



Deliverable del WP 4.2.3

Metodologia speditiva per modellazine onde di piena a seguito di collasso dello sbarramento per superfici scabre o forestate

Programma europeo di cooperazione transfrontaliera tra Francia e Italia,
ALCOTRA 2018-2020, Progetto RESBA, REsilienza degli SBarramenti

Relatori

Prof. D. Poggi
Ing. D. Ganora, Ph.D.

Sommario

In questo deliverable si affronta il tema del rischio idraulico connesso alla presenza di invasi artificiali con particolare attenzione al territorio piemontese e valdostano. Questo WP in particolare affornerà la problematica relativa alla propagazione delle onde di piena in territori forestati e che non presentano un alveo inciso facilmente identificabile. Questa caratteristica è comune a molte delle dighe in terra, non solo in Piemonte, che hanno nell'irrigazione il loro scopo primario. I risultati ottenuti in termini di metodologie sono altresì esportabili in altre regioni previa una nuova taratura sulle caratteristiche locali dei bacini.

Dopo un inquadramento delle grandi dighe presenti tra Piemonte e Valle d'Aosta si considera il problema del rischio idraulico sul territorio. Infatti, gli invasi, oltre ad essere una risorsa per la protezione idraulica del territorio, per fini idroelettrici, irrigui e potabili, sono anche un fattore di rischio per il territorio su cui insistono. L'attenzione è qui rivolta ai piccoli invasi di competenza regionale ed in particolare alle dighe in terra presenti nelle province di Torino e Cuneo. Dopo un'analisi statistica volta a determinare le principali grandezze degli invasi in oggetto (altezza e volume medio, forma dell'invaso, pendenza e uso del suolo nei territori di valle) si presentano i modelli numerici e fisico realizzati durante il progetto. In particolare si descrive il set-up sperimentale tridimensionale per lo studio della propagazione dell'onda su versanti o territori pianeggianti anziché in valli incise. Una nuova tecnica per la misura della profondità d'acqua in ogni punto dell'area allagata viene proposta ed utilizzata. Tale tecnica si basa sull'assorbimento della luce e su misure spettrometriche di calibrazione. Vengono confrontati i risultati di 15 esperimenti eseguiti con 3 diversi livelli d'acqua di partenza nel serbatoio di monte. L'analisi di ripetibilità su dimensioni e velocità dei fronti, il comportamento nel tempo della vena effluente e il campo di velocità superficiali vengono descritti e discussi. In ultimo, si indaga l'effetto della vegetazione ad alto fusto (dell'ordine di frutteti o pioppeti) sulla propagazione dell'onda di dam-break conseguente al collasso dei piccoli invasi sia dal punto di vista della velocità che della forma del fronte nonché dell'altezza d'acqua puntuale nella zona allagata. A questo fine, vengono posizionati una serie di pannelli con una maglia regolare di bacchette disposte secondo 4 possibili configurazioni diverse per interasse delle bacchette e/o per allineamento di due file successive. I risultati dal modello tridimensionale vengono confrontati con quelli del modello numerico per la più fitta delle suddette configurazioni. L'effetto sul coefficiente di drag viene

invece studiato con la realizzazione di un modello fisico bidimensionale: si registra l'evoluzione del profilo della superficie libera nel tempo con una tecnica fotografica e si confrontano i risultati degli esperimenti a fondo liscio con quelli della configurazione con bacchette per diverse pendenze del fondo e altezze d'acqua iniziali nel serbatoio di monte.

Indice

1. Introduzione	3
1.1 Premessa	3
1.2 I piani di emergenza connessi alle dighe: impatto su grandi aree	5
1.3 Il sistema di grandi dighe In Piemonte e Valle d'Aosta	7
1.4 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di piccole dighe	11
2. Valutazione della propagazione di un'onda di dam-break su territori collinari	13
2.1 Introduzione teorica	14
2.1.1 Modelli di propagazione delle onde di piena	16
2.1.2 Soluzioni analitiche dell'onda di dam-break.....	17
2.1.3 Soluzioni numeriche dell'onda di dam-break	21
2.2 Studi sperimentali dell'onda di dam-break in letteratura.....	29
2.2.1 Articoli sperimentali con set-up bidimensionali	29
2.2.2 Articoli sperimentali con set-up tridimensionali.....	33
2.3 Il concetto di "rischio"	37
2.3.1 Il danno D_p	37
2.3.2 La vulnerabilità V	38
2.4 Uso del suolo	39
2.4.1 Forza di trascinamento e perdite di carico.	41
2.4.2 Attrito alla parete vs forza di trascinamento distribuita nella zona del fronte d'onda.....	44
3. Piccoli invasi e valutazione del rischio: stima delle aree allagabili, stima della curva di vulnerabilità e dell'intensità dell'evento.....	47
3.1 Descrizione degli invasi e analisi statistiche.....	49
3.2 Approccio numerico	54
3.3 Modello fisico 3D	61

3.3.1	Caratteristiche del fondo	64
3.3.2	Illuminazione.....	67
3.3.3	Strumenti di misura	70
3.4	Esperimenti a fondo liscio	76
3.4.1	Ripetibilità ed evoluzione del fronte	78
3.4.2	Misura dell'altezza d'acqua	85
3.4.3	Misura della velocità	91
3.4.4	Studio della vena effluente.....	95
3.5	Discussione e risultati	99
4.	Studio dell'impatto della vegetazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1	Modello 2D	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1.1	Il set-up sperimentale	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1.2	Soluzione numerica delle equazioni di DSVErr	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1.3	Risultati	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1.4	Discussione	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.1.5	Conclusioni e ulteriori implicazioni	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2	Modello 3D	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2.1	Modello fisico	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2.2	Modello numerico del caso 3DErr	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2.3	Discussione e confronto dei risultati	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.	Conclusioni generali	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.	Bibliografia	107

Capitolo 1

Introduzione

1.1 Premessa

Gli invasi artificiali in Italia sono in numero consistente ma, in una evoluzione bloccata dopo il boom degli anni 50. Le nuove dighe sono andate via via diminuendo e l'età media del nostro parco dighe è di circa 65 anni.

Parlando di dighe e rischio idraulico il primo pensiero nella mentalità comune va senza dubbio all'aumento della pericolosità per i territori a valle legata alla presenza dello sbarramento stesso. In realtà la pericolosità della diga è un fattore del rischio quantificabile sulla base delle caratteristiche della diga stessa, in particolare della probabilità di danno o malfunzionamento di ciascuna delle sue parti. Per le grandi dighe di competenza nazionale (volume d'invaso $V \geq 1 \text{ Mm}^3$ o altezza dello sbarramento $h_d \geq 15 \text{ m}$ secondo la legge 21/10/1994 n. 584 e con $h_d \geq 15 \text{ m}$ e $h_d^2 V^{0.5} \geq 200$ secondo l'ICOLD) sono previsti controlli e interventi di manutenzioni con cadenza regolare, e ciò va a ridurre tale probabilità di accadimento. In quest'ottica le grandi dighe esistenti vengono considerate, in questa tesi, come una risorsa per i territori di valle non solo in ambito produttivo ed economico ma anche per quanto riguarda la riduzione del rischio alluvionale.

Un'efficace frase introduttiva sull'impatto delle dighe sul territorio può essere ripresa dal sito www.dighe.eu, che riporta -tra l'altro- un chiaro ed esaustivo contributo sulla normativa italiana, in gran parte ripreso nel seguito. La frase recita:

“La presenza di una diga su un corso d'acqua, a meno di un crollo rovinoso della diga stessa o delle sponde del bacino (Vajont) e a meno di manovre incongrue degli organi di scarico, è di per sé un fattore positivo agli effetti della tutela dei territori di valle dalle inondazioni. La diga, infatti, intercetta le acque di piena che affluiscono da monte, favorendone l'invaso temporaneo nel bacino e attenuando in tal modo le portate massime rilasciate a valle nel corso della piena”(Ghinami, 2019).

La normativa italiana inerente le grandi dighe è abbastanza articolata. Si può suddividere in normative inerenti la costruzione e normativa inerente l'esercizio e la sicurezza sia dell'opera che dei territori a valle (per i dettagli si rimanda all'Allegato 1).

Il primo regolamento e la prima norma tecnica risalgono al 1921 (Decreto del Ministro dei LL.PP. 2 aprile 1921 "Norme generali per i progetti e per la costruzione di dighe di sbarramento per serbatoi e laghi artificiali") e sono relative unicamente alle fasi di costruzione e progettazione.

L'organismo vigilante sulla sicurezza delle grandi dighe in Italia, è attualmente la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche che fa capo al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT).

Negli anni precedenti la denominazione e collocazione del soggetto competente si è modificata diverse volte (v.es. Mazzotta et al., 2008 per un'approfondita analisi storica):

- dal 1925 (2 anni dopo il disastro del Gleno) al 1989-91 era presente un *Servizio Dighe* presso il Consiglio Superiore dei LL.PP. e sul territorio le funzioni erano volte dagli Uffici Genio Civile – Provveditorati regionali Opere Pubbliche il tutto facente capo al Ministero dei Lavori Pubblici;
- dal 1991 al 2003 con la L. n.183/89 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo" (nel 1985 si era verificato il disastro di Stava) la competenza passa alla Presidenza del Consiglio dei Ministri e nasce il Servizio Nazionale Dighe (SND) presso il Dipartimento Servizi Tecnici Nazionali mentre sul territorio nascono Uffici Periferici SND;
- dal 2003 al 2006, a seguito dell'attuazione del decentramento amministrativo e del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112 (art. 91) il SND viene eliminato e trasformato nel Registro Italiano Dighe (RID) così come gli uffici periferici diventano Uffici Periferici del RID;
- dal 2008 il regolamento di riorganizzazione del MIT di cui al decreto del Presidente della Repubblica 3 dicembre 2008, n. 211 ha inserito la Sede Centrale del RID nella Direzione Generale per le Dighe (DGD) e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche e i nove Uffici Periferici del RID sono stati trasformati in Uffici Tecnici per le Dighe che, benché incardinati logisticamente nei Provveditorati Interregionali per le Opere Pubbliche territorialmente competenti, mantengono la dipendenza funzionale dalla Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche.

In sintesi sia l'articolazione che le attribuzioni dell'ex SND - RID, come delineate dalla normativa di settore previgente, permangono attualmente.

1.2 I piani di emergenza connessi alle dighe: impatto su grandi aree

Relativamente alla tutela delle zone a valle di grandi sbarramenti a fronte di un possibile malfunzionamento degli scarichi, di gravi anomalie (geologiche, strutturali ecc.) o del collasso parziale o totale dello sbarramento, la prima normativa risale al 1987: Circ. Min. Int. 20/3/1987, n. 13 MI. PC. (87) 7 “Piani di emergenza per incidenti alle dighe di ritenuta di cui al regolamento approvato con D.P.R. n. 1363 dell’1/11/1959. Infatti il Regolamento D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 si limitava a prescrivere la gestione in sicurezza dello sbarramento e delle opere accessorie, implicitamente assumendo che eventuali fenomeni alluvionali a valle non avrebbero potuto essere ricondotti alla presenza della diga, che anzi ne avrebbe favorito il contenimento. Le disposizioni normative che si sono aggiunte al Regolamento del 1959 a partire dalla seconda metà degli anni ’80, conseguenti anche a incidenti ed eventi disastrosi occorsi in Italia e all’estero, indicano una nuova consapevolezza circa i rischi che possono aversi (o che possono essere prevenuti) nei territori di valle per effetto della presenza di una diga. Lungo gli alvei a valle delle dighe devono essere installati cartelli monitori di tipo unificato ed ogni diga deve essere provvista di una sirena destinata ad entrare in funzione “esclusivamente per manovre di apertura volontaria degli organi di scarico per avvisare dell’arrivo dell’onda di piena le persone eventualmente presenti nell’area immediatamente a valle dello sbarramento e nelle zone dell’alveo adiacenti gli sbocchi degli scarichi”. Devono essere inoltre acquisiti gli studi sulle conseguenze che hanno sui territori di valle le manovre eccezionali degli organi di scarico della diga e l’ipotetico crollo della diga stessa, e deve essere valutata la massima portata scaricabile a valle che rimanga contenuta in alveo, o meglio nella “fascia di pertinenza fluviale” (circolari Min. LL.PP. 28 agosto 1986, n. 1125 e 4 dicembre 1987, n. 352, e successive circolari P.C.M. 13 dicembre 1995, n. DSTN/2/22806 e 19 marzo 1996, n. DSTN/2/7019).

Una volta acquisiti gli studi e le valutazioni predette, risultano definiti, con sufficiente approssimazione, degli scenari di rischio composti di elementi noti:

- gli eventi di piena artificiale possibili con probabilità di accadimento alta (manovre normali degli organi di scarico), bassa (manovre eccezionali) e estremamente bassa (ipotetico crollo della diga);
- le aree esposte ai diversi eventi prima individuati: *a)* area di pertinenza fluviale interessata dalle manovre normali degli organi di scarico, *b)* area sommersa per le manovre eccezionali degli organi di scarico, *c)* area sommersa per ipotetico crollo della diga;
- le popolazioni ed i beni presenti in ciascuna delle aree prima indicate e delimitate nella cartografia allegata agli studi.

Gli “*scenari degli incidenti probabili*” così definiti dovranno costituire la base conoscitiva e documentale per la redazione del piano di emergenza della diga (PED) da parte delle Autorità di protezione civile, a tutela delle popolazioni e in-

infrastrutture esposte alle diverse ipotesi di rischio (la redazione di tali piani è affidata dalla direttiva P.C.M. 8 luglio 2014 alle regioni, *“in raccordo con le prefetture-UTG territorialmente interessate”*). Le regioni, sulla base della direttiva P.C.M. 27 febbraio 2004, sono inoltre chiamate a individuare *“quegli invasi che potrebbero essere effettivamente utili alla laminazione delle piene e quindi ad una riduzione del rischio idraulico a valle degli invasi stessi. (...) Per tali invasi le Regioni, con il concorso tecnico dei Centri Funzionali decentrati, dell’Autorità di bacino e del Registro italiano dighe [oggi Direzione Dighe del M.I.T.], d’intesa con i gestori, sotto il coordinamento del Dipartimento della protezione civile, predisporranno ed adotteranno un piano di laminazione preventivo”*.

Le modalità con cui il concessionario/gestore dovrà esercire la diga in sicurezza secondo un piano di attività dettagliato nel *“Foglio di condizioni per l’esercizio e la manutenzione”* (FCEM) e gestire le eventuali emergenze diramando le opportune comunicazioni ed eseguendo le manovre di scarico necessarie anche in applicazione del *“piano di laminazione”* ove predisposto e adottato, sono definite dalla circolare Min. LL.PP. 4 dicembre 1987, n. 352 e dalla successiva circolare P.C.M. 19 marzo 1996, n. DSTN/2/7019 poi sostituita dalla direttiva P.C.M. 8 luglio 2014.

Le attività del concessionario/gestore in occasione delle emergenze sono pianificate nel *“Documento di protezione civile”*, uno specifico allegato del FCEM introdotto dalla circolare Min. LL.PP. 4 dicembre 1987, n. 352 e successivamente riformato dalla circolare P.C.M. 19 marzo 1996, n. DSTN/2/7019 e dalla direttiva P.C.M. 8 luglio 2014. Quest’ultima prevede che le disposizioni del piano di laminazione, ove adottato, o differenti specifiche disposizioni emanate dall’Autorità regionale preposta al governo delle piene prevalgano su quelle del Documento di protezione civile. Inoltre conserva il principio (già enunciato dalla circolare P.C.M. 19 marzo 1996, n. DSTN/2/7019) del *“non aggravamento dell’evento di piena”*, cioè l’obbligo *a)* di non scaricare a valle, nella fase crescente della piena, una portata superiore a quella affluente al serbatoio, e *b)* di non scaricare a valle, nella fase decrescente della piena, una portata superiore alla massima scaricata nella fase crescente. Il concessionario/gestore può derogare a tale obbligo solo in caso di diverse disposizioni impartite con un ordine specifico da parte dell’Autorità competente, o inserite nell’eventuale piano di laminazione predisposto ai sensi della direttiva P.C.M. 27 febbraio 2004.

Perno delle attività di ricerca svolte in questa tesi sono i Piani di Emergenza Dighe (PED), previsti dalla Direttiva P.C.M. 8 luglio 2014 per supportare la gestione del rischio alluvionale per i territori a valle delle dighe. Per questi territori le regole di gestione delle opere di scarico in caso di evento idrologico estremo e gli scenari di possibile incidente (apertura scarichi e collasso opera) sono eventualità che possono avere importanza ben maggiore di quella corrispondente all’usuale valutazione del rischio alluvionale per il solo evento idrologico estremo. I PED per i grandi invasi sono documenti che servono a gestire in modo coordinato, programmato e sicuro ogni situazione di rischio legata alla presenza di una diga nel territorio, costruendo scenari di aree allagabili per ipotetico collasso dell’invaso o errata manovra degli organi di scarico. Tali piani servono a definire

le strategie operative e le azioni da mettere in campo per l'allertamento, la prevenzione, la gestione dell'emergenza e l'assistenza alla popolazione.

