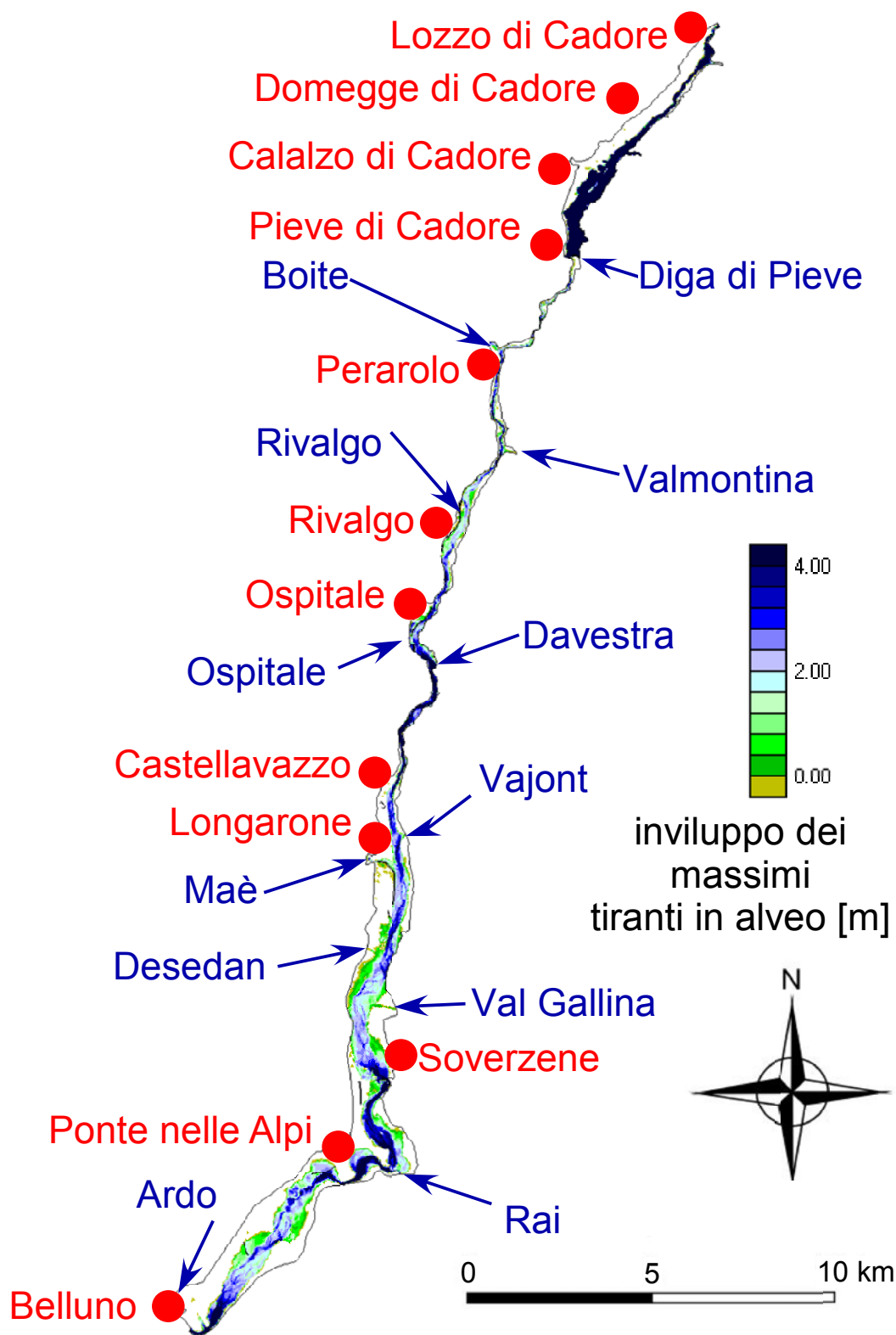
**Figura 5.13:** Andamento degli idrogrammi di piena in 8 diverse sezioni tra Lozzo di Cadore e Belluno e del livello all'interno del serbatoio di Pieve per l'evento di piena del 1966; supposto il funzionamento con scarichi potenziati, portata massima scaricata dalle paratoie pari a  $400\text{ m}^3/\text{s}$  e la condizione di riempimento iniziale del serbatoio pari a 667.4 m s.l.m.m.

il flusso d'acqua si concentra lungo un'unica direzione e altre in cui si sviluppano una serie di filoni che deviano la corrente lungo direzioni diverse. La Figura 5.14 evidenzia quanto appena scritto; in zone in cui il letto è ampio e a fondo piatto si ha un comportamento più dispersivo della corrente mentre in prossimità dei centri abitati di *Ponte nelle Alpi e Belluno* il fiume scorre più incassato, in una sezione più compatta, presentando tiranti più elevati.

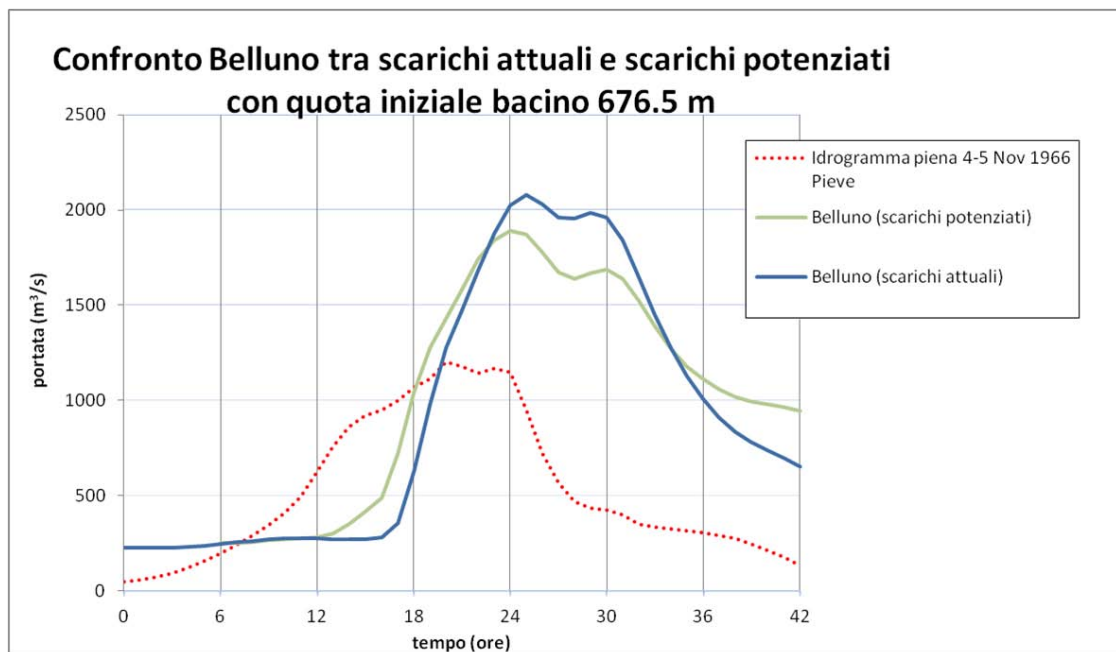
Particolare attenzione è stata posta, oltre che nella *Zona Industriale di Longarone*, anche per il centro abitato di *Perarolo*. Infatti, simulando l'evento di piena del 1966 con la condizione di riempimento massima a quota  $676.9\text{ m s.l.m.m.}$ , sia con gli scarichi esistenti che con gli scarichi potenziati è stato evidenziato dal modello una leggera esondazione nella zona in prossimità al campo sportivo del paese.

Un ultimo confronto, ma sicuramente non ultimo per importanza, paragona gli andamenti degli idrogrammi di piena, nella sezione di chiusura a *Ponte della Vittoria*, relativi al serbatoio di *Pieve* con scarichi esistenti e con scarichi potenziati in riferimento all'evento di piena del 1966. Dalla Figura 5.15 si denota il beneficio di una maggiore moderazione che si ha con gli scarichi potenziati; al picco di piena, infatti, ci sono circa  $200\text{ m}^3/\text{s}$  di differenza tra le due diverse tipologie di utilizzo del serbatoio.