In riferimento alla periodicità dei controlli e alla manutenzione programmata e non, presentano certamente aspetti di maggior criticità le piccole dighe (Pisaniello, 2011). Nella grande diffusione sul territorio di questi invasi (nella sola regione Pie-monte si parla di rapporti dell'ordine di 10 a 1 rispetto alle 'grandi' dighe) è insita la maggior pericolosità: si tratta infatti di un rischio diffuso sul territorio, di cui comuni e amministrazioni locali sono chiamate a tenere conto nei piani di emergenza comunali preso atto anche delle zone abitate, industriali o dedite alla produzione agricola e all'allevamento presenti immediatamente a valle dei piccoli invasi.

Considerando la Regione Piemonte, è del 2018 la Determina Dirigenziale 21 febbraio 2018, n. 486 con la quale è prevista la stesura di un Piano Emergenza Dighe (PED) anche per gli invasi di competenza regionale.

1.3 Il sistema di grandi dighe In Piemonte e Valle d'Aosta

In Italia esistono più di 9000 sbarramenti che la legge n°584 del 1994 distingue tra "grandi dighe" e "piccole dighe". Gli sbarramenti che hanno un'altezza maggiore o uguale a 15 metri o un volume di invaso maggiore o uguale a un milione di metri cubi rientrano nella prima categoria e sono di competenza della Direzione Generale Dighe mentre le altre sono di competenza delle Regioni (quelle piemontesi per esempio sono sotto il controllo del settore Difesa del Suolo).

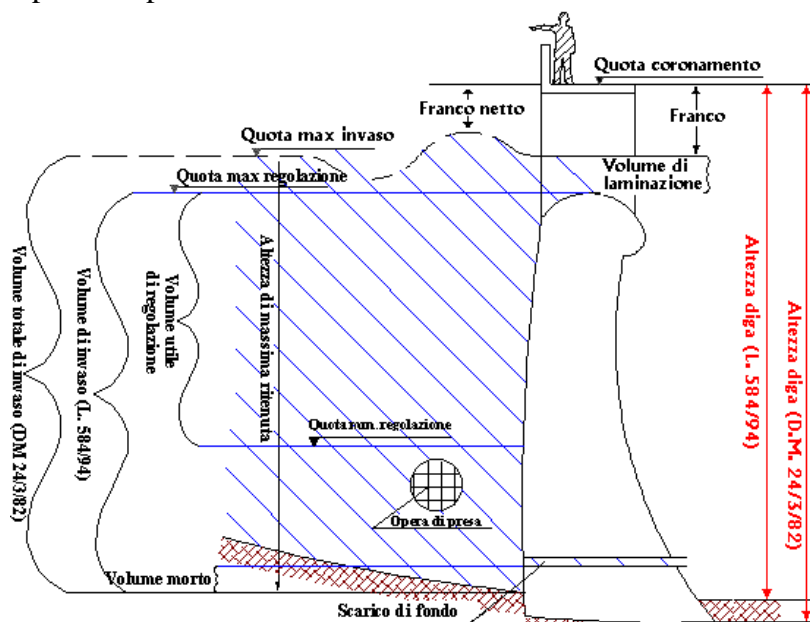


Figura 1: principali elementi e grandezze di una diga secondo la vigente normativa italiana (schema tratto dal sito www.dighe.eu a cura dell'Ing. Luigi A. Ghinami).

Dei 9000 sbarramenti presenti 537 (dato aggiornato al 2016) sono classificati come grandi dighe e hanno un'età media superiore ai 60 anni, da tener presente che oltre 200 sono state costruite prima della II Guerra Mondiale. Sul territorio nazionale le dighe sono suddivise in modo eterogeneo in tutte le regioni; la Lombardia detiene il primato con 77 grandi dighe, seguita da Piemonte (con 60 grandi dighe) e Sardegna (con 59). In Figura 1, a titolo di riferimento per tutta la trattazione, è riportato uno schema dei principali elementi e grandezze di una diga secondo la vigente normativa italiana.

In questa tesi, nel capitolo 3, verranno considerati 56 invasi artificiali di competenza dell'UTD TO. Di questi 50 si trovano sul territorio piemontese, mentre i rimanenti 7 su quello della Valle d'Aosta. In Figura 2 è riportata la posizione geografica delle dighe considerate i cui dati, reperiti per lavori precedenti grazie all'ing. Petaccia e alla Direzione Generale Dighe (all'epoca RID) sono elencati nell'Allegato 2.

Per quanto riguarda il Piemonte, la sua orografia ben si presta alla realizzazione di sbarramenti, i suoi confini sono definiti a Nord e ad Ovest dalle Alpi e a sud dagli Appennini. Le valli piemontesi presentano oggi numerosi sbarramenti costruiti nel 1900 con un'età media di circa 75 anni. Sono per la maggior parte situati nelle gole scavate dall'erosione fluvio-glaciale dell'arco alpino ma alcuni sono anche localizzati sugli Appennini piemontesi. I 50 invasi considerati nel seguito sono ripartiti nelle varie province come segue: 4 nell'alessandrino, 4 nel biellese, 10 nella provincia di Cuneo, 14 in quella di Torino, 2 in quella di Vercelli e 16 nel Verbano-Cusio-Ossola.



Figura 2: posizione delle 56 dighe considerate nel cap. 3 (Piemonte e Valle d'Aosta).

Per quanto riguarda la tipologia costruttiva, la maggiormente presente è la diga a gravità ordinaria, ma vi sono anche dighe ad arco semplice e ad arco-gravità nonché alcuni esempi di dighe in materiale sciolto e a gravità alleggerita. Gli invasi piemontesi sottendono bacini con superfici che spaziano da circa 1km^2 a circa 700 km^2 ; i più estesi sono quello di Gorge di Susa (697 km^2) e Roccasparvera

(591 km²). I più piccoli sono Rossana, Chabrière, Lomellina, Busin Inferiore e Alpe Larecchio compresi tra 1 e 3 km². Le altezze degli sbarramenti variano tra i 16.5 m della diga di San Damiano Macra fino ai 120 m della diga di Chiotas. Tra le più alte dighe piemontesi ci sono le dighe della Piastra, di Pian Telessio e di Campliccioli. Anche i volumi di invaso sono molto variabili: gli invasi con capacità più ridotte sono Chabrière, Fedio e Melezet mentre i più ragguardevoli sono Sabbione, Ceresole Reale Maggiore e Chiotas.

La valle con maggior numero di sbarramenti è la Val d'Ossola, valle alpina in provincia di Verbania, al confine con la Svizzera. Questi serbatoi, localizzati sugli affluenti di alta quota del fiume Toce, hanno una capacità complessiva di invaso di oltre 150 milioni di m³. Lo sbarramento più importante della Val d'Ossola è quello del Sabbione, primo per volume d'acqua in Piemonte.

Altri serbatoi artificiali piemontesi di notevole rilevanza, realizzati a scopo idroelettrico, ricadono all'interno la valle dell'Orco, che raccoglie i deflussi del versante meridionale del massiccio del Gran Paradiso e ospita 6 invasi (Agnel, Serrù, Ceresole Reale, Pian Telessio, Valsoera e Lago Eugio) che fanno parte del più grande complesso idroelettrico piemontese. Tra questi serbatoi, Ceresole Reale (34 Mm³) è stato realizzato mediante la costruzione di due sbarramenti rispettivamente alti 48 m e 17 m. Per scopo principalmente irriguo sono invece stati realizzati gli invasi del biellese. Nella provincia di Cuneo gli sbarramenti più importanti si trovano nel bacino idrografico del torrente Gesso. In particolare nel comune di Entracque si trova il complesso idroelettrico di cui fanno parte gli invasi di Chiotas (30 Mm³) e Piastra, con un dislivello di 1000 m e impianto di ripompaggio che durante la notte riporta a Chiotas parte dell'acqua del lago della Piastra.



Figura 3: da sinistra il Lago Agnel (2.300 m s.l.m.) e il Lago Serrù (2.275 m s.l.m.) nel comune di Ceresole Reale, in valle Orco (immagine di CourthoudPH tratta dal sito www.italiainfoto.com).

La Valle d'Aosta, regione interamente montuosa, presenta un'unica grande vallata, di origine glaciale solcata dalla Dora Baltea. Nella valle principale confluiscano, sia in sinistra che in destra orografica, numerose valli laterali in cui scorrono i vari affluenti della Dora lungo i quali sono presenti numerosi bacini idrici artificiali principalmente a servizio di centrali idroelettriche che ogni anno producono circa 3000 GWh, dei quali meno di un terzo è sufficiente a soddisfare il fabbisogno energetico della regione. La Valle d'Aosta dispone di 5 serbatoi artificiali che consentono una gestione annuale dell'energia prodotta dagli impianti sottostanti e di una serie di invasi minori con i quali si sopperisce ai picchi di domanda nelle fasce orarie di maggior consumo.

La quasi totalità dei serbatoi artificiali presenti si trova a quote elevate, occupa depressioni naturali, prende origine da laghi glaciali già esistenti e sbarra corsi d'acqua di modesta entità che, a valle del serbatoio, ricevono comunque immissioni che mantengono sostanzialmente intatto l'equilibrio degli ecosistemi.

I primi serbatoi artificiali sorti nella regione risalgono al 1919 e sono quello di Gabiet, che si trova sopra Gressoney La Trinitè e quello di Guillemore nella valle del Lys, che sottende il bacino più vasto tra quelli valdostani (239 km²).

In Valpelline si trova la diga di Place Moulin, lo sbarramento, situato sul torrente Buthier, è al primo posto in tutto l'arco alpino per capacità di invaso: il suo volume risulta pari a 105,48 milioni di m³ (non sono da meno né l'altezza della diga, 143.5 m né l'estensione del lago). In Val d'Ayas, invece, si trova l'invaso di Brusson che sottende un bacino con superficie pari a 145 km². È stato realizzato nello stesso periodo delle due dighe che formano l'invaso di Cignana nella valle del torrente Marmore. Quest'ultimo invaso alimenta un gruppo della centrale di Maen. Le due dighe risalgono al 1925-1928, entrambe sono a gravità ordinaria, la principale in calcestruzzo ed in muratura a secco la secondaria. Il serbatoio primario ha un volume di invaso di circa 16 Mm³ e un'altezza di 55.5 m.

Infine nel comune di Valtournenche sono presenti la diga di Lago Goillet (realizzata sfruttando la piccola ferrovia, ad oggi dismessa, che da sopra Perreres arrivava al lago situato sopra Breuil-Cervinia) e quella di Perreres, con volumi di invaso rispettivamente di 11.19 e 0.07 Mm³.



Figura 4: lago e dighe di Cignana (immagine tratta dal sito www.cvaspa.it)

1.4 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di piccole dighe

Altri aspetti legati alla presenza degli invasi artificiali sul territorio sono i rischi, seppur remoti, di malfunzionamento degli organi di scarico e di collasso totale o parziale dello sbarramento. Per limitare le conseguenze e gli impatti, potenzialmente devastanti sia per l'estensione delle aree coinvolte che per l'intensità dell'onda, è necessario conoscere quali possano essere le aree potenzialmente interessate nonché le loro destinazioni d'uso ecc. Fin dagli anni '90, vige l'obbligo di produrre per ogni diga opportuni studi volti a definire le suddette perimetrazioni. Dal 2014 (direttiva P.C.M. 8 luglio 2014) tali scenari sono parte integrante del PED (piano di emergenza della diga) redatto dalle regioni in qualità di Autorità di protezione civile. Oltre alle grandi dighe, sono inclusi, come si è detto, anche gli invasi minori. Gli impatti e i danni sul territorio riconducibili ad anomalie di piccoli invasi non sono chiaramente paragonabili a quando appena discusso, tuttavia, l'elevata numerosità e la diffusione capillare anche a quote più basse e nei pressi di centri abitati e aziende agricole, aumenta notevolmente il fattore di rischio. D'altra parte le risorse necessarie, sia economiche che in termini di ore/uomo, alla valutazione approfondita di ogni singolo caso non sono ad oggi disponibili e comunque non condurrebbero a risposte esaustive in breve tempo. Per indirizzare gli sforzi verso i casi potenzialmente più pericolosi in modo da prendere le opportune misure tempestivamente, si vuole proporre una metodologia speditiva di valutazione delle aree potenzialmente allagabili a seguito di collasso (dam-break). A questo proposito è in atto da alcuni anni una collaborazione tra Piemonte, Valle d'Aosta e le regioni francesi confinanti (che coinvolge anche diversi centri di ricerca ed università) nell'ambito di 2 progetti finanziati dai fondi europei Alcotra (progetto RISBA e progetto RESBA) finalizzata alla riduzione del rischio mediante lo sviluppo di nuove tecniche innovative di monitoraggio e mappatura. Nei capitoli seguenti si approfondisce per via sperimentale e numerica lo studio dell'effetto dell'orografia e dell'uso del suolo sulla propagazione dell'onda dovuta al dam-break. Gli aspetti fondamentali, come si vedrà nel seguito, sono: la valutazione dell'intensità dell'evento (in termini di velocità e altezza d'acqua) e l'estensione dell'area allagata. Relativamente a quest'ultimo aspetto, durante il periodo di dottorato, sono state studiate (sia con metodi numerici che con modelli fisici appositamente progettati e realizzati) le aree potenzialmente interessate dal collasso di piccoli invasi collinari e di versante caratterizzati dall'assenza di un emissario nonché dalla presenza di coltivazioni arbustive e arboree nelle aree immediatamente a valle delle stesse. Questi fattori impattano fortemente sia sulla velocità e sulla profondità del flusso che sull'estensione e sulla posizione della zona allagabile che tipicamente non si sviluppa unicamente nella direzione di massima pendenza ma ha anche una componente di diffusione in direzione trasversale che non può essere trascurata anche in un'ottica di mappatura speditiva applicabile ad un elevato numero di invasi.

Ai sensi della L.R.06.10.2003, n. 25. e del conseguente D.P.G.R. 09.11.2004 n. 12/R, in Piemonte, il progetto di un nuovo invaso deve contenere all'interno della relazione tecnica, uno studio delle aree, abitazioni e infrastrutture presenti a valle e interessabili in caso di collasso delle opere di ritenuta. In particolare, ai sensi regolamento regionale del 09/11/2004 n°12/R, è necessario il calcolo dell'area interessata per una distanza dall'invaso valutata in funzione del volume invasato e una successiva valutazione del rischio basato sul grado e il tipo di antropizzazione presente nell'area perimetrata. Non vengono però imposti metodi per la perimetrazione delle aree in oggetto. Nell'ambito di una tesi di Laurea Magistrale (Costa, 2014) è stato eseguito un controllo a campione dei metodi utilizzati per la perimetrazione delle aree inondabili dei piccoli invasi all'epoca in esercizio in Piemonte ed è emersa una elevata eterogeneità nonché la presenza di metodi che talvolta male si adattano alle condizioni di assenza di emissario prevedendo sempre la definizione di una sezione fluviale. Si citano ad esempio l'utilizzo del software Hec-Ras a partire da formule empiriche per la definizione della portata di picco o con modelli di apertura di una breccia, o il metodo della Regione Lombardia ai sensi della L.R del 23/03/1998 n° 8 che prevede una serie di tabelle per l'individuazione della sezione bagnata e conseguentemente la stima dei tiranti in funzione della reale geometria dell'alveo. Nell'ambito del progetto Risba (rischio degli sbarramenti artificiali) una nuova metodologia è stata proposta (cap. 5) per queste tipologie di invasi. In questa tesi si approfondisce questa tematica con modelli fisici per poter giungere ad un aumento della robustezza del metodo e per tenere conto degli effetti legati alla presenza di coltivazioni con elementi ad alto fusto che, come si vedrà, hanno un impatto non trascurabile sugli effetti di onde di questa entità.

Capitolo 2

Valutazione della propagazione di un'onda di dam-break su territori collinari

Nel presente capitolo e nei successivi si guarda alle dighe come potenziale fonte di rischio per i territori a valle. In particolare, oggetto degli studi descritti in questo e nei capitoli seguenti saranno le dighe di competenza regionale, come dettagliato in seguito, tali invasi spesso sono invasi collinari costruiti su pendii e privi di immissario ed emissario per cui lo studio della propagazione dell'onda conseguente al crollo parziale o totale del corpo diga non può essere condotto con un approccio classico (inteso come unidirezionale, ovvero assumendo trascurabili le velocità nella direzione trasversale e considerando le grandezze mediate sulla sezione trasversale) né analitico né sperimentale: la componente tridimensionale risulta infatti fondamentale per una corretta comprensione e modellazione del fenomeno. Aspetti chiave si rivelano essere l'orografia del territorio e l'uso del suolo immediatamente a valle dell'invaso: una maggiore pendenza o la presenza di frutteti, vigneti, pioppeti, ecc. interagiscono con l'onda modificando sia la forma del fronte che l'intensità dell'onda in diverse porzioni del territorio interessato.