Nella ricostruzione cinematica della piena del Novembre 1966 svolta nella relazione del 1970, il *Professor Ghetti* sosteneva, invece, che la portata al colmo a *Belluno*, subito a monte della confluenza dell'*Ardo*, risultava di  $2360\text{ m}^3/\text{s}$  contro i  $2080\text{ m}^3/\text{s}$  calcolati dal modello matematico in questo lavoro di tesi considerati gli scarichi esistenti della diga di *Pieve*. Questa discrepanza è sicuramente dovuta, in parte dal non considerare l'affluente *Rai* nelle simulazioni svolte, in parte dal momento che le simulazioni svolte con scarichi esistenti nella diga, ottenute con il modello agli elementi finiti, escludano l'utilizzo dello scarico di fondo che, come già accennato, faceva defluire verso valle la portata massima di  $190\text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 5.14:** Andamento dell'inviluppo dei massimi tiranti calcolati nell'area compresa tra il serbatoio di Pieve di Cadore e Belluno per la condizione più gravosa in esame con condizione di riempimento iniziale del serbatoio pari a 676.4 m s.l.m.m.



**Figura 5.15:** Confronto fra gli idrogrammi di piena calcolati in prossimità di Ponte della Vittoria a Belluno relativi al serbatoio di Pieve con scarichi attuali e con scarichi, ipotizzati, potenziati in riferimento all'evento di piena del 1966 con il serbatoio avente livello iniziale posto a q. 676.5 m s.l.m.m.





# Conclusioni

Prima di svolgere le simulazioni per analizzare gli effetti di moderazione dei colmi di piena indotti dalla diga sono stati valutati gli effetti di un diverso raffinamento del reticolo di calcolo per la porzione di territorio in esame. Dal confronto tra la mesh, più dettagliata, costruita per svolgere questo lavoro di tesi, e la mesh più grossolana, usata sino ad oggi dal *Dipartimento IMAGE (ora ICEA)*, sono stati ottenuti dei risultati davvero interessanti.

La mesh più raffinata descrive meglio sia la morfologia del territorio rappresentato, sia il campo di moto idrodinamico locale ma non evidenzia sostanziali differenze nei colmi di piena che risultano essere incrementati del 6 – 7% rispetto alla mesh più grossolana.

Il reticolo più dettagliato ha messo in evidenza delle problematiche che con la mesh più grossolana non era possibile valutare. Significativo risulta essere l'allagamento che si verifica nel centro abitato di *Ospitale di Cadore* utilizzando la mesh di nuova costruzione. Infatti, se con la mesh vecchia questa zona era salva da possibili allagamenti, ora risulta essere a rischio per l'effetto di rigurgito provocato dal torrente che scorre nel centro del paese.

L'obiettivo principale perseguito nella tesi è stato quello di valutare gli effetti di moderazione dei colmi di piena indotti dalla diga di *Pieve di Cadore*. A questo scopo sono state condotte due tipi di simulazioni; per la prima tipologia si è cercato di analizzare gli effetti della riduzione dei colmi di piena utilizzando gli scarichi già esistenti della diga e supponendo tre diversi livelli iniziali nel serbatoio; nel secondo gruppo di simulazioni sono state prese in considerazione le stesse condizioni di riempimento sopraccitate potenziando gli scarichi esistenti.

Dai risultati ottenuti è evidente come lo svaso preventivo effettuato sino al livello di  $635 \text{ m s.l.m.m.}$ , per entrambe le tipologie di simulazioni condotte, sia l'unico a laminare la piena del Novembre 1966 in modo ottimale. Però, questa condizione di svaso per il serbatoio di *Pieve di Cadore*, turberebbe troppo gravemente l'esercizio e la produttività dell'impianto idroelettrico. Inoltre studi recenti hanno dimostrato che il fenomeno dell'interrimento dei serbatoi è accelerato notevolmente da manovre di svaso importanti e/o frequenti riducendo quindi la vita del serbatoio stesso.

È noto, che la trattenuta nei serbatoi montani è essenzialmente rivolta alla moderazione del colmo di piena che si deve avere all'uscita in pianura senza, però, trascurare i problemi legati a esondazioni che si potrebbero verificare nella parte montana. Le simulazioni effettuate evidenziano che tutti i centri abitati lambiti dall'alveo del *Piave* sono salvi da esondazioni; fatta eccezione solamente per la zona artigianale di *Ospitale di Cadore*, che si allaga principalmente per l'effetto di rigurgito del piccolo torrente passante nel centro del paese, e per una piccola area

presso il comune di *Perarolo*. Qualche piccolo problema di allagamento si comincia ad osservare nella *Zona Industriale di Longarone* simulando un evento di piena centenario.

Dai diversi confronti che sono stati svolti tra i risultati forniti dal modello e le considerazioni scaturite dalla relazione del 1970 del *Professor Ghetti* si evince che la mesh creata e il software agli elementi finiti ideato dal *Dipartimento di Idraulica dell'Università di Padova* è in buon accordo con la ricostruzione cinematica dell'onda di piena del 3 – 5 Novembre 1966 per il tratto d'alveo compreso tra il bacino di *Pieve di Cadore* e *Belluno*.

Infine, va notato che l'efficacia della moderazione della piena da parte del serbatoio di *Pieve di Cadore* diminuisce sensibilmente più ci si sposta verso valle, pertanto ai fini di una riduzione della piena nel corso di pianura sarebbe meglio disporre una capacità di ritenuta più a valle ed in particolare dove comincia il tratto di fiume maggiormente a rischio di esondazioni, come suggerito da alcuni studi condotti dallo stesso *Prof. Ghetti* prima e dal *Dipartimento IMAGE (ora ICEA)* poi. Questi studi, in particolare, proponevano di progettare un serbatoio con una capacità di invaso di circa 60 milioni di  $m^3$  a *Falzè*, ovvero alla sezione di chiusura del bacino montano del *Piave*, adibito esclusivamente alla moderazione delle piene lungo il fiume. Questo serbatoio consentirebbe la riduzione del colmo a meno di  $3000 m^3/s$  a *Nervesa della Battaglia*, garantendo la desiderata sicurezza idraulica nel corso vallivo del fiume *Piave*.

# Appendice A

## Invasi utilizzati per laminare le piene

I serbatoi ad uso esclusivo di piena sono tra gli interventi strutturali più efficaci per la difesa dalle inondazioni del territorio circostante il tratto di valle di un corso d'acqua. Essi consentono di invasare temporaneamente parte del volume dell'onda di piena entrante, restituendo a valle un'onda con un colmo ridotto che può defluire in condizioni di sicurezza, anche per eventi con un notevole evento di ritorno. I serbatoi sono costituiti da una capacità d'invaso posta in serie al corso d'acqua, ottenuta realizzando uno sbarramento dello stesso, usualmente nei tratti montani, ove la valle si presenta più stretta. Dopo un'approfondita indagine idrologica, l'efficacia di queste opere dipende da una corretta progettazione delle luci di efflusso. In Italia pochi sono gli esempi di opere del tipo suddetto, destinate esclusivamente alla laminazione delle piene, mentre sono stati realizzati molti serbatoi ad uso idroelettrico, civile o irriguo come nel caso dell'invaso di Pieve di Cadore (idroelettrico). Nei serbatoi a scopo multiplo, la moderazione delle piene è una finalità secondaria rispetto a quella di utilizzazione idraulica, essendo lasciata disponibile, per la laminazione di una eventuale piena, una capacità ridotta, costituita dal volume compreso fra la quota di massima regolazione e quella di massimo invaso, pari alla quota del piano di coronamento meno il franco. Gli scarichi previsti per le piene nei serbatoi a scopo multiplo sono scarichi di superficie, generalmente sfioratori aventi il petto alla quota di massima regolazione. Essi, come ha dimostrato anche l'evento del novembre 1966 nelle Tre Venezie, sono poco efficaci per la moderazione delle piene, sia per la ridotta capacità destinata a tale scopo sia per il tipo di scarichi a superficie, poco adatti per la laminazione.

### A.1 Equazioni dei serbatoi ad uso di piena

Il moto della corrente nei serbatoi è di tipo vario, ma può essere studiato trascurando i fenomeni propagatori che si verificano nel serbatoio, ipotizzando che il riempimento e lo svuotamento avvenga istantaneamente rimanendo il pelo libero sempre orizzontale (modello statico). Le equazioni che governano i fenomeni di invaso e svaso nei serbatoi, nell'ipotesi di modello statico, sono l'equazione di continuità,

scritta in forma integrale per tutto il serbatoio, e l'equazione dinamica costituita dalla relazione fra volume invasato  $V$  e portata effluente  $Q_u$  dalle luci di scarico

$$\begin{cases} Q_e - Q_u = \frac{dV}{dt} \\ Q_u = aV^n \end{cases}$$

avendo l'esponente  $n$  valori tipici pari a  $0.125 \div 0.5$  per serbatoi dotati di luce a battente e  $1 \div 1.5$  per quelli aventi luce a sfioro libero. L'equazione dinamica è ottenuta integrando quella delle correnti lineari

$$\frac{\partial E}{\partial s} = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - j \quad (\text{A.1})$$

fra l'istantaneo pelo libero del serbatoio e la sezione di sbocco della luce.