La fisica del problema rimane ovviamente immutata rispetto al caso bidimensionale, si tratta sempre dello scorrimento di un fluido su un supporto, considerato non erodibile, a seguito della rimozione istantanea dello sbarramento (simulato in laboratorio con l'apertura istantanea di una paratoia). Per questo motivo, nel presente capitolo si introducono le teorie classiche sulla propagazione delle onde a fronte ripido e alcune tra le soluzioni analitiche e numeriche di base.

Nel sotto-capitolo successivo, per completezza, si ricordano alcuni dei lavori sperimentali sul tema del dam-break bi- e tri-dimensionale allo scopo di evidenziare le tecniche utilizzate a partire dall'ultimo ventennio del secolo scorso. Si introducono successivamente il concetto di rischio (par. 5.3) e gli aspetti teorici le-

gati alla presa in conto dell'effetto della presenza di vegetazione ad alto fusto sulla propagazione dell'onda (par. 5.4).

I contenuti dei paragrafi 5.1 e 5.3 sono parzialmente tratti dalla tesi di laurea magistrale “Modellazione numerica della propagazione di onde di dam-break, caso studio: gli sbarramenti in terra” (Cordero, 2013) e dalle pubblicazioni finali del progetto RISBA (Poggi et al., 2015a, 2015b).

2.1 Introduzione teorica

Lo studio della propagazione dell'onda di piena conseguente il crollo di uno sbarramento è un problema di moto vario in una corrente a pelo libero. Una corrente a pelo libero è delimitata dall'atmosfera e generalmente soggetta a variazioni graduali di sezione e di velocità nello spazio e nel tempo; il moto viene definito vario in quanto le grandezze idrauliche d'interesse, quali profondità e velocità media della corrente, variano nello spazio e nel tempo. I principi fisici che regolano tale fenomeno sono il principio di conservazione della massa ed il secondo principio della dinamica (conservazione della quantità di moto): la possibilità di considerare a priori soddisfatto il primo principio della termodinamica consente di semplificare notevolmente la composita espressione delle equazioni di Navier Stokes (sistema di cinque equazioni scalari differenziali alle derivate parziali con venti variabili atte a descrivere il comportamento di un fluido dal punto di vista macroscopico) e, sotto alcune ipotesi, di trattare il fenomeno con le più semplici equazioni di De Saint-Venant (1-D e 2-D o equazioni delle acque basse).

Le equazioni di Navier-Stokes, elaborate nella prima metà del 1800 da Claude-Louis Navier e da George Gabriel Stokes, costituiscono di fatto la trascrizione matematica di tre principi fisici ai quali i fluidi, imposta la condizione di continuo deformabile, devono sottostare:

- principio di conservazione della massa (equazione di continuità):

“La variazione di massa nel volume di controllo infinitesimo τ nell'unità di tempo uguaglia la differenza tra i flussi di massa entranti e quelli uscenti (opposto del flusso netto)”;

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot \rho \vec{V} = 0 \quad 2.1-1$$

- secondo principio della dinamica (bilancio della quantità di moto):

“La variazione nell'unità di tempo della quantità di moto del fluido contenuto nel volume di controllo τ sommata al flusso netto di quantità di moto attraverso la superficie σ uguaglia la risultante delle forze esterne agenti sull'elemento di fluido contenuto nel volumetto stesso”;

$$\frac{\partial \rho \vec{V}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \cdot \vec{V}) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{V} + (\mu + \lambda) \nabla (\nabla \cdot \vec{V}) + \rho \vec{g} \quad 2.1-2$$

(essendo μ la viscosità dinamica e λ la viscosità longitudinale,)

- primo principio della termodinamica (conservazione dell'energia):

“La variazione termica trasmessa all'elemento di fluido per conduzione sommata alla potenza degli sforzi agenti sull'elementino e delle forze di cam-

po è uguale al flusso netto di energia totale (viene trascurata l'energia trasmessa all'elemento per irraggiamento)''

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \rho E}{\partial t} + \frac{\partial E \rho u}{\partial x} + \frac{\partial E \rho v}{\partial y} + \frac{\partial E \rho w}{\partial z} = \\
= - \left(\frac{\partial p u}{\partial x} + \frac{\partial p v}{\partial y} + \frac{\partial p w}{\partial z} \right) + \frac{\partial (S_{xx} u + S_{yx} v + S_{zx} w)}{\partial x} \\
+ \frac{\partial (S_{xy} u + S_{yy} v + S_{zy} w)}{\partial y} + \frac{\partial (S_{xz} u + S_{yz} v + S_{zz} w)}{\partial z} \\
+ \rho a_x u + \rho a_y v + \rho a_z w - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right)
\end{aligned} \tag{2.1-3}$$

Il sistema di equazioni che ne deriva (esprimibile in forma adimensionale) è insufficiente alla chiusura del problema della determinazione del campo di moto del fluido in quanto costituito da tre equazioni che contengono complessivamente 20 incognite (densità, vettore velocità, pressione, tensore degli sforzi viscosi, vettore accelerazione, energia interna e , vettore flusso termico \vec{q}). Queste equazioni sono del tutto generali e per la loro applicazione è necessario definire sia le proprietà termofisiche del fluido in esame (conducibilità termica, densità, energia interna e una o più equazioni di stato in grado di determinare anche temperatura e pressione) sia il campo di forze in cui esso si trova (quest'ultimo consente la definizione del vettore di accelerazioni di campo). La soluzione del sistema di equazioni differenziali è infine possibile esclusivamente previa definizione delle opportune condizioni iniziali e al contorno (problema di Cauchy o problema di von Neumann).

Nel caso in cui la dimensione orizzontale sia molto maggiore rispetto alla scala delle altezze è possibile integrare le equazioni di Navier-Stokes lungo la verticale ottenendo le equazioni delle acque basse (shallow water equations, eq.2.1-4) in cui non compaiono i termini legati alla velocità verticale. In questo caso, la legge di conservazione della massa implica infatti che anche la scala delle velocità verticali sia piccola rispetto a quelle orizzontali, la pressione lungo la verticale sia pressoché idrostatica e che il campo di velocità sul piano orizzontale sia costante lungo l'intera profondità.

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial((H+h)u)}{\partial x} + \frac{\partial((H+h)v)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \\ & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f v + g \frac{\partial h}{\partial x} = -b u + v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} \right) \\ & \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - f u + g \frac{\partial h}{\partial y} = -b v + v \left(\frac{\partial^2 v}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 v}{\partial^2 y} \right) \end{aligned} \right. \tag{2.1-4}$$

Assumendo valide le seguenti ipotesi:

- corrente unidirezionale (profondità, portata, velocità, scabrezza variano nello spazio esclusivamente in funzione dell'ascissa curvilinea x);

- corrente gradualmente variata caratterizzata da traiettorie sensibilmente rettilinee e parallele con conseguente distribuzione idrostatica della pressione nelle sezioni trasversali;
- pendenza dell'alveo (e quindi pendenza di tutte le traiettorie e del profilo del pelo libero) trascurabile;
- moto turbolento;
- curvature del pelo libero trascurabile;
- densità del fluido ovunque costante;

nel 1871 De Saint Venant derivò le equazioni che governano il moto vario monodimensionale nelle correnti a pelo libero che possono essere viste come una riduzione delle eq.2.1-4 (anche chiamate equazioni di De Saint Venant 2D). Sebbene esse costituiscano una descrizione semplificata di un fenomeno assai complesso, riescono a descrivere efficacemente le caratteristiche salienti del moto vario di una corrente a pelo libero. La struttura iperbolica del sistema di equazioni differenziali ammette infatti soluzioni discontinue indispensabili al fine di individuare e descrivere fenomeni fisici quali il risalto idraulico e la propagazione dell'onda di piena conseguente il crollo di uno sbarramento. Il carattere non lineare delle equazioni differenziali limita per contro ad un ridotto numero di casi la possibilità di determinare soluzioni analitiche rendendo necessaria, ai fini dello studio di fenomeni caratterizzati da forti discontinuità, l'adozione di metodi numerici.

È possibile riscrivere il sistema di De Saint Venant nella forma:

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad 2.1-5$$

2.1.1 Modelli di propagazione delle onde di piena

In relazione al fenomeno in esame nonché in funzione del livello di precisione richiesto è possibile scrivere, a partire dalle equazioni 2.1-5, tre differenti sistemi affiancando all'equazione di continuità l'opportuna espressione dell'equazione di conservazione della quantità di moto ottenuta eliminando i termini considerati trascurabili. Sulla base dei termini trattenuti il modello matematico di studio della propagazione dell'onda viene detto cinematico, diffusivo, dinamico.

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello dinamico} \quad 2.1-6$$

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello diffusivo} \quad 2.1-7$$

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ -g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello cinematico} \quad 2.1-8$$

Lo studio rigoroso dell'onda di piena conseguente il crollo di uno sbarramento può essere condotto soltanto risolvendo numericamente il sistema di equazioni del modello dinamico: i differenti metodi numerici proposti non possono prescindere dalla preventiva definizione delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno. Si rimanda al lavoro di Poggi et al. (Poggi et al., 2009a)

2.1.2 Soluzioni analitiche dell'onda di dam-break

In letteratura si trovano alcune soluzioni analitiche al problema del dam-break elaborate da diversi autori sotto ipotesi differenti, tra cui, se non altro per rilevanza storica, citiamo: il metodo di integrazione di De Saint-Venant (De Saint-Venant, 1871) valido per un alveo prismatico in condizioni di tirante idrico nullo nell'alveo di valle. Il primo ad utilizzare tale metodo per studiare il moto conseguente al crollo di una diga fu Ritter nel 1892 (Ritter, 1892). Successivamente, partendo dalla soluzione di Ritter, Dressler (Dressler, 1952) sviluppò una teoria atta a considerare gli effetti della scabrezza del canale nella regione di propagazione dell'onda positiva. Whitham (Whitham, 1955) conferma la validità dell'ipotesi di fondo liscio ($j=0$) per tutto il profilo idraulico ad eccezione che per la zona del fronte d'onda (ovvero la zona in cui la superficie libera tocca il fondo del canale e l'effetto della resistenza di quest'ultimo non può essere trascurata) proponendosi di studiare tale zona come un effetto di bordo applicando il metodo di Pohlhausen.

Nel 1970, Su e Barnes (Su and Barnes, 1970) estesero la teoria di Dressler elaborando una soluzione in grado di considerare tanto l'influenza della scabrezza quanto l'influenza della forma della sezione trasversale del canale sui profili di superficie libera e di velocità dell'onda conseguente il crollo completo e istantaneo di uno sbarramento. Il primo ad elaborare una soluzione analitica che consentisse di descrivere la propagazione di un'onda franta, cioè di risolvere il sistema di equazioni di De Saint-Venant nell'ipotesi di profondità non nulla del tirante idrico iniziale nell'alveo a valle dello sbarramento fu, nel 1957, Stoker (Stoker, 1957). Tale soluzione teorica consta di un sistema di equazioni risolvibile numericamente soltanto mediante un processo iterativo oneroso sotto il profilo computazionale. Oltre quaranta anni dopo, Chao Wu, Guofu Huang e Yonghong Zengh (Wu et al., 2000) apportarono il secondo fondamentale contributo allo sviluppo di una soluzione analitica atta a descrivere il fenomeno costruendo un'unica equazione algebrica, equivalente al sistema derivato da Stoker, che consentisse sia di ovviare all'inconveniente dell'onerosità computazionale, sia di evidenziare il rapporto di diretta dipendenza intercorrente fra la profondità costante dell'onda e le profondità iniziali di monte e di valle.

In anni più recenti Chanson (Chanson, 2009a) ha proposto una formula che tiene conto dell'aumento di resistenza nella zona del fronte. Confrontando i suoi risultati con alcuni lavori sperimentali (Cavaillé, 1965; Dressler, 1954; Estrade,

1967; Faure and Nahas, 1961; Lauber, 1997; Schoklitsch, 1917) e con alcune soluzioni analitiche, l'autore conferma la validità della soluzione di Ritter per la restante parte della superficie idrica.

La teoria di base per tutte le suddette soluzioni è la teoria delle linee caratteristiche che deriva da un'applicazione fondamentale di Massau (Massau, 1900) alla soluzione delle equazioni alle derivate parziali.

Il sistema di equazioni di De Saint Venant alle derivate parziali in x e t può essere trasformato in un sistema di equazioni alle derivate totali rispetto ad una sola variabile utilizzando il legame fra x e t rappresentato da una coppia di equazioni differenziali ordinarie che definiscono due famiglie di curve dette caratteristiche. Tali curve rappresentano le proiezioni sul piano x,t delle uniche possibili linee di discontinuità delle soluzioni, ossia dei fronti d'onda.

Il sistema di equazioni di De Saint-Venant (eq. 2.1-5) scritto sulle linee caratteristiche diviene:

$$\begin{cases} \frac{d}{dx}(u \mp 2\sqrt{gh}) = g(i_f - j) \\ \frac{dx}{dt} = u \pm \sqrt{gh} \end{cases} \quad 2.1-9$$

essendo

$$\frac{dx}{dt} = \begin{cases} u + \sqrt{gh} & \text{linea caratteristica positiva} \\ u - \sqrt{gh} & \text{linea caratteristica negativa} \end{cases} \quad 2.1-10$$

la soluzione con discriminante positivo dell'equazione risolutiva del sistema. La 2.1-10 rappresenta la pendenza in un punto delle linee caratteristiche ed esprime la velocità di propagazione dell'onda di superficie (il termine \sqrt{gh} rappresenta la celerità relativa dell'onda c). Nel caso di corrente subcritica ($u < \sqrt{gh}$) la pendenza della linea caratteristica negativa è negativa e la pendenza della linea caratteristica positiva è positiva; nel caso di corrente supercritica ($u > \sqrt{gh}$) entrambe le linee caratteristiche presentano pendenza positiva.

La soluzione di Ritter (1892)

Come già affermato in precedenza, il primo ad utilizzare il sistema di equazioni di De Saint-Venant relativamente al particolare caso di cadente j coincidente con la pendenza del fondo nello studio del moto conseguente il crollo di un invaso fu Ritter nel 1892. La soluzione da lui elaborata si fonda sulle seguenti ipotesi:

- canale rettangolare orizzontale;
- perdite di carico effettive per unità di lunghezza nulle ($i_f = j = 0$);
- altezza d'acqua iniziale all'interno dell'invaso h_0 ;
- alveo di valle perfettamente asciutto;
- estensione dell'invaso infinita verso monte.

Ritter risolse il sistema di equazioni di De Saint Venant scritto sulle linee caratteristiche 9 considerando la condizione iniziale di velocità nulla:

$$\begin{cases} \sqrt{gh} = \frac{1}{3} \left[2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right] \\ u = \frac{2}{3} \left[\sqrt{gh_0} + \frac{x}{t} \right] \end{cases} \quad 2.1-11$$

Introducendo quindi le seguenti grandezze adimensionalizzate rispetto all'altezza dello sbarramento h_0 :

$$X = \frac{x}{h_0} \quad 2.1-12$$

$$H = \frac{h}{h_0} \quad 2.1-13$$

$$T = t \sqrt{\frac{g}{h_0}} \quad 2.1-14$$

$$U = \frac{u}{\sqrt{gh_0}} \quad 2.1-15$$

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gh_0}^3} \quad 2.1-16$$

La soluzione di Ritter può essere riscritta come segue:

$$H = \left[\frac{1}{3} \left(2 - \frac{X}{T} \right) \right]^2 \quad 2.1-17$$

$$U = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{X}{T} \right) \quad 2.1-18$$

$$Q = \frac{2}{27} \left(1 + \frac{X}{T} \right) \left(2 - \frac{X}{T} \right)^2 \quad 2.1-19$$

Le curve rappresentanti il profilo della superficie libera in funzione dell'ascissa in corrispondenza di istanti di tempo discreti hanno andamento parabolico compreso fra il fronte negativo, di ascissa $X_{nF} = -T$, ed il fronte positivo, di ascissa $X_F = 2T$. La sezione dello sbarramento è caratterizzata da una profondità del battente idrico H_S costante e pari a $\frac{4}{9}$. La portata è nulla sia in corrispondenza del fronte negativo che in corrispondenza del fronte positivo: il massimo valore si realizza in corrispondenza della sezione dello sbarramento essendo $Q_S = \frac{8}{27}$.

Fissato un istante di tempo la velocità cresce linearmente nello spazio dal fronte negativo ($U_{nF} = 0$) al fronte positivo ($U_F = 2$), con un gradiente tanto maggiore quanto minore è il lasso di tempo intercorso dal crollo. Indipendentemente dall'istante di tempo, la velocità allo sbarramento è costante e pari a $U_S = \frac{2}{3}$.

La soluzione di Stoker (1957)

Nell'ipotesi di profondità non nulla del tirante idrico iniziale nell'alveo a valle dello sbarramento, a seguito di un collasso totale ed istantaneo si determina l'immediata propagazione di un'onda franta.