Dunque la portata uscente può esprimersi, come nel moto permanente, con:

$$Q_u = C_Q A_u \sqrt{2gh} \quad (\text{A.2})$$

Essendo il volume invasato nel serbatoio funzione di  $h$ ,  $V = f(h)$ , si ricava:

$$Q_u = g(V) \quad (\text{A.3})$$

generalmente esprimibile con una relazione monomia del tipo:

$$Q_u = aV^n \quad (\text{A.4})$$

Indicato con  $h$  il carico sulla luce, si ha in generale:

$$Q_u = C_Q A \sqrt{2gh} = c_b h^{\frac{1}{2}} \quad \text{Luce a battente} \quad (\text{A.5})$$

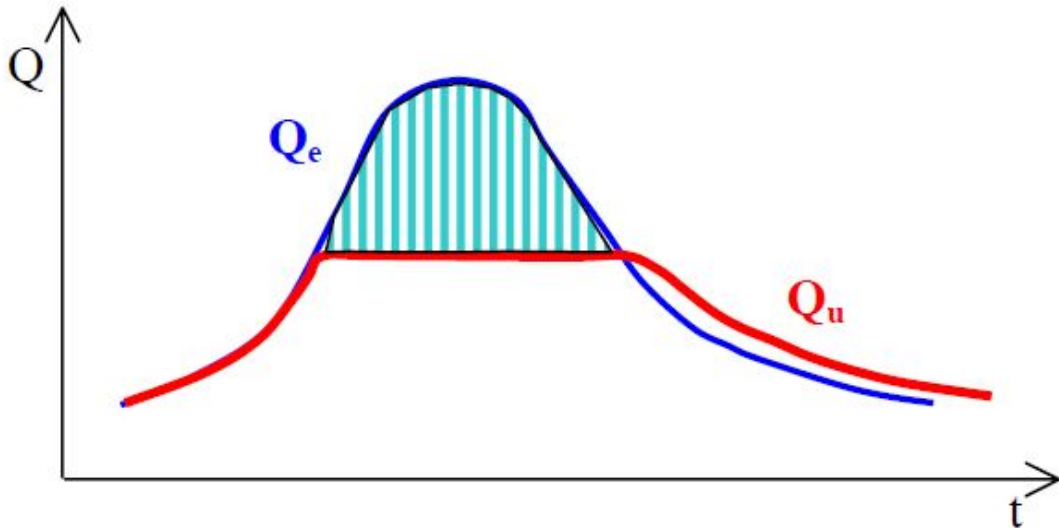
$$Q_u = C_Q L \sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}} = c_s h^{\frac{3}{2}} \quad \text{Luce a sfioro libero} \quad (\text{A.6})$$

Il deflusso dal serbatoio può avvenire da vari altri tipi di scarico, quali canali a debole o forte pendenza, gallerie di derivazione, imboccature a calice, ecc. per ognuno dei quali è ben nota, dall'idraulica, la relazione  $Q_u = f(h)$ .

### A.1.1 Scarichi a battente e a sfioro libero

Gli scarichi più efficaci per la laminazione di un'onda di piena, tenuto conto dell'invaso disponibile, sono quelli provvisti di organi di regolazione che consentono di scaricare, mediante un'opportuna manovra delle paratoie mobili, una portata costante durante tutto il fluire dell'onda. Man mano che il serbatoio si riempie e, quindi, il carico sulla luce aumenta, la paratoia viene manovrata in modo da ridurre sempre più l'area di deflusso.

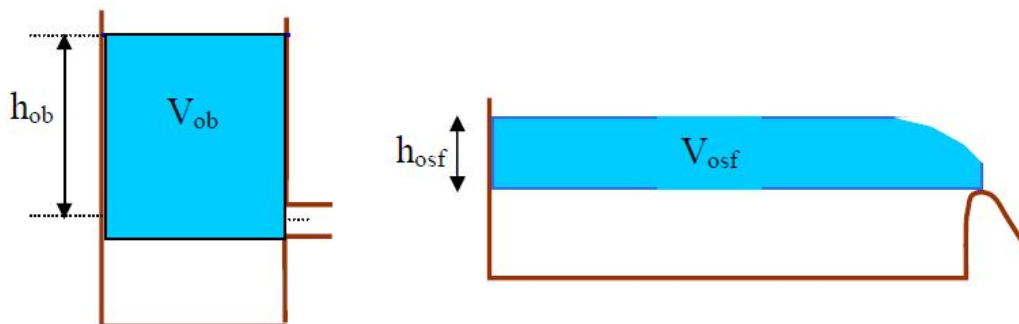
Tuttavia, per ragioni di sicurezza e di garanzia di funzionamento in qualsiasi circostanza, è sconsigliabile l'uso di organi di regolazione soprattutto se il serbatoio non viene sottoposto a continue manovre di esercizio. Inoltre per eseguire una manovra ottimale della paratoia, bisognerebbe conoscere in anticipo l'onda di piena che entra nel serbatoio, ma, per l'incertezza dei modelli di previsione in tempo reale, si può soltanto stimare, con anticipo piuttosto limitato, l'andamento dell'onda con



**Figura A.1:** Andamento di un idrogramma di piena ( $Q_e$ ) e delle portate uscenti dall'invaso tramite luce regolabile ( $Q_u$ ).

scarsa accuratezza. Pertanto, compiere delle manovre in tali condizioni è piuttosto rischioso, potendo la parzializzazione dello scarico risultare addirittura dannosa. Nei serbatoi ad uso esclusivo di piena si impiegano normalmente scarichi a luci fisse, onde la portata scaricata è massima quando è massimo il carico sulla luce. L'idrogramma uscente da una luce di area costante presenta un colmo superiore rispetto a quello che si può ottenere con una luce regolabile, venendo, in entrambi i casi, utilizzata l'intera capacità del serbatoio. Gli scarichi, non regolabili, più efficaci per la laminazione delle piene sono quelli a battente, che consentono di ottenere, per una certa piena, una maggiore laminazione rispetto a quelli a sfioro libero, a parità di capacità utile d'invaso del serbatoio. Viceversa, per ottenere la stessa laminazione di un'onda di piena con due serbatoi, uno provvisto di luce a battente ed uno a sfioro libero, bisogna che il serbatoio con scarico a sfioro libero abbia una capacità maggiore.

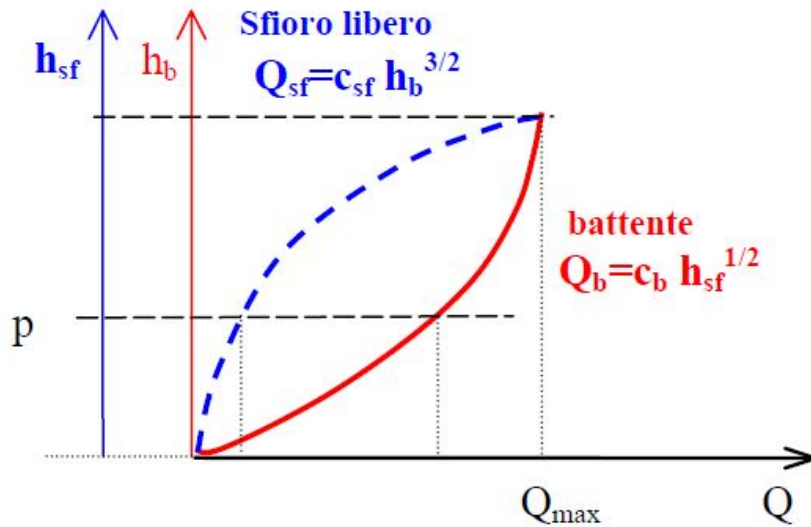
Si considerino, infatti, due serbatoi, uno avente, per scarico, una luce a battente e l'altro a sfioro libero (Figura A.2).



**Figura A.2:** Serbatoio con luce a battente e serbatoio a sfioro libero.

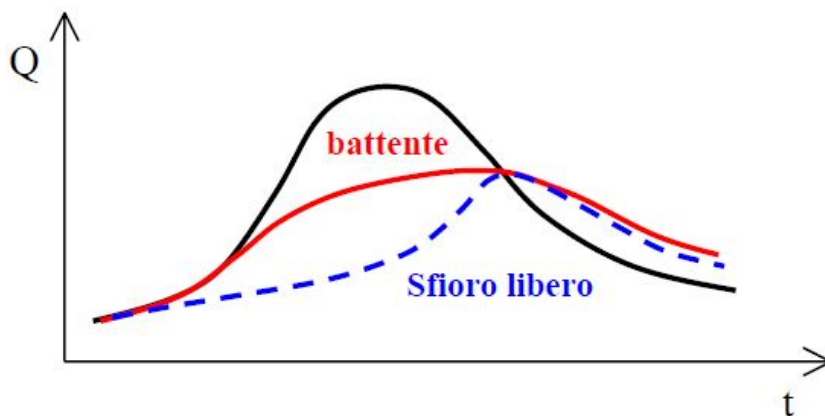
Le scale di deflusso dei due scarichi, uno a battente e uno a sfioro libero, hanno