Il primo ad elaborare una soluzione analitica che consentisse di descrivere la propagazione di tali onde d'impatto spesso indicate con la più sintetica espressione inglese "dam-break shock waves" fu, nel 1957, Stoker (Stoker, 1957). Successivamente contributi fondamentali arrivarono da altri autori citati in precedenza; poiché le shock waves non verranno affrontate in questa tesi, si riporta la sola equazione di Stoker a conclusione della trattazione sulle soluzioni analitiche e per la sua valenza storica. Tale soluzione è valida nelle seguenti ipotesi:

- alveo prismatico di sezione rettangolare, liscio, orizzontale ($i_f = j = 0$) ed infinitamente lungo;
- invaso infinitamente esteso verso monte;
- acqua all'interno dell'invaso inizialmente in quiete e di profondità costante;
- crollo dello sbarramento completo ed istantaneo.

Per quanto concerne la descrizione qualitativa del fenomeno, il carattere stazionario del moto nella zona retrostante la sezione di discontinuità costituisce il tratto saliente della soluzione di Stoker. Ovverossia, i parametri idraulici caratterizzanti il moto del fluido retrostante il fronte di impatto, quali profondità e velocità, si mantengono costanti nel tempo.

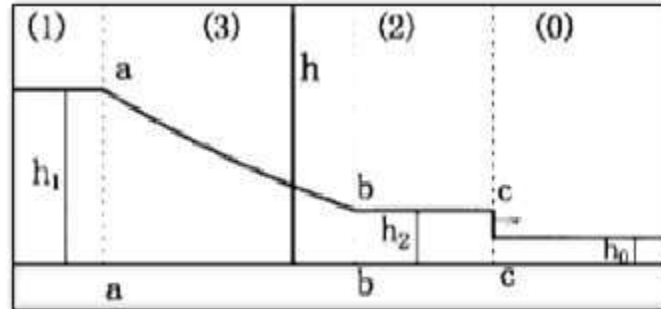


Figura 5: schematizzazione dell'onda d'impatto, definizione delle zone secondo Stokes (immagine tratta da Poggi et al., 2009).

Con riferimento alla schematizzazione indicata in Figura 5, nel seguito si riporta la formulazione di Stoker ottenuta adottando l'adimensionalizzazione delle variabili elencata nelle eqq. da 2.1-12 a 2.1-16 rispetto alla profondità iniziale h_1 del tirante idrico all'interno dell'invaso:

zona 1:

$$\begin{cases} H = 1 \\ U = 0 \end{cases} \text{ per } X \leq -T \quad 2.1-20$$

zona 3:

$$\begin{cases} H = \frac{4}{9} \left(1 - \frac{X}{2T}\right)^2 \\ U = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{X}{T}\right) \end{cases} \text{ per } -T \leq X \leq T(U_2 - \sqrt{H_2}) \quad 2.1-21$$

zona 2:

2.1-22

$$\begin{cases} H = \frac{H_0}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{2H}{H-H_0} \frac{1-\sqrt{H}}{\sqrt{H_0}} \right)^2} - \frac{1}{2} \\ U = S_2 - \frac{H}{4S_2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}} \right) \end{cases} \text{ per } T(U_2 - \sqrt{H_2}) < X < TS_2$$

zona 0:

$$\begin{cases} H = H_0 \\ U = 0 \end{cases} \text{ per } TS_2 \leq X \quad 2.1-23$$

Essendo S_2 una variabile definita in modo implicito mediante l'espressione:

$$S_2 = \frac{H_0}{4S_2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}} \right) - \left(2Y_0 \left(\sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}} - 1 \right) \right)^{1/2} \quad 2.1-24$$

2.1.3 Soluzioni numeriche dell'onda di dam-break

Lo studio rigoroso dell'onda di piena conseguente il crollo di uno sbarramento può essere condotto soltanto risolvendo numericamente, come accennato in precedenza, il sistema di equazioni del modello dinamico (eq.2.1-6): i differenti metodi numerici proposti non possono prescindere dalla preventiva definizione delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno. Storicamente il metodo alle differenze finite fu il primo metodo numerico utilizzato per la soluzione del sistema di De Saint Venant; esso consiste nel risolvere, in luogo dell'equazione differenziale in esame, l'equazione alle differenze ottenuta sostituendo agli operatori differenziali degli operatori discreti detti rapporti incrementali costruiti mediante differenze. Rimandando ad altra sede una trattazione più approfondita dell'argomento (Cordero, 2013), nel seguito verrà brevemente descritto il metodo numerico di soluzione ai volumi finiti implementato dal software (Brezo) utilizzato nel capitolo 6 per confronto con i dati sperimentali oltre che nel progetto RISBA (Poggi et al., 2015a).

Metodi ai volumi finiti

Il metodo di soluzione ai volumi finiti si basa sulla discretizzazione in forma integrale del sistema di equazioni di De Saint Venant (eqq. 2.1-5):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \mathbf{U} d\Omega + \oint_{\partial\Omega} (\mathbf{F} dx - \mathbf{G} dy) = \int_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega \quad 2.1-25$$

- Essendo:
- Ω il dominio bidimensionale di calcolo (ovvero la cella triangolare oggetto di successive considerazioni) delimitato dal contorno $\delta\Omega$;
- $\mathbf{U}, \mathbf{F}, \mathbf{G}, \mathbf{S}$ i vettori definiti mediante le espressioni (eqq.2.1-26) sotto riportate nelle quali u e v indicano le componenti di velocità mediate sulla vertica-

le, z_b la pendenza dell'alveo, c_D il termine rappresentativo della scabrezza dell'alveo funzione del coefficiente di Manning ($c_D = gn^2 h^{1/3}$).

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad 2.1-26.a$$

$$\mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + 0.5gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, \quad 5.1-26.b$$

$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2 h + 0.5gh^2 \end{pmatrix}, \quad 5.1-26.c$$

$$\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - c_D u \sqrt{u^2 + v^2} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - c_D v \sqrt{u^2 + v^2} \end{pmatrix} \quad 5.1-26.d$$

Relativamente alla discretizzazione spaziale dominio bidimensionale Ω , la soluzione discreta del sistema di equazioni di De Saint Venant in forma integrale si avvale di una griglia costituita da celle di forma triangolare e caratterizzata da N_n nodi, N_c celle, N_f facce: poiché la struttura di tale griglia non è predefinita la disposizione relativa di nodi, celle e facce costituisce un fattore importante ai fini dell'attendibilità dei risultati. La topografia dell'area in esame viene ricostruita assegnando a ciascun nodo della griglia la relativa quota.

Uno dei principali vantaggi dell'utilizzare un metodo di soluzione ai volumi finiti risiede nella possibilità di modellare correttamente le fasi di wetting e drying: intendendo con tali termini, rispettivamente, l'ingresso ed il completo ritiro dell'acqua in zone (celle) precedentemente asciutte ovvero bagnate. Laddove i metodi agli elementi finiti conducono alla generazione di oscillazioni spurie del valore del tirante idrico, l'adozione di un metodo ai volumi finiti costituisce un considerevole progresso pur non rappresentando, come dimostrato da molteplici autori, una soluzione ultima e definitiva. La mera applicazione di un metodo ai volumi finiti non è infatti esente dalla generazione di oscillazioni spurie nonché di soluzioni fisicamente non accettabili in corrispondenza dell'interfaccia bagnato-asciutto.

Un'accurata ed affidabile procedura atta a modellare le fasi di wetting e drying venne in definitiva presentata da Begnudelli e Sanders nel 2006 (Begnudelli and Sanders, 2006). Il nucleo di tale procedura, che si avvale, di una griglia non strutturata di celle triangolari, è costituito da equazioni algebriche atte a relazionare, all'interno delle celle parzialmente sommerse dall'acqua, il volume fluido con la quota della superficie del pelo libero. Gli schemi ai volumi finiti generalmente assumono quale profondità media del tirante idrico di una cella il valore della medesima grandezza valutato in corrispondenza del centroide. Nel caso tuttavia di celle soltanto parzialmente bagnate, ovvero nelle quali è presente un volume d'acqua sufficiente a sommergere almeno uno ma non tutti i vertici, sud-

detta associazione non restituisce una stima attendibile del valore della profondità media del tirante idrico: per fare un esempio, qualora la superficie libera all'interno di una cella si disponga inferiormente alla quota del centroide essa risulta asciutta pur contenendo un certo volume di acqua. Al fine di migliorare la descrizione delle celle parzialmente bagnate viene introdotta una distinzione fra la profondità del tirante idrico in corrispondenza del centroide e la quota della superficie libera. Nel dettaglio, la profondità media del tirante idrico di ciascuna cella viene calcolata effettuando il rapporto fra il volume fluido V e l'area della cella A mentre la quota della superficie libera η è data dalla quota della superficie libera nella porzione bagnata della cella. Conseguentemente, l'uguaglianza $\eta=h+z_c$ risulta esclusivamente valida per le celle completamente bagnate. Laddove invece una cella risulti soltanto parzialmente bagnata, la correlazione fra η ed h viene determinata utilizzando una serie di opportune equazioni di correlazione fra volume e superficie libera sinteticamente indicate con VFRs (*Volume/Free surface Relationships*).

Si consideri una cella avente vertici di coordinate (x_1, y_1, z_1) , (x_2, y_2, z_2) , (x_3, y_3, z_3) e si ipotizzi $z_1 \leq z_2 \leq z_3$, l'equazione VFR che lega h , η e la quota dei vertici è funzione del numero di vertici effettivamente sommersi (Figura 6):

- se $\eta \leq z_1$ la cella è completamente asciutta e, ovviamente, $h=0$;
- se $z_1 < \eta \leq z_2$ l'equazione VFR ha espressione

$$h = \frac{V}{A} = \frac{(\eta - z_1)^3}{3(z_2 - z_1)(z_3 - z_1)} \quad 2.1-27$$

- se $z_2 < \eta \leq z_3$ l'equazione VFR ha espressione

$$h = \frac{V}{A} = \frac{\eta^2 + \eta z_3 - 3\eta z_1 - z_3 z_2 + z_1 z_2 + z_1^2}{3(z_3 - z_1)} \quad 2.1-28$$

- se $z_3 < \eta$ si impone $\eta=h+z_c$, essendo $z_c = \frac{z_1+z_2+z_3}{3}$

$$h = \frac{V}{A} = \frac{\eta^2 + \eta z_3 - 3\eta z_1 - z_3 z_2 + z_1 z_2 + z_1^2}{3(z_3 - z_1)} \quad 2.1-29$$

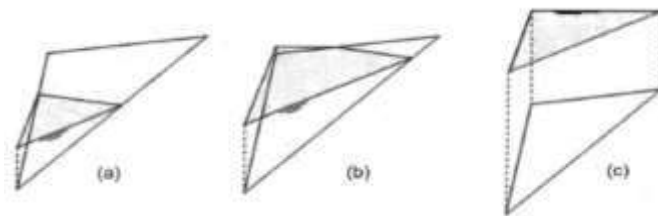


Figura 6: volume idrico presente all'interno della cella di calcolo (a) $z_1 < \eta \leq z_2$; (b) $z_2 < \eta \leq z_3$; (c) $z_3 < \eta$. Immagine tratta dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

Il metodo numerico utilizza, per calcolare i flussi, la soluzione approssimata di Roe per la condizione di Riemann (Sanders, 2008) e adotta per la soluzione

numerica delle leggi di conservazione l'upwind¹ scheme monotono MUSCL (Monotonic Upstream-centered Scheme for Conservation Law) conseguendo dal punto di vista spaziale il secondo ordine di accuratezza. Al fine di ottimizzare la valutazione temporale delle variabili è stato adottato il predictor-corrector scheme di Hancock.

Il software Brezo

Il programma BreZo risolve il sistema di equazioni di De Saint Venant (eqq.2.1-4) mediante il metodo di discretizzazione ai volumi finiti (dettagliato nel paragrafo precedente) secondo lo schema di Godunov².

Il sito internet <http://sanders.eng.uci.edu/brezo.html> (ultimo accesso il 12/02/2019) rende disponibili, gratuitamente, le differenti versioni del software di calcolo, pubblicate di pari passo con l'evoluzione della progetto di ricerca; per il presente lavoro è stata utilizzata dapprima la versione 4.0 che permette di utilizzare una griglia di calcolo con un massimo di 200000 celle e successivamente la versione fornita dal Prof. Sanders e utilizzata nell'ambito di un progetto di tesi di laurea magistrale (Natali, 2019). Tale versione prevede la possibilità di parallelizzare il calcolo su più core e non ha limite alle celle di calcolo utilizzabili.

L'eseguibile è scritto in fortran ed è utilizzabile da linea di comando partendo da una serie di file di input (geometria, condizioni iniziali, condizioni al contorno) raccolte in una medesima cartella. L'output può essere prodotto sia in versione grafica leggibile con software tipo Tecplot sia in file .txt come elenco di velocità nelle 2 direzioni principali (u e v), altezza d'acqua e quota della superficie libera o ai nodi o in corrispondenza del centroide di ogni singola cella di calcolo. Gli intervalli di tempo a cui ottenere l'output sono a discrezione dell'utente. Per maggior dettagli sull'utilizzo del programma si rimanda al sito di riferimento citato nel paragrafo precedente e alla tesi di laurea magistrale (Cordero, 2013).

Uno schema dell'algoritmo implementato in Brezo è riportato in Figura 7.

Dopo una fase di pre-processing per l'acquisizione e la validazione dei dati in ingresso, si distingue tra celle asciutte e bagnate alla generica iterazione t, successivamente si passa al calcolo dei gradienti di velocità e altezza d'acqua e si passa alla fase di previsione (predictor-step) in cui si stimano le suddette variabili all'istante $t+\Delta t/2$, si valutano i flussi tra le celle e si passa alla fase di correzione (corrector-step) in cui si completa l'avanzamento temporale risolvendo le variabili di interesse per l'istante $t+\Delta t$. Si ripetono questi passaggi fino a che t raggiunge il

¹ In generale i metodi upwind sono metodi di soluzione numerica che si basano sulla struttura e sulle proprietà matematiche del sistema di equazioni di De Saint Venant. Lo schema più comunemente impiegato, elaborato da Steger e Warming nel 1981, scompone la matrice flusso $F = AU$ in due matrici funzione della direzione del moto: $F = F^+ + F^-$ rispettivamente frutto una discretizzazione alle differenze finite di tipo *backward* e *forward*; il metodo si basa dunque sull'ipotesi di linearità fra la funzione di flusso F e la funzione di velocità U: nel caso delle equazioni di De Saint Venant il flusso F è in effetti una funzione omogenea di secondo grado e non è a rigore possibile scrivere $F=AU$. Al fine di ovviare a tale incongruenza Bermudez e Vazquez nel 1994 hanno proposto l'introduzione di una matrice G che, sostituita alla matrice Jacobiana A, soddisfi l'uguaglianza $F=GU$.

² I metodi di soluzione numerica facenti capo allo schema elaborato da Sergei K. Godunov nel 1959, validi indipendentemente dalla condizione imposta a valle, si fondano sulla soluzione del cosiddetto problema di Riemann. Nel caso generale di un sistema iperbolico il problema di Riemann richiede di risolvere la condizione iniziale $U_t + F(U)_x = 0$ con $U(x,0) = U_l$ per $x < 0$ e $U(x,0) = U_r$ per $x > 0$.

tempo fissato per la fine della simulazione e si passa alla fase di post-processing per la preparazione degli output.

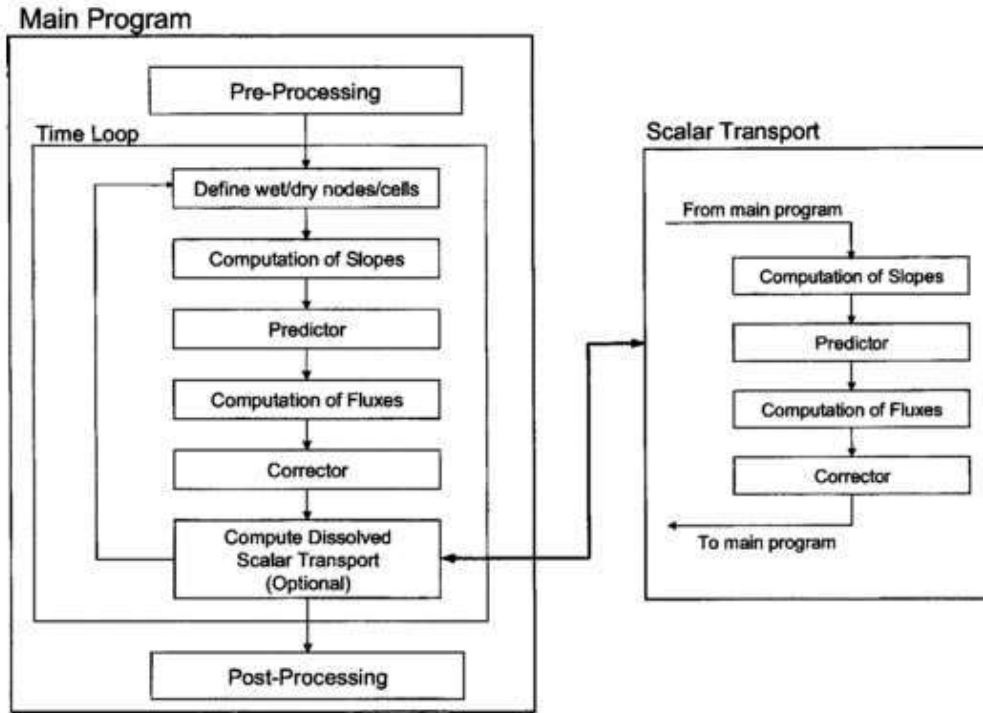


Figura 7: flowchart dell'algoritmo di calcolo implementato nel programma "Brezo" tratto dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

Operazioni preliminari: classificazione delle celle e valutazione dei gradienti

Il primo passo dell'algoritmo di soluzione prevede la distinzione fra celle completamente bagnate, parzialmente bagnate, asciutte. Una cella è completamente bagnata se tutti i nodi sono sommersi: in tal caso ad ogni passo temporale la soluzione viene aggiornata risolvendo le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto; in caso contrario il sistema si riduce alla sola equazione di continuità. I nodi sommersi sono caratterizzati da una profondità del tirante idrico nodale $h_n > \delta^w$ dove δ^w rappresenta il valore di soglia inferiore fissato pari a 10^{-6} m. Il valore della profondità del tirante idrico nodale viene stimato sottraendo la quota del nodo stesso al valor medio della quota della superficie libera caratterizzante le celle circostanti il nodo non necessariamente bagnate ma che contengono acqua. In termini analitici la quota della superficie libera in corrispondenza dell'iesimo nodo viene dunque calcolata mediante l'espressione 2.1-30.

$$\eta_i^n = \frac{1}{M_i^w} \sum_{c_{i,k} \in C_i^n} \eta_{c_{i,k}}^n \quad 2.1-30$$

nella quale C_i^n rappresenta l'insieme delle celle bagnate che circondano il nodo in esame e M_i^w indica il numero di tali celle.

La profondità del tirante idrico nodale è quindi data dall'espressione:

$$h_i^n = \max(\eta_i^n - z_{bi}, 0) \quad 2.1-31$$

Successivamente si procede con la valutazione dei gradienti: i gradienti delle variabili fondamentali u , v ed η vengono calcolati per ogni cella, indipendentemente dal relativo contenuto idrico, utilizzando un metodo alle differenze finite centrali che consente di limitare i valori ottenuti in prima istanza al fine di eliminare eventuali soluzioni fisicamente non plausibili (rappresentate ad esempio da un valore della quota del battente idrico inferiore alla quota minima dei vertici della cella).

Scelto un punto del dominio, le componenti $\delta_x q$, $\delta_y q$ del gradiente di una generica variabile dipendente q vengono valutate in prima battuta utilizzando i valori q_1 , q_2 , q_3 assunti dalla medesima variabile in corrispondenza dei tre vertici della cella di coordinate (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_3, y_3) utilizzando la formula (2.124).

$$\begin{pmatrix} \delta_x q \\ \delta_y q \end{pmatrix} = \mathbf{J} \begin{pmatrix} q_2 - q_1 \\ q_3 - q_1 \end{pmatrix} \quad 2.1-32$$

Nella quale il simbolo \mathbf{J} rappresenta l'opportuno elemento della matrice Jacobiana. Poiché il valore di ciascun elemento \mathbf{J} è esclusivamente funzione delle coordinate dei punti della griglia, al fine di minimizzare lo sforzo computazionale l'intera matrice Jacobiana viene elaborata anteriormente all'esecuzione della simulazione numerica in una fase detta di *pre-processing*. Le effettive componenti $\overline{\delta_x q}$, $\overline{\delta_y q}$ del gradiente si ottengono quindi moltiplicando i valori precedentemente ottenuti per una funzione scalare limite Φ (*scalar limiting function*) dipendente da $\delta_x q$, $\delta_y q$.

Predictor step

Noti i valori delle variabili di interesse al tempo t , il predictor step valuta la soluzione al tempo $t + \Delta t/2$. Qualora la cella sia classificata asciutta l'esecuzione del predictor step si riduce evidentemente alla trascrizione per l'istante temporale in esame della soluzione relativa al passo precedente. In alternativa, ovvero nel caso in cui la cella sia classificata bagnata, il predictor step consiste nel risolvere il sistema di equazioni differenziali di De Saint Venant scritto in forma non conservativa in quanto non è necessaria in questa fase iniziale la computazione dei flussi. L'entità dei flussi viene determinata, procedendo di pari passo con l'esecuzione del predictor step, mediante il metodo di Roe (1981).

Il flusso attraverso ogni faccia è dato dalla somma del flusso di Roe \mathbf{F}_{Roe} (eq. 2.1-33) e di un valore di correzione \mathbf{F}_{Corr} :

$$\mathbf{F}_{Roe} = \begin{pmatrix} h\hat{u} \\ hu\hat{u} + \frac{1}{2}gh^2r_x^f \\ hv\hat{u} + \frac{1}{2}gh^2r_y^f \end{pmatrix} \quad 2.1-33$$

Essendo:

- \hat{u} la componente di velocità normale alla faccia della cella;
- r_x ed r_y le componenti del vettore \mathbf{r} valutate rispettivamente lungo le direzioni x ed y .

Definito il flusso di Roe, il fattore di correzione viene calcolato mediante l'espressione (2.131), nella quale il simbolo $\Delta_l h$ rappresenta il valore medio della grandezza h valutato lungo il lato della cella.

Benché nel calcolare i flussi il modello ignori la distinzione fra celle bagnate ed asciutte, qualora la profondità del tirante idrico in corrispondenza di uno dei lati della faccia sia inferiore rispetto alla relativa tolleranza il valore di entrambe le componenti del vettore velocità è forzatamente posto uguale a zero antecedentemente all'applicazione del metodo di Roe, qualora entrambi i valori di h siano nulli anche i flussi vengono forzatamente posti uguali a zero.

$$\mathbf{F}_{Corr} = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{1}{12} g(\Delta_l h)^2 & r_x^f \\ \frac{1}{12} g(\Delta_l h)^2 & r_y^f \end{pmatrix} \quad 2.1-34$$

Corrector step

Noti i risultati del predictor step, mediante il quale, come precedentemente asserito, viene determinata la soluzione all'istante $t + \frac{1}{2}\Delta t$, il corrector step consente di completare l'avanzamento temporale risolvendo le variabili di interesse per l'istante $t + \Delta t$. Brevemente, il corrector step consiste nel risolvere il sistema di equazioni delle shallow water in forma completa qualora la cella in esame sia classificata bagnata, o la sola equazione di continuità in caso contrario. L'eventualità di prelevare da una cella un volume di acqua maggiore rispetto a quello in essa effettivamente contenuto viene scongiurata forzando un flusso opportunamente calibrato dalle celle limitrofe.

La natura esplicita dello schema di soluzione implica la valutazione della stabilità numerica mediante la condizione di Courant-Friedrichs-Levy (CFL).

In fluidodinamica numerica la condizione di Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) è una condizione necessaria per la convergenza numerica della soluzione di alcune equazioni alle derivate parziali (equazioni di tipo iperbolico). In termini semplici suddetta condizione richiede che il passo temporale di computazione sia più piccolo di un certo intervallo di tempo. Per esempio, se un'onda attraversa una griglia di calcolo discreta, il passo temporale di calcolo deve essere più piccolo del tempo necessario all'onda per attraversare due punti adiacenti della griglia. Quale corollario, se la distanza tra due punti adiacenti della griglia viene ridotta, il limite superiore dell'intervallo temporale deve essere anch'esso diminuito.

Per un caso monodimensionale la condizione CFL è espressa dalla disuguaglianza:

$$Cr = \frac{u \cdot \Delta t}{\Delta x} < K \quad 2.1-35$$

nella quale u rappresenta la velocità [L/T], Δt il passo temporale [T], Δx l'intervallo spaziale [L], K una costante funzione della particolare equazione.

Il numero Cr è detto numero di Courant. Nel caso in esame di una griglia a maglie triangolari, esso assume la forma riportata nell'eq. 2.1-36

$$Cr = \Delta t \max_{i=1, \dots, N_c} \left\{ \frac{3 \max_{k=1,2,3} |\lambda_{f_{i,k}} l_{f_{i,k}}|}{A_i} \right\} \leq 1 \quad i = 1, \dots, N_c \quad 2.1-36$$

dove $\lambda_{f_{i,k}}$ rappresenta la componente della celerità d'onda normale alla k-esima faccia della i-esima cella.

Verifica dell'affidabilità: confronto con le soluzioni analitiche

Al fine di verificare la stabilità numerica nonché l'accuratezza nel simulare i processi di wetting e drying del software (brezo.4.0) è stato effettuato il confronto tra la soluzione analitica di Ritter, citata nel capitolo 2.1.2, e una simulazione le cui caratteristiche in termini di geometria, condizioni iniziali e condizioni al contorno corrispondano alle ipotesi di validità della soluzione analitica (ulteriori confronti sono riportati in Cordero, 2013 e Poggi et al., 2009).

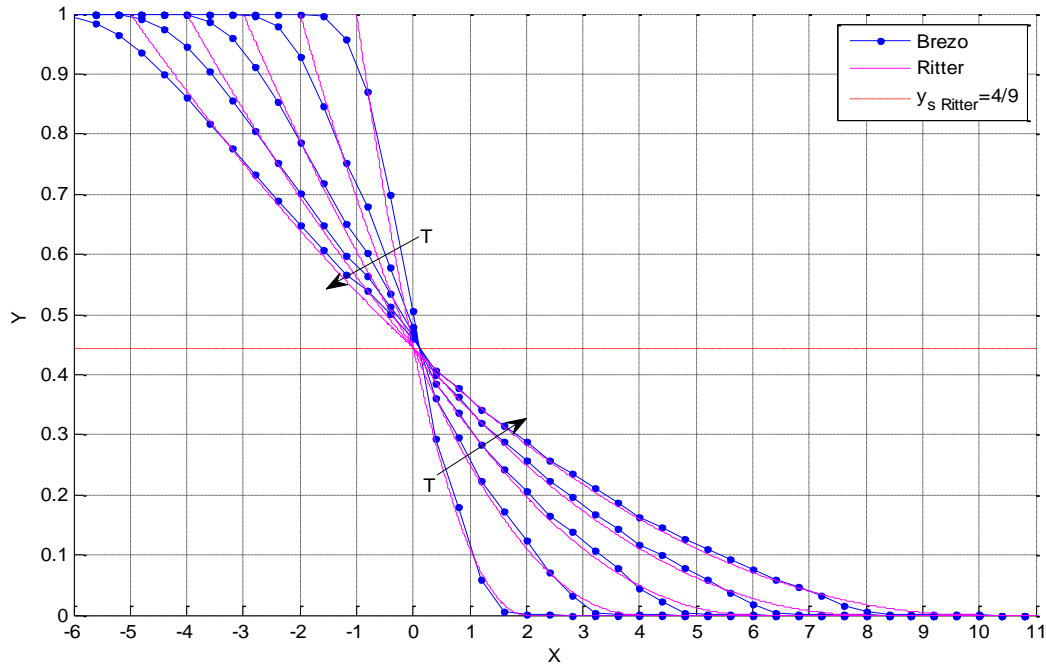


Figura 8: confronto dei profili $Y(X)$ per gli istanti adimensionali $T=1,2,3,4,5$ ($t=1.59s, 3.19s, 4.79s, 6.38s, 7.98s$). Immagine tratta da (Cordero, 2013).

In accordo con le ipotesi elencate al par.2.1.2 si è simulato un canale rettangolare di sezione 100 m x 25m (altezza d'acqua nell'invaso all'istante in iniziale) e lunghezza 5km con fondo orizzontale perfettamente liscio (coefficiente di Manning $n=0 \text{ m}^{-1/6}s$). Lo sbarramento è stato posizionato a metà del lato lungo. L'intervallo di calcolo è di 0,004 s e la durata dell'evento simulato è 20s in modo da ottenere l'effetto di estensione infinita dell'invaso (la simulazione si arresta prima che l'onda negativa origini un'onda di riflessione che perturberebbe la propagazione dell'onda positiva). Il numero di Courant varia tra 0.5 e 0.6.

I profili $Y(X)$ ottenuti mediante la simulazione numerica (Figura 8), seppur discretamente sovrapponibili ai corrispondenti profili calcolati con la soluzione analitica nell'ampia zona centrale, sottostimano il valore della variabile dipendente in corrispondenza del fronte positivo e del fronte negativo e denunciano una celerità di propagazione dei medesimi rispettivamente inferiore e maggiore. La pos-

sibile spiegazione sta nel fatto che il programma risolve il sistema di equazioni di De Saint Venant ma non è stato strutturato per considerare la caduta libera delle particelle, l'*initial wave* e la *dynamic wave* (si veda il capitolo 3.4.4): gli errori numerici che ne conseguono subiscono una propagazione nei primi istanti di computazione finché non divengono predominanti i termini diffusivi e convettivi che regolano il fenomeno.

2.2 Studi sperimentali dell'onda di dam-break in letteratura

Il problema del dam-break ha da sempre attirato l'attenzione del mondo scientifico ed ingegneristico, non stupisce pertanto che, accanto alle soluzioni numeriche ed analitiche abbondino gli studi sperimentali. In questo capitolo si riportano alcuni lavori sperimentali ritenuti rappresentativi per tracciare l'evoluzione storica sul tema avvenuta dagli anni '80 ad oggi.

La maggior parte degli esperimenti riguarda dam-break bidimensionali in canali di diverse dimensioni con obiettivo lo studio del profilo dell'onda, della zona del fronte, della velocità di propagazione, della forza d'impatto su un ostacolo, della formazione ed evoluzione di una breccia su sbarramenti in terra.

Solo in anni recenti alcuni autori hanno realizzato set-up per lo studio sperimentale tridimensionale della propagazione dell'onda di dam-break utilizzando tecnologie non disponibili in passato.

2.2.1 Articoli sperimentali con set-up bidimensionali

Partendo dagli ultimi vent'anni del secolo scorso, tra i primi lavori che si ritrovano c'è quello di Chen-Iung (1980) che, al fine di validare un modello numerico, richiama dati sperimentali ottenuti in un canale rettangolare (lungo 122m, largo 1.22m, pendenza 0.5%) dal genio civile americano nel 1961 nella Waterways Experiment Station di Vicksburg. Procedendo in ordine cronologico, Townson and Al-Salihi (1989), per validare un modello numerico basato sulle equazioni delle acque basse, realizzano una serie di esperimenti in un canale (lunghezza a monte 1.8m, a valle 2.2m e larghezza 0.1m a monte) con quattro diverse geometrie: a larghezza costante, con restringimento, con restringimento e successivo allargamento, con allargamento. Utilizzano 3 misuratori resistivi a monte della paratoia e 3 trasduttori a valle in aggiunta ad una videocamera per ricostruire altezze e velocità dell'onda. Anche Bellos et al. (1992) conducono esperimenti, con le stesse modalità di misura, in un canale a sezione variabile (lungo 21 m, largo 1.4 m, profondo 0.6 m, pendenza variabile tra 0% e 1%) con paratia posizionata in corrispondenza del punto di massimo restringimento (Figura 9). Le realizzazioni hanno riguardato sia fondo di valle asciutto che con un battente minimo e altezza d'acqua iniziale nell'invaso pari a 15 o 30 cm. Jovanovik and Djordjevik (1995) conducono due serie di esperimenti per validare un metodo di soluzione numerica delle equazioni shallow-water secondo MacCormack. La prima serie di esperimenti è condotta in un canale di vetro rettilineo (lungo 4.5m e largo 0.15

m), inclinabile, separato da una paratia da un serbatoio posto ad un estremo del canale stesso. La seconda serie viene realizzata utilizzando una coppia di vasche piane orizzontali con apertura laterale istantanea di quella più a monte verso quella più a valle. Le altezze d'acqua sono state acquisite con misuratori elettronici puntuali, gli esperimenti sono stati anche ripresi con videocamere. Il livello d'acqua nel serbatoio di monte di è sempre 0.3m.

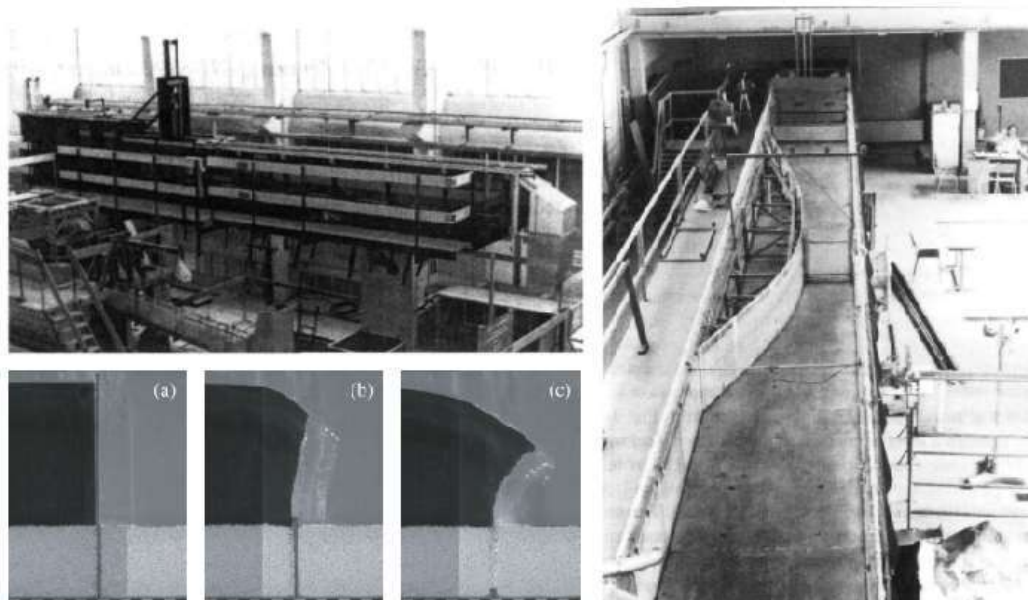


Figura 9: a sinistra in alto il canale sperimentale utilizzato da Lauber e Hager (Lauber and Hager, 1998a, 1998b), in basso a sinistra 3 fotogrammi tratti dall' articolo di Spinewine and Zech (2007). A destra, il canale sperimentale utilizzato da Bellos et al. (Bellos et al., 1992).

Del 1998 sono i lavori di Stansby et al. (Stansby et al., 1998) e di Lauber e Hager (Lauber and Hager, 1998a, 1998b) tutti con lo scopo di fornire dei dati sperimentali per la validazione di modelli futuri relativi al comportamento di un'onda di dam-break. I primi utilizzano un canale a fondo piano orizzontale e sezione rettangolare (lungo 15.24 m, largo 0.4 m e alto 0.4 m) con parti trasparenti. La diga è simulata con una paratia di metallo spessa 3 mm, distante 9.76 m dalla parete di monte del canale. Gli esperimenti sono stati condotti con altezza d'acqua a monte della diga pari a 0.36 m e 0.1m considerando a valle un'altezza nulla, pari a 0.01 e 0.45 volte l'altezza a monte. L'andamento della superficie libera dell'onda, evidenziato da una lama di luce laser disposta in modo da produrre un piano verticale parallelo al canale, è stato ripreso con una videocamera posizionata a lato del canale. Lauber e Hager invece utilizzano un canale (lungo 14m, largo 0.5m e profondo 1.2m nella zona di monte e 0.7m in quella di valle) con pendenza variabile (Figura 9): nel primo articolo vengono presentati i risultati ottenuti con pendenza nulla del fondo mentre nel secondo vengono presentati quelli con pendenza 10% e 50%. La zona d'invaso si estende per 3.5m e la paratia è dotata di un sistema di sollevamento ad aria compressa. Le pareti di fondo e una parete laterale del canale sono costituite di PVC nero, mentre l'altra parete laterale è in vetro. La tecnica di misura del profilo della superficie libera è simile a quella utilizzata da Stansby et al., cioè viene utilizzata una videocamera posta sul lato del canale e la superficie libera è evidenziata da una luce laser e da materiale plastico granulare utilizzato anche

per la misura delle velocità di flusso con la tecnica PIV (Particle Image Velocimetry).

Dal 2001 al 2004, il progetto europeo IMPACT (Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty) finanzia diversi studi inerenti la valutazione e la riduzione del rischio conseguente al verificarsi di eventi estremi dovuti a cause naturali o alla rottura di dighe o strutture di difesa idraulica (Zech and Soares-Frazão, 2007). Tra questi si trovano i lavori di Soares-Frazão (Soares-Frazão, 2007), Spinewine e Zech (Spinewine and Zech, 2007) e Zech et al. (Zech et al., 2008). Nel primo dei tre (Soares-Frazão, 2007), gli autori utilizzano un canale rettangolare con pareti trasparenti (lungo 5.6m, largo 0.5m con in primi 2.39m utilizzati per creare il serbatoio di monte mediante una paratoia sollevabile con un sistema di pesi e carrucole in 0.13s) con una soglia triangolare posta a 1.61 m a valle dello sbarramento realizzato con una paratoia. L'altezza d'acqua iniziale è 0.111m a monte della paratoia, 0m a valle e 0.02m a valle della soglia. Lo scopo degli esperimenti è fornire dati per la validazione di modelli numerici creando condizioni di non facile modellazione. Le altezze d'acqua vengono misurate mediante acquisizione di immagini (fornite a 5 differenti istanti da 1.8s a 15.5s) e con tre misuratori resistivi. Un esperimento simile viene realizzato anche da Ozmen-Cagatay (Ozmen-Cagatay et al., 2014) nel 2014; gli autori confrontano i risultati di simulazioni numeriche realizzate con il software commerciale Flow3D con i dati sperimentali ottenuti filmando gli esperimenti con 3 telecamere CCD ad acquisizione sincronizzata con velocità 50 fps e risoluzione 348x288 pixels. Il set-up sperimentale in questo caso è un canale a sezione rettangolare di dimensioni 8.90m x 0.30m x 0.34m con pareti e fondo in vetro, la paratoia (movimentata con un peso di 15kg in modo da realizzare l'apertura in circa 0.08s) è posizionata a 4.65m dall'inizio del canale e la soglia triangolare alta 0.75m è posta 1.5m a valle della paratoia. L'altezza d'acqua iniziale è 0.25m e il canale di valle è asciutto.

Spinewine e Zech (Spinewine and Zech, 2007) studiano l'effetto del dam-break su un fondo erodibile. Realizzano un canale lungo 6m con fondo in legno e pareti laterali in vetro e mobili alte 0.70m (larghezza mantenuta fissa a 0.25m). La paratoia in alluminio spessa 6mm viene inserita a metà del canale e non viene sollevata ma abbassata in 0.1s mediante un sistema pneumatico (Figura 9). Le configurazioni iniziali sono 6 e si differenziano sia per l'altezza d'acqua iniziale che per lo spessore dei sedimenti (sabbia o sfere di polivinilcloruro) sia a monte che a valle della paratoia. L'acquisizione del profilo avviene dai 2 lati del canale con 2 telecamere a 200fps e risoluzione 512x256pixels. Gli esperimenti vengono ripetuti più volte e le 2 telecamere vengono traslate verso valle di 75cm ogni volta. Zech et al. (Zech et al., 2008), invece, presentano l'applicazione di alcuni modelli numerici nel campo della movimentazione del fondo nei primi istanti successivi al dam-break e dell'erosione spondale per tempi più lunghi. I risultati vengono confrontati con lavori sperimentali precedenti degli stessi autori condotti nel canale appena descritto (Spinewine and Zech, 2007).

Nel 2005 Hanson et al. (Hanson et al., 2005) presentano un articolo sulla formazione della breccia in dighe in materiale sciolto. In particolare realizzano 2 sbarramenti alti rispettivamente 1.52m e 2.29m con pendenza dei paramenti 3:1,

ciascuno diviso in 3 zone test con differenti materiali e gradi di compattazione. A seguito del sormonto della diga in sezioni di prova trapezoidali prestabilite mantenendo un po' più basso il coronamento, il processo di erosione viene filmato (Figura 10) e le portate monitorate a valle con uno sfioratore a V e a monte in base alla curva d'invaso. Gli autori schematizzano il processo osservato come una successione di 4 intervalli evolutivi: sormonto, arretramento della breccia dal paramento di valle fino a quello di monte, approfondimento della breccia fino al piede della diga ed infine allargamento laterale della breccia. Proseguendo con il tema dello studio della formazione di brecce nelle dighe in terra, Cao et al. (Cao et al., 2011) eseguono 28 esperimenti in una canaletta lunga 80m con sezione rettangolare 1.2m x 0.8m variando sia l'altezza d'acqua iniziale a monte dello sbarramento che la geometria e la composizione della diga. I livelli idrici durante le prove vengono misurati da 12 misuratori automatici e il processo di erosione viene filmato (Figura 10). Mentre nel 2015 Chen et al. (Chen et al., 2015) conducono 64 esperimenti in una canaletta lunga 4m con sezione rettangolare 0.10m x 0.15m con pendenza del fondo 7% variando sia le portate in ingresso all'invaso simulato sia la forma e, il materiale e il contenuto d'acqua dello sbarramento.

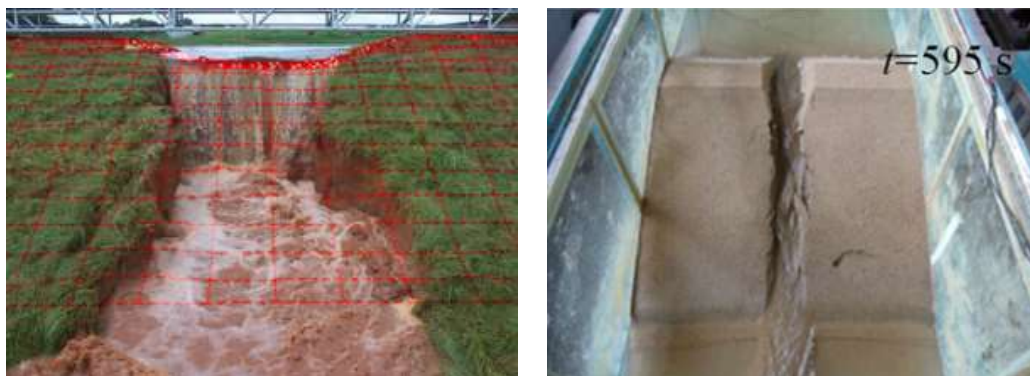


Figura 10: fotogrammi dell'evoluzione della breccia in uno sbarramento in terre tratti rispettivamente da (partendo da sinistra) Hanson et al. (2005) e Cao et al. (2011).

Riprendendo il percorso cronologico, nel 2013 LaRocque et al. (Chaudhry et al., 2015; LaRocque et al., 2013) studiano il profilo di velocità utilizzando sia un modello numerico basato sui LES (large eddy simulation) che un approccio sperimentale. In particolare confrontano i dati numerici con quelli misurati con 12 UPVs (Ultrasonic Doppler velocity profilers) posizionati a 0.3m, 0.5m, 0.7m, 0.8m, 0.9m, 1.1m, 1.5m a monte e 0.2m, 0.4m, 0.6m, 0.8m, 1.0 m a valle di una paratoia in legno (tempo di apertura 0.21s) posizionata in una canaletta lunga 7.31 m a sezione rettangolare 0.18 m x 0.42m con fondo in legno e pendenza 0.93%.

L'anno successivo Lobovský et al. (Lobovský et al., 2014), realizzano un apparato sperimentale scalando 1:2 quello utilizzato da Lee et al. nel 2002 per studiare le pressioni dovute all'impatto di un'onda di dam-break su una parete verticale. Realizzano una vasca (1.61m x 0.6m x 0.15m) in polimetilmetacrilato trasparente da un lato e nero sulla parete posteriore, una paratoia movimentata dalla caduta di un peso è posta a 0.6m dalla parete di monte mentre sulla parete di valle sono posizionati 5 misuratori di pressione. Le prove vengono filmate (300fps, 512x384pixels) dal lato trasparente della vasca e il profilo è reso facilmente individuabile utilizzando un colorante verde.

In ultimo cito ancora il lavoro del 2015 di Hooshyaripor and Tahershamsi (Hooshyaripor and Tahershamsi, 2015) in cui gli autori studiano l'effetto dell'inclinazione delle pareti del serbatoio sull'onda di dam-break. Il set-up sperimentale consiste in un serbatoio lungo fino a un massimo di 4.5m (la lunghezza varia in funzione dell'inclinazione delle pareti in modo da mantenere costante il volume d'acqua utilizzato fissato il livello iniziale a 0.35m) e profondo 2.25m le cui pareti laterali possono essere inclinate da 30° a 90° (verticali) sull'orizzontale. Il serbatoio è separato dal canale di valle da una paratoia in plexiglass spessa 10mm (completa apertura in 0.14s). Il livello viene misurato con 6 misuratori ad ultrasuoni, mentre le componenti di velocità con un ADV (Acoustic Doppler Velocimeter). Gli autori osservano che l'onda derivante dal serbatoio con le pareti più inclinate (30°) è quella con il picco di portata maggiore, il livello idrico maggiore nonché i rami di salita e discesa dell'idrogramma più ripidi.

2.2.2 Articoli sperimentali con set-up tridimensionali

Tra i primi autori (per quanto a me noto) ad aver realizzato un apparato sperimentale per lo studio tridimensionale di onde di dam-break ci sono Fraccarollo e Toro (Fraccarollo and Toro, 1995) che, nel 1995, realizzano un canale piano rettangolare lungo 3 m e largo 2 m, con un serbatoio lungo 1 m posto nella parte posteriore (Figura 11). Sulla parete che separa il serbatoio dal canale, centrata rispetto allo stesso, vi è un'apertura larga 0.4 m, chiusa con una paratia dotata di un sistema pneumatico che ne consente l'apertura in 0.1 s. Le pareti del canale sono di Perspex (polimetilmetacrilato) trasparente, e tutto il canale è incernierato in modo tale da poter essere inclinato fino al 10 %. In Figura 11 è mostrato un disegno della vista laterale dell'apparato sperimentale. Con sensori di pressione, sensori elettrici e sensori elettromagnetici posti sul piano a valle della paratoia sono state misurate le pressioni al fondo, le altezze d'acqua e le velocità in una decina di punti lungo l'asse longitudinale del canale e in sinistra idraulica rispetto ad esso. Gli esperimenti sono stati condotti a fondo asciutto con pendenze del fondo pari a 0 % e 7 %, e con altezze d'acqua nel serbatoio rispettivamente pari a 60 cm e 64 cm, in modo tale da utilizzare sempre lo stesso volume d'acqua. I dati registrati riguardano i primi 20s a partire dall'apertura della paratoia.

Side-view

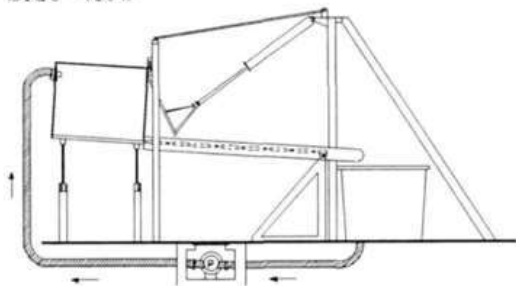


Figura 11: a sinistra vista laterale del modello sperimentale di Fraccarollo e Toro (immagine tratta da Fraccarollo and Toro, 1995). A destra il set-up sperimentale utilizzato da Cochard e Ancey (immagine tratta da Cochard and Ancey, 2008).

Nel 2005 Eaket et al. (Eaket et al., 2005) utilizzano la tecnica della stereoscopia per la misura dell'altezza d'acqua e della velocità della superficie libera a valle di un serbatoio sperimentale con l'obiettivo di testare la tecnica per poterla utilizzare in contesti di moto non stazionario. L'apparato sperimentale è costituito da una vasca in plexiglass larga 2.31m, lunga 4.75 e profonda 1.23m. A metà del lato lungo viene realizzato uno sbarramento in legno, parallelo al lato corto, alto 0.35m. Nella parte centrale è realizzata una paratoia in metallo che interessa circa 1/3 dello sbarramento. Il fondo della vasca è piano e realizzato in metallo dipinto con una scacchiera a maglia di lato 25mm su fondo bianco. Il sistema di misura è composto da 3 videocamere ad acquisizione sincrona con risoluzione 640x480 pixels e velocità di acquisizione 30fps. Gli esperimenti vengono realizzati sia con alveo di valle asciutto che con 0.05m di battente rispettivamente per altezze d'acqua iniziali nel serbatoio di 0.10, 0.20, 0.30m e per la sola altezza di 0.30m nel secondo caso. Purtroppo la velocità di acquisizione delle videocamere si è rivelata inadeguata poiché inferiore alla velocità della superficie libera.

Nel 2007 Soares-Frazão and Zech (Soares-Frazão and Zech, 2007) eseguono misure in un canale 35m x 3.6 m. I primi 6.90m sono occupati dall'invaso che è separato dal canale di valle da un setto spesso 0.80 m in cui è inserita una paratoia di luce 1 m; 1.75 m a valle dello sbarramento è posto un ostacolo di geometria nota. Altezze d'acqua e velocità vengono misurate rispettivamente con misuratori resistivi e ADV in 5 punti nell'intorno dell'ostacolo e in un punto all'interno del serbatoio. Nel 2008 gli stessi autori utilizzano lo stesso set-up inserendo in luogo del singolo ostacolo un quartiere fittizio schematizzato da uno schieramento di 5 x 5 blocchi regolari con 2 differenti orientamenti rispetto al flusso. I singoli blocchi hanno lato 0.30m e sono separati da "strade" di larghezza 0.10m. Serie di misuratori resistivi vengono disposti negli spazi tra i blocchi e nel loro intorno.

Con l'obiettivo di misurare l'altezza della superficie libera conseguente ad un dam-break in ogni punto su un piano, Cochard e Ancey (Cochard and Ancey, 2008) realizzano un apparato sperimentale (Figura 11) composto da un piano in PVC sorretto da un telaio in acciaio e movimentabile da un motore elettrico da 0° a 45° di inclinazione. L'ingombro totale della struttura è 6m x 1.8m x 4m. Sul piano viene inserito un serbatoio (le cui dimensioni possono essere modificate)

chiuso dal lato di valle da una paratoia in carbonio ultraleggero movimentata da 2 pistoncini pneumatici (tempo di apertura 0.8s). La zona di misura comprende un rettangolo $1.8 \times 1.1 \text{ m}^2$ immediatamente a valle della paratoia. La tecnica utilizzata è la stessa descritta nell'articolo di Limare et al. Citato nel seguito (effetto Moiré), ovvero viene proiettato sulla zona di misura uno schema regolare di linee per mezzo di un proiettore a microspecchi (MMD). Una telecamera CCD 1000×1000 pixels sincronizzata con il proiettore (48 Hz) e fissata con un angolo diverso rispetto al piano filma l'esperimento e la deformazione dello schema proiettato al passaggio del fluido. L'andamento della superficie libera viene ricostruito sfruttando il principio per cui la deformazione di un segnale equivale ad una traslazione della fase e tale traslazione è proporzionale all'altezza del fluido. A differenza di tutti gli altri esperimenti citati, in questo caso gli autori non utilizzano acqua ma un fluido viscoso non newtoniano ottenuto aggiungendo catene polimeriche a una soluzione acquosa di idrossido di sodio (a cui aggiungono anche biossido di titanio per aumentare il contrasto cromatico). Per avere un'idea delle proprietà del fluido, si pensi che, riempito il serbatoio con piano inclinato a 0° , una volta portato il piano a 45° è necessario livellare la superficie libera poiché naturalmente rimarrebbe parallela al fondo.

Limare et al. (Limare et al., 2011), seppur non nell'ambito del dam-break, utilizzano l'effetto Moiré per misurare simultaneamente l'altezza d'acqua e l'evoluzione del fondo in una canaletta lunga 1.5m e larga 0.75m con fondo erodibile costituito da microsfele ($250 \text{ }\mu\text{m}$ micron) di vetro. Come già accennato, il metodo si basa sulla proiezione di uno schema regolare sul fondo del canale e sull'analisi delle deformazioni dello stesso rispetto al caso piano. L'informazione sull'altezza dell'oggetto è inclusa nella fase dello schema e può essere esplicitata mediante la trasformazione di Fourier.

Sempre sull'analisi di immagini, in particolare sui principi di rifrazione e assorbimento della luce, si basano i lavori Aureli et al. (Aureli et al., 2011, 2008) che correlano l'altezza d'acqua con l'intensità di grigio in ogni pixel di un'immagine scattata durante la propagazione di un'onda di dam-break da una fotocamera posta a circa 2.87m dal piano di riferimento. L'apparato sperimentale (Figura 12) si compone di una vasca in Plexiglass lunga 2.6m, larga 1.2m e profonda 0.35m il cui fondo opaco è retro illuminato e diffonde la luce di una serie di sorgenti poste al disotto della vasca stessa. La vasca è divisa sul lato lungo da 2 pareti simmetriche lunghe 0.45m; la zona di monte (invaso) è lunga 0.8m mentre l'area inondabile a valle si estende per i restanti 1.775m. Il sollevamento istantaneo (0.08s, con un pistone pneumatico) di una paratoia da inizio alla propagazione dell'onda di dam-break. Vengono utilizzati 6 misuratori a ultrasuoni per il controllo puntuale del livello idrico. I risultati ottenuti vengono confrontati con un modello numerico bidimensionale ai volumi finiti proposto dagli autori stessi e vengono analizzati le possibili fonti di errore della tecnica per immagini. In particolare gli aspetti legati alla rifrazione del raggio luminoso incidente la superficie dell'acqua in presenza di onde superficiali e increspature. Per approfondire gli aspetti legati all'ottica, gli autori realizzano un altro setup composto da una vasca $0.29 \times 0.29 \times 0.12 \text{ m}^3$ fissata ad un telaio inclinabile fino a 45° dalla verticale. Il retro

della vasca è retroilluminato con una sorgente nel campo dell'infrarosso e del visibile e una fotocamera in grado di leggere simultaneamente entrambi i segnali è posizionata al di sopra della vasca. Utilizzando diverse tipologie del piano di fondo gli autori testano l'accuratezza e la robustezza del metodo per poterlo applicare a misure estensive della superficie libera in campo sperimentale.

Notevole, se non altro per l'estensione (circa 300m^2), è il modello fisico (a Froude costante) realizzato da Güney et al. (Güney et al., 2014). Si tratta di un modello fisico distorto (scala spaziale orizzontale 1/150 e verticale 1/30) per lo studio dell'effetto di un'onda dovuta al parziale collasso di una diga su di un'area urbanizzata. La diga di riferimento è la Ürkmez Dam in Turchia con l'abitato di Ürkmez, subito a valle e i territori fino alla costa (Figura 12). Nel modello il serbatoio ha un volume di 12m^3 e il collasso parziale viene simulato con il sollevamento in circa 1s di uno sbarramento a sezione trapezoidale con coronamento 2.84m e altezza 1.07m. Il territorio a valle viene ricreato occupando un'area di 200m^2 e vengono riprodotti di ingombri di edifici, strade e ponti. I profili di velocità vengono misurati in 4 punti con UVP (ultrasonic velocity profiler) e i livelli vengono misurati in 8 punti con sensori di livello. Ne risulta che la città può essere raggiunta in pochi minuti con velocità nel centro abitato dell'ordine di 2.8 km/h e livelli idrici fino a 3m.

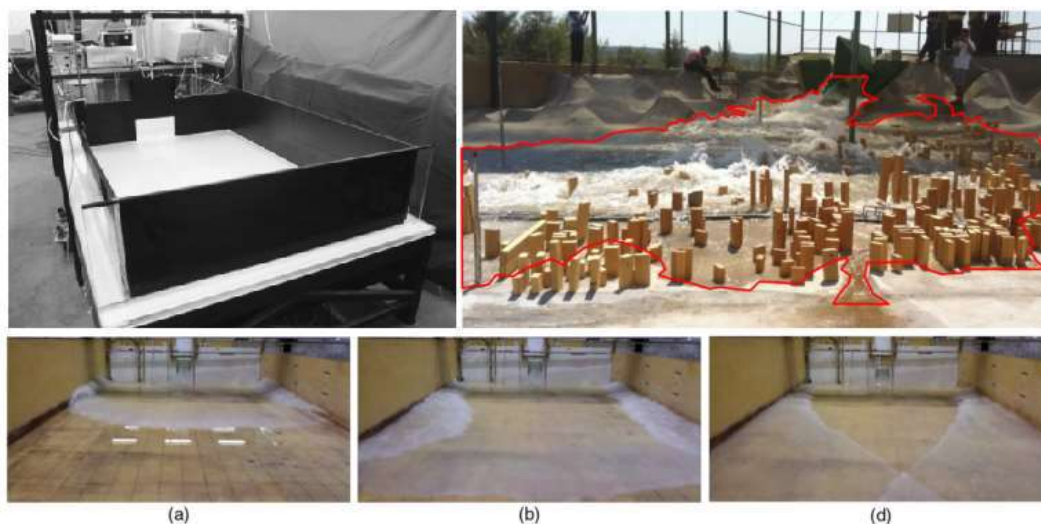


Figura 12: in alto a sinistra il set-up sperimentale di Aureli et al. 2008 e 2011 (immagine tratta da Aureli et al., 2011), a destra il modello in scala distorta di Güney et al. (immagine tratta da Güney et al., 2014). In basso 3 fotogrammi della propagazione dell'onda di dam-break tratti da Elkholy et al., 2016.

In ultimo, nel 2016 Elkholy et al. (Elkholy et al., 2016) utilizzano la stereoscopia per misurare l'altezza d'acqua e le componenti della velocità lungo le 3 direzioni principali (u,v,w). Nel dettaglio utilizzano un serbatoio $4.30\text{m} \times 3\text{m}$ e un canale di valle lungo 8 m e largo 4.3m con fondo piano dipinto di giallo con sovrapposta una griglia nera (Figura 12). Una paratoia (spessa 30mm, tempo di apertura meno di 0.5s) larga 0.4m è posizionata al centro della parete che separa serbatoio e canale. L'acqua è addizionata con delle sfere opache di diametro 10mm. Gli autori sviluppano un software basato sulla DPTV (digital particle image velocimetry) e utilizzano 2 telecamere (60 fps, risoluzione 1280×720 pixels) per ricostruire il campo di velocità 3D nei primi 1.3m a valle della paratoia e

quello 2D nella restante parte del canale. Vengono anche utilizzati misuratori di pressione disposti sul piano di valle e un misuratore a ultrasuoni per ricostruire il profilo di velocità al centro della breccia.

2.3 Il concetto di “rischio”

Nel 1984 mediante un apposito rapporto UNESCO redatto da Varnes (Varnes, 1984), il rischio viene definito numericamente dal prodotto di tre parametri: la pericolosità P , la vulnerabilità V e il danno potenziale D_p (eq. 2.3-1). Essi assumono valori compresi tra 0 e 1 e così pure il rischio stesso, dove 0 rappresenta la condizione di rischio nullo e 1 rischio molto elevato.

$$R = P \cdot V \cdot D_p \quad \begin{matrix} 2 \\ .3-1 \end{matrix}$$

In altre parole il rischio rappresenta la misura di un costo statisticamente atteso definito dal prodotto della probabilità di un evento sfavorevole per il valore monetario del danno causato dal verificarsi dell'evento stesso. L'introduzione del valore monetario del danno determina la dipendenza funzionale del rischio dal soggetto o dal territorio oggetto d'indagine.

In generale l'analisi del rischio riguarda tutti i fenomeni potenzialmente pericolosi (rischi naturali o rischi legati all'azione antropica), cioè quei processi aventi una determinata probabilità di accadimento nell'ambito di una certa area ed in grado di arrecare danni alla popolazione, ai beni, alle proprietà, alle attività economiche, nonché ai servizi e alle risorse presenti nell'ambito territoriale medesimo.

Nell'eq. 2.3-1 il parametro P rappresenta, come si è detto, la pericolosità intesa come la probabilità che un dato fenomeno di data intensità si verifichi in una data area e in un dato periodo di tempo (nella pratica un anno). Relativamente agli invasi artificiali, la pericolosità non ha una definizione univoca, si esprime come probabilità di malfunzionamenti degli organi di scarico, di rottura dello sbarramento, di sormonto del coronamento, ecc. Nell'ambito di una consulenza alla Regione Piemonte da parte del Politecnico di Torino (Poggi et al., 2009a) è stata proposta una metodologia di valutazione della pericolosità fondata sul prodotto pesato della probabilità di accadimento di una serie di anomalie per ciascuna delle componenti fondamentali dell'invaso. In questa tesi tuttavia si focalizza l'attenzione unicamente sugli altri due fattori presenti nell'eq. 2.3-1, ovvero il danno potenziale e la vulnerabilità.

2.3.1 Il danno D_p

Il danno potenziale D_p è il valore, inteso come valore economico, o numero di unità, degli elementi a rischio in una data area (beni privati, attività, infrastrutture, patrimoni artistici e ambientali, ecc. presenti in un'area esposta ad un determinato pericolo e per tanto passibili di subire danni a seguito del verificarsi di un dato evento). Non si entra in questa sede nel merito del rischio per la vita umana in quanto ciò presuppone l'attribuzione di un valore monetario alla potenziale perdita di vite umane. Il valore dei beni materiali esposti al rischio può essere determi-

nato valutando il valore del singolo elemento oppure dell'unità di superficie e moltiplicando quest'ultimo per il numero di elementi presenti oppure per l'estensione areale complessiva. Al fine del calcolo del valore esistono differenti approcci quali il calcolo del valore discreto dei singoli elementi, l'utilizzo di funzioni di utilità, l'utilizzo di formule empiriche, la stima qualitativa del valore complessivo per una certa area, l'utilizzo della carta tematica dell'uso del suolo denominata CORINE.

Una valutazione speditiva può essere fatta mediante foto aeree e analisi degli elaborati di pianificazione urbanistica individuando, anziché D_p , un parametro di esposizione E . Per esempio si possono definire tre livelli crescenti di esposizione-come (Poggi et al., 2009a):

- E_1 aree disabitate o non produttive;
- E_2 case sparse, infrastrutture viarie minori, zone agricole o a verde pubblico;
- E_3 nuclei abitati, insediamenti industriali/artigianali/commerciali e turistici, infrastrutture viarie.

La valutazione dell'esposizione o del danno potenziale rientra in questa tesi nella misura in cui essa è strettamente legata all'area potenzialmente allagata. Gli esperimenti e le valutazioni numeriche (par. 3.3 e 3.2) svolte durante questi tre anni sono mirate alla definizione di una metodologia speditiva robusta per la stima delle aree potenzialmente allagate che, applicata a tutti gli invasi regionali fornirà come risultato un layer GIS che sovrapposto, per esempio, alla mappa CORINE potrà fornire una quantificazione numerica dell'esposizione al rischio dell'area considerata.

2.3.2 La vulnerabilità V

La vulnerabilità V è definita come il grado di perdita prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi a rischio in seguito al verificarsi di un dato fenomeno di una data intensità. La stima rigorosa di questo parametro risulta di norma un processo complesso funzione di numerosi fattori tra cui la tipologia dell'evento, la relativa intensità, la connotazione fisica degli elementi oggetto di studio, ecc., e porta, nel caso del dam-break, all'analisi della relazione intensità della piena-danno.

Per quanto concerne l'intensità della piena in letteratura scientifica (*Black*, 1975; *Clausen e Clark*, 1990; *Karvonen et al.* 2000 in RESCDAM, 2000) si assume la possibilità di descrivere l'evento mediante due grandezze fisiche reperibili dalle analisi idrauliche: la profondità e la velocità localmente raggiunte dall'acqua. Le curve che legano queste due grandezze definiscono nel piano altezza (y)-velocità (v) delle aree di maggior o minor danno. A titolo di esempio in Figura 13 si riportano le curve di vulnerabilità ottenute da Clausen e Clark nel 1990 sulla base dei dati raccolti a seguito del collasso della diga Dale Dike (UK) del 1864. Nel dettaglio si ipotizza semplice inondazione qualora il parametro v_y sia inferiore a $3 \text{ m}^2/\text{s}$, danni strutturali limitati qualora esso sia compreso tra 3 e $7 \text{ m}^2/\text{s}$, totale distruzione nel caso esso superi $7 \text{ m}^2/\text{s}$ (le analisi condotte dagli stessi autori dimostrano tuttavia come, indipendentemente dalla profondità del tirante

idrico y , velocità del flusso inferiori a 2 m/s siano cagione di sola inondazione). L'ambito di validità del criterio di Clausen e Clark è limitato alle strutture realizzate in mattoni e cemento armato.

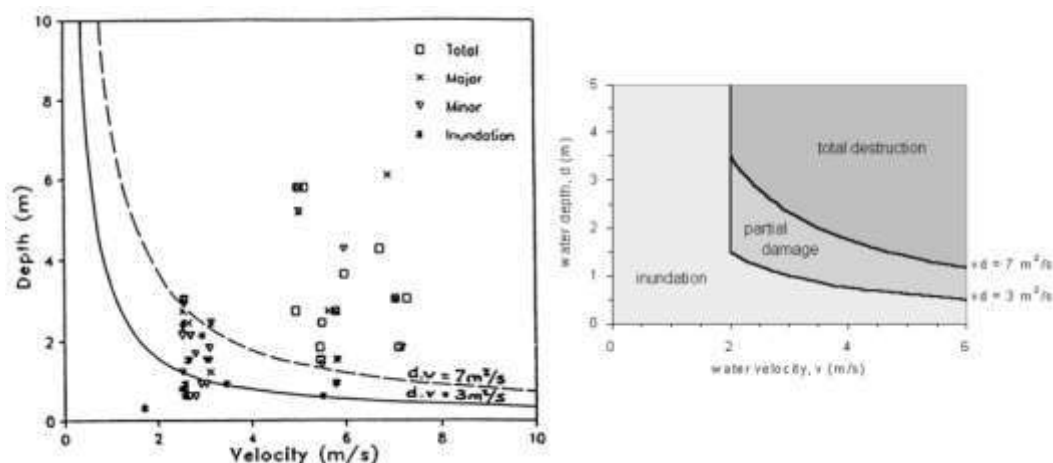


Figura 13: immagini tratte dal report tecnico RESCDAM (2000) e relative al lavoro di Clausen e Clark (1990). A sinistra dati sperimentali relativi ai danni riportati da palazzine a seguito del collasso della diga Dale Dike, UK (1864) e curve sperimentali dedotte da Clausen e Clark. A destra le curve di vulnerabilità derivanti dall'analisi dell'immagine a sinistra secondo Clausen e Clark.

In questa tesi l'obiettivo, come dettagliato nei capitoli seguenti, è quello di valutare l'altezza d'acqua in ogni punto dell'area potenzialmente allagata nonché la velocità media in modo ottenere una stima del parametro di vulnerabilità attraverso curve di vulnerabilità presenti in letteratura. In particolare la valutazione diffusa delle velocità medie è possibile mediante modellazione numerica: è attualmente in corso la valutazione delle velocità superficiali nel modello fisico tridimensionale che sarà utilizzata per la calibrazione del modello numerico. L'argomento velocità non verrà pertanto trattato in questa sede ma costituisce parte degli sviluppi attesi nell'immediato futuro.

2.4 Uso del suolo

Oggetto del capitolo 5 e dei successivi sono, come già accennato, i piccoli invasi collinari. Data la geometria degli stessi, l'uso del suolo immediatamente a valle costituisce un aspetto non trascurabile per la stima delle aree potenzialmente allagate a seguito del collasso dello sbarramento. Non si tratta infatti (par. 3.1) di grandi dighe che darebbero luogo ad onde con intensità tali da non risentire della presenza di vegetazione ad alto fusto se non come carico di materiale flottante fonte di ulteriori danni per il territorio di valle. Per le dighe qui trattate, la presenza di vegetazione quali frutteti o pioppeti, per esempio, modifica la forma dell'area allagata creando direzioni preferenziali di flusso e zone con tiranti maggiori rispetto al caso in assenza di vegetazione.

Nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si descrive l'approccio sperimentale tridimensionale utilizzato per osservare i suddetti aspetti, mentre nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si presenta lo studio dell'interazione tra la vegetazione e l'onda di dam-break in una ca-

naletta bidimensionale. A tal proposito si richiamano qui alcuni aspetti teorici relativi all'interazione tra un ostacolo o una serie di ostacoli e una corrente (Melis et al., 2019).

Tornando alle equazioni DSV (eqq. 2.1-5), j è la pendenza della linea dei carichi totali dovuta alle perdite di carico (attrito) che richiede un'ulteriore chiusura matematica. In senso esteso, in tutte le applicazioni citate in precedenza, la legge di resistenza usata per descrivere j si basa su un moto localmente uniforme (Begnudelli and Sanders, 2007; Bellos and Sakkas, 1987; LaRocque et al., 2012).

La formula di Manning (Manning, 1891) con un coefficiente di scabrezza costante (n) rimane il modello più usato grazie alla vasta letteratura al riguardo e al legame tra n e la così detta scabrezza di Strickler (Bonetti et al., 2017) o al momento dell'altezza di scabrezza (Katul et al., 2002). Quest'ultima approssimazione conduce a una formula della legge di resistenza alla parete per j data da

$$j = \left(\frac{2gn^2}{R_h^{4/3}} \right) \frac{u^2}{2g} \quad 2.4-1$$

Dove R_h è il raggio idraulico, n è espresso in $\text{sm}^{-1/3}$ quando le variabili cinematiche sono espresse nelle unità del sistema internazionale (SI). Quando il fondo del canale è densamente vegetato è universalmente accettato che tale modello sia troppo semplificativo anche nel caso di moto uniforme pertanto è necessario un ulteriore approfondimento volto a includere esplicitamente l'effetto della forza di trascinamento distribuita dovuta alla vegetazione ad alti numeri di Reynolds (Etminan et al., 2017; Green, 2005; Huai et al., 2009; Huthoff et al., 2007a; Kothyari et al., 2009; Lawrence, 2000; Nepf, 2012, 1999; Poggi et al., 2009b; Wu et al., 1999). L'eq.2.4-1 assume che le perdite di carico siano dovute all'attrito alle pareti e sul fondo invece che a una forza di resistenza distribuita che può essere interamente sommersa o meno (Gabriel G Katul et al., 2011; Marjoribanks et al., 2014; Nepf, 2012; Poggi et al., 2009b). Uno svariato numero di formule è stato proposto in passato per legare j al coefficiente di drag C_d in presenza di moto uniforme. E' stato dimostrato che queste formule, o le loro varianti, interpretano gli effetti di blocco (blockage), schermatura (sheltering) e angolo di separazione (angle of separation), tra gli altri: Baptist et al., 2007; Carollo et al., 2002; Chapman et al., 2015; Cheng, 2015; Cheng and Nguyen, 2010; Dijkstra and Uittenbogaard, 2010; Etminan et al., 2017; James et al., 2004; Järvelä, 2002; Kim et al., 2012; Konings et al., 2012; Kouwen et al., 1969; Tanino and Nepf, 2008; Wang et al., 2015; Zhao et al., 2013. Il problema del dam-break tuttavia si colloca tra i transitori delle onde di superficie (Kobayashi et al., 1993) e implica notevoli variazioni del numero di Froude (Ishikawa et al., 2000) non presenti negli studi convenzionali sul tema dell'effetto della vegetazione. Come si osserverà nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, questi effetti possono ridurre il contributo della forza di resistenza dovuta alla vegetazione assai di più dell'effetto di schermatura convenzionale. Nel caso in cui $j=0$ si può dimostrare (Chanson, 2009b; LaRocque et al., 2012) che le soluzioni alle eqq. 2.1-5 (DSV) sono

$$u(x, t) = \frac{2}{3} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{H_0 g} + i_f g t \right) \quad 2.4-2$$

e

$$h(x, t) = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{H_0 g} - \frac{x}{t} + \frac{1}{2} i_f g t \right)^2 \quad 2.4-3$$

e le condizioni iniziali sono quelle di fondo asciutto. Quando $i_f=0$ le eq. 2.4-2 e 2.4-3 si riducono alla classica soluzione di Ritter (Ritter, 1892) riportata nell'eq. 2.1-17.

2.4.1 Forza di trascinamento e perdite di carico.

Il punto di partenza per giungere a un'espressione simile all'eq. 2.4-1 da inserire nell'equazione di DSV è considerare un moto localmente uniforme attraverso o al di sopra della copertura del fondo che simula la presenza di vegetazione (schema regolare di asticelle verticali, nei casi dettaglia ai cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Il contributo dell'attrito alla parete allo sforzo totale può essere ignorato a confronto con l'effetto della forza di trascinamento che agisce sul flusso a causa della presenza delle asticelle. Sotto questa ipotesi il bilancio locale, lungo la direzione longitudinale x , tra il contributo gravitazionale dovuto al peso dell'acqua e la forza di trascinamento si scrive come

$$\rho g j V_w = C_d A_v \rho \frac{u^2}{2g} \quad 2.4-4$$

Dove g è la densità dell'acqua, V_w è il volume d'acqua, A_v è l'area frontale della vegetazione contenuta nel volume V_w e C_d è il coefficiente di drag.

Conviene esaminare il bilancio delle forze per unità di area in modo che sia $V_w = h(1 - \alpha_s \Phi_v)$ e $A_d = \xi D h \alpha_s$, dove Φ_v è la frazione di volume solido per unità di area calcolata come $\Phi_v = \xi \pi D^2 / 4$, in cui ξ è la densità delle asticelle determinata dal numero di asticelle per unità di area e α_s dipende dal fatto che la vegetazione sia o meno sommersa ($h/h_c \leq 1$). Per vegetazione non sommersa ($h/h_c > 1$) $\alpha_s=1$, mentre per vegetazione sommersa ($h/h_c < 1$) $\alpha_s=h_c/h$ e varia con h (Poggi et al., 2009b). La perdita di carico j può essere direttamente determinata dall'eq. 2.4-4:

$$j = \left(\frac{C_d \xi D \alpha_s}{1 - \alpha_s \Phi_v} \right) \frac{u^2}{2g} \quad 2.4-5$$

L'eq. 2.4-5 mostra come la densità delle asticelle (attraverso ξ e Φ_v) è la profondità d'acqua (attraverso α_s) influiscano su j . La quantità con il maggior grado di incertezza che racchiude tutte le complesse interazioni tra gli elementi del rivestimento del fondo e il flusso è C_d . Virtualmente in tutti gli studi inerenti a flussi di tipo "shallow flow" attraverso una vegetazione, si assume che C_d vari con il numero di Reynolds definito come $Re=VL/\nu$, dove V e L sono rispettivamente la velocità caratteristica e la scala delle lunghezze e ν è la viscosità cinematica dell'acqua. In termini di possibili scelte di L sono stati proposti il diametro delle asticelle, il loro interasse, il raggio idraulico o la profondità d'acqua. Per quanto

riguarda V vengono comunemente utilizzate o la velocità totale o la velocità tra le macro-scabrezze e le sue varianti (constricted velocity e separation velocity). Nel seguito si analizzano brevemente i modelli di C_d al variare di V .

Il caso di cilindro isolato

Per un cilindro isolato, il C_d locale (etichettato come $C_{d,iso}$) può essere determinato dalla velocità totale U e dal diametro D dall'asticella formando numero di Reynolds dell'elemento $Re_d = UD / \nu$. Un'espressione approssimativa per $C_{d,iso}$ che descrive i dati per cilindri isolati e per $Re_d < 10^5$ è dato dall'eq. 2.4-6 (Cheng, 2012; Wang et al., 2015)

$$C_{d,iso} = 11(Re_d)^{-0.75} + 0.9\Gamma_1(Re_d) + 1.2\Gamma_2 Re_d \quad 2.4-6$$

dove

$$\Gamma_1(Re_d) = 1 - \exp\left(-\frac{1000}{Re_d}\right) \quad 2.4-7$$

e

$$\Gamma_2(Re_d) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{Re_d}{4500}\right)^{0.7}\right] \quad 2.4-8$$

Questa espressione presuppone che la resistenza di ogni cilindro funzioni come se ogni cilindro fosse un unico elemento isolato e la stessa U agisca su tutti i cilindri, cioè che non vi sia nessuna interferenza tra i diversi elementi.

Il caso dei cilindri allineati

Diversi studi concordano che C_d in presenza di una serie di cilindri allineati (di seguito indicato come $C_{d,a}$) differisca da $C_{d,iso}$, e che queste variazioni dipendano dal numero di Reynolds e da Φ_v . A un determinato Re_d , all'aumentare della densità di vegetazione (Φ_v) sembra inizialmente aumentare C_d (Stoesser et al., 2010; Tanino and Nepf, 2008) e successivamente diminuire (Lee et al., 2004; Nepf, 1999) in presenza di vegetazione non sommersa (Etminan et al., 2017). Tale adeguamento è stato in parte incluso in una formulazione empirica per C_d , derivata da una sintesi di un vasto numero di esperimenti sulla vegetazione non sommersa ed è data dell'eq. 2.4-9 (Cheng and Nguyen, 2010)

$$C_{d,a} = \frac{50}{Re_v} + 0.7 \left[1 - \exp\left(-\frac{Re_d}{15000}\right) \right] \quad 2.4-9$$

Il legame tra la serie di cilindri allineati e il numero di Reynolds relativo a un'asticella è

$$Re_v = \frac{\pi(1 - \Phi_v)}{4\Phi_v} Re_d \quad 2.4-10$$

Ancora una volta questo legame consente di confrontare $C_{d,iso}$ e $C_{d,a}$ fissato Φ_v .

Il caso di cilindri non allineati

Etminan et al. (Etminan et al., 2017) considerano il fondo del canale ricoperto da una serie di cilindri sfalsati e confrontano C_d per vari numeri di Reynolds defi-

niti utilizzando diverse scale di velocità caratteristiche ma mantenendo $L = D$ nella definizione di Re . Il suddetto lavoro mostra che la classica formulazione C_d per il caso di cilindro isolato resta valida se si utilizza la velocità nella sezione ristretta U_c come velocità di riferimento V per ricavare $Re_s = U_c D / \nu$. L'espressione risultante, applicabile per $Re_s < 6000$, può essere espressa come

$$C_{d,s} = 1 + 10Re_s^{-2/3} \quad 2.4-11$$

dove $Re_s = U_c D / \nu$ e U_c è la velocità nella sezione ristretta imposta dalla vegetazione ed è legata a U attraverso la conservazione della massa utilizzando l'eq. 2.4-12

$$U_c = \frac{U}{1 - \sqrt{\frac{2\lambda}{\pi}}} \quad 2.4-12$$

in cui $\lambda = (\pi D^2 / 4) / (0.5 S_s^2)$ è la frazione di volume per una configurazione di cilindri non allineati e S_s è la distanza tra le asticelle nella direzione del flusso.

Per una vegetazione equispaziata $\Phi_v = \lambda$, ma nel caso di asticelle non allineate, le due quantità differiscono perché la spaziatura laterale delle aste differisce dalla spaziatura longitudinale, Etminan et al. definiscono $\lambda = (1/2)\sqrt{3\Phi_v}$.

L'equazione 2.4-12 suggerisce che $Re_s = (1 - \sqrt{2\lambda / \pi})^{-1} Re_d$ dato che entrambe le definizioni di Re utilizzano $L = D$. Limitatamente a Re_s grandi (superiori a 5000), $C_{d,s} \rightarrow 1$ e può essere considerato come una costante indipendente da Re .

Gli effetti di blocco e schermatura su C_d

Dato che $C_{d,iso}$ non è influenzato né dagli effetti di blocco (blockage) né da quelli di schermatura (sheltering), è utile confrontare le suddette espressioni di C_d (eq. 2.4-9 e 2.4-11) per valutare gli intervalli di Re_d nei quali ci si aspetta che l'effetto di schermatura ($C_d < C_{d,iso}$) e l'effetto di blocco ($C_d > C_{d,iso}$) siano predominanti. L'effetto di schermatura indica che alcuni elementi della vegetazione sono situati nella scia di elementi a monte (Raupach, 1992), come conseguenza la velocità inferiore rispetto alla loro controparte di monte e generano una resistenza di forma inferiore rispetto a quella del cilindro isolato. Il ritardo nella separazione può essere spiegato dall'aumento dell'angolo di separazione medio che è maggiore di quello del caso del cilindro isolato, con conseguente riduzione del coefficiente di resistenza rispetto al cilindro isolato (Etminan et al., 2017) Pertanto sia lo sheltering che il ritardo nella separazione riducono il C_d rispetto al caso del cilindro isolato. Gli effetti di blocco che causano l'aumento locale di C_d , sono spiegati da due fattori principali (Etminan et al., 2017): (i) la velocità tra i cilindri è aumentata dalla presenza di vegetazione e (ii) la pressione della scia aumenta la resistenza (Zdravkovich, 2000).

In Figura 14 si confrontano le espressioni di $C_{d,a}$, $C_{d,s}$ e $C_{d,iso}$ per $\Phi_v = 0.03$ che corrisponde al valore utilizzato negli esperimenti descritti in seguito. Questo confronto è possibile poiché Re_v e Re_s sono legati a Re_d quando sono specificate, per una data densità delle bacchette (ξ o S), Φ_v o λ . Approssimativamente, quando $Re_d > 0.7 \times 10^4$, $C_{d,a}$ e $C_{d,s}$ sono inferiori rispetto a $C_{d,iso}$ suggerendo che il lo sheltering

è dominante ad alti numeri di Reynolds. Viceversa, quando $100 < Re_d < 0.5 \times 10^4$, sia $C_{d,a}$ che $C_{d,s}$ superano $C_{d,iso}$ suggerisce siano gli effetti di blocco a prevalere. Tutte e tre le espressioni concordano anche sul fatto che per grandi Re_d (cioè $Re_d > 10^5$), il C_d diventa debolmente dipendente dal Re_d o quasi del tutto indipendente dal Re_d . Il Re_d per gli esperimenti condotti supera 0.5×10^4 in prossimità del fronte d'onda.

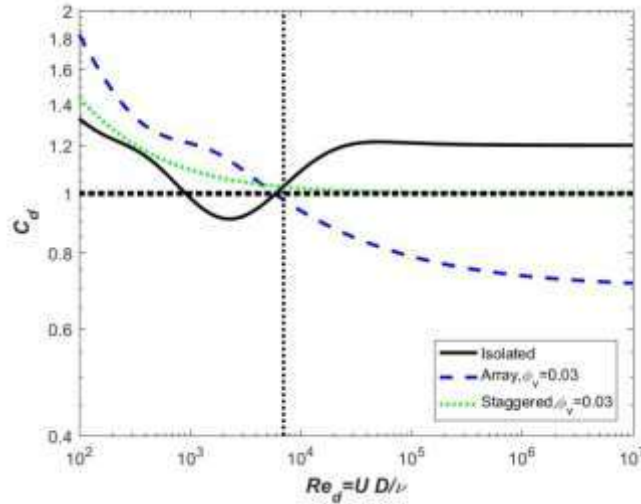


Figura 14: confronto tra C_d in funzione di $Re_d = UD/\nu$ per i casi di cilindro isolato (eq. 2.4-6), cilindri allineati (eq.2.4-9) con $\Phi_v = 0.03$ (setup sperimentale) e cilindri sfalsati (eq. 