l'andamento mostrato in Figura A.3, se, per ipotesi, scaricano la stessa portata in corrispondenza al rispettivo carico massimo.



**Figura A.3:** Scala delle portate uscenti da serbatoio con luce a battente e serbatoio a sfioro libero.

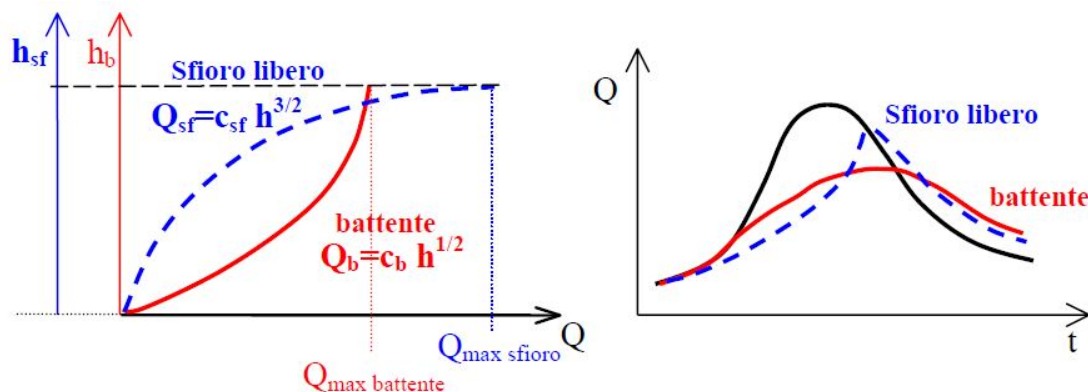
Dalla luce a battente esce una portata maggiore rispetto a quella scaricata dalla luce a sfioro libero, per la stessa frazione  $p$  del rispettivo carico massimo. Pertanto, durante il fluire dell'onda di piena, dalla luce a battente escono portate maggiori e quindi resta invaso nel serbatoio un volume minore. Le onde laminare dai 2 serbatoi hanno l'andamento del tipo mostrato nella Figura A.4 . Perciò, per ottenere la stessa laminazione, i due serbatoi devono avere una capacità utile diversa,  $V_{0sfioro} V_{0battente}$ .



**Figura A.4:** Differenza tra gli andamenti delle portate uscenti da un serbatoio con luce a battente e con sfioro libero.

Se, invece, i due serbatoi hanno la stessa capacità, l'onda laminata da quello avente lo scarico a sfioro libero presenta un colmo maggiore rispetto all'onda uscente dalla luce a battente, essendo entrambe le luci dimensionate in modo ottimale,

utilizzando completamente la capacità utile. Le scale di deflusso dei 2 scarichi e gli idrogrammi, in questo caso, hanno l'andamento visibile in Figura A.5:



**Figura A.5:** Paratoia con efflusso libero e rigurgitato.

## A.2 Metodo di risoluzione alle differenze finite

Le equazioni che governano i fenomeni di invaso e svasso nei serbatoi, nell'ipotesi di modello statico, sono l'equazione di continuità, scritta in forma integrale per tutto il serbatoio, e l'equazione dinamica costituita dalla relazione fra volume invasato  $V$  e portata effluente  $Q_u$  dalle luci di scarico:

$$\begin{cases} Q_e - Q_u = \frac{dV}{dt} \\ Q_u = aV^n \end{cases}$$

Il sistema può essere risolto numericamente con vari algoritmi, basati tutti sul metodo delle differenze finite. L'equazione di continuità dei serbatoi è discretizzata, sostituendo alla derivata un rapporto incrementale, e valutando il secondo membro con i valori medi dell'intervallo  $\Delta t$

$$\frac{V^{k+1} - V^k}{\Delta t} = \left[ \frac{1}{2} (Q_e^k + Q_e^{k+1}) - \frac{1}{2} (Q_u^k + Q_u^{k+1}) \right] \quad (\text{A.7})$$

avendo indicato con gli indici  $k$  e  $k + 1$  i valori delle portate e del volume ai tempi  $k\Delta t$  e  $(k + 1)\Delta t$ . Nell'equazione A.7, che è risolta ad ogni passo temporale  $\Delta t$ , sono noti:

- Il valore della portata entrante nel serbatoio, media nell'intervallo  $\Delta t$ ;
- La quota  $h$  del pelo libero del serbatoio all'inizio dell'intervallo ( $t = k\Delta t$ ) e, quindi, il volume accumulato  $V^k$  e la portata uscente  $Q_u^k$ .

Sono invece incogniti nell'equazione A.7:

- La portata uscente  $Q_u^{k+1}$  al tempo  $t = (k + 1)\Delta t$ ;
- Il volume accumulato  $V^{k+1}$  a tale tempo, cioè alla fine dell'intervallo.

Per procedere nella risoluzione dell'equazione di continuità dei serbatoi bisogna ovviamente, assegnare una condizione iniziale, cioè il valore, per  $t = 0$ , del volume invasato  $V_0$ , ricavabile conoscendo la quota del pelo libero  $h_0$  a tale tempo. L'ulteriore equazione che rende determinato il problema è la relazione fra il volume invasato  $V$  e la portata uscente  $Q_u$ , determinabile conoscendo la geometria del serbatoio  $V = f(h)$  e l'equazione esprime la legge di efflusso della  $Q_u = g(h)$ .



# Bibliografia

- ANIDEL. Dighe dei gruppi SADE e SIP, 1951-1961.
- Corriere delle Alpi. La diga del centro cadore diventa palestra di roccia, 2012. URL <http://corrierealpi.gelocal.it>.
- L. D'Alpaos and A. Defina. Venice lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2D and 1D finite element models. In *Proceedings of the 8th Conference on Finite Elements in Fluids. New Trends and Applications*, pages 917–926, Barcelona, 20-24 September 1993.
- L. D'Alpaos and A. Defina. Modellazione matematica del comportamento idrodinamico delle zone di barena solcate da una rete di canali minori. In *Istituto Veneto di SS.LL.AA. - Rapporti e Studi*, volume XII. Istituto Veneto di SS.LL.AA., 1995.
- L. D'Alpaos and A. Defina. Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: A review of open issues and applications to the Venice lagoon. *Computers and Geosciences*, 33(4):476–496, 2007.
- L. D'Alpaos and P. Martini. The influence of inlet configuration on sediment loss in the Venice Lagoon. In Cambridge University Press, editor, *Symposium on Flooding and Environmental Challenges for Venice and its lagoon: State of Knowledge*, Churchill College, Cambridge University, 14-17 September 2003.
- L. D'Alpaos, A. Defina, and B. Matticchio. A 2D finite element modelling of flooding due to a river bank collapse. In ASCE, editor, *Proceedings of Modelling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas*, Milano, 1994.
- L. D'Alpaos, P. Martini, L. Carniello, and C. Avanzi. Two dimensional modelling of flood flows and suspended sediment transport: the case of Brenta River. In *EGS-AGU-EUG Joint Assembly 2003*, Nizza, April 2003.
- A. Defina. Two dimensional shallow flow equations for partially dry areas. *Water Resource Research*, 36(11):3251–3264, 2000.
- Ghetti, A. and Berti, L. and Scardellato, E. Studio per la sistemazione del Piave a difesa dalle piene. Provincia di Treviso, 1970.
- Società Adriatica di Elettricità Gruppo SADE. *Impianto Idroelettrico Piave-Boite-Maè-Vajont*. Ufficio Studi della SADE, 1956.
- Il Portale del Cadore, 2011-2012-2013. URL <http://www.nuovocadore.it>.

Regione del Veneto. Archivio vettoriale della carta tecnica numerica alla scala 1:5.000 della regione del veneto suddivisa in elementi cartografici, 2012. URL [http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/index?qstr=c0101074\\_CTRN5000&qtype=class](http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/index?qstr=c0101074_CTRN5000&qtype=class).

Susin, Giovanni Maria. No scavi: per il futuro del lago di Pieve è urgente un vero piano di intervento. Studio di Ingegneria G.M. Susin, 2009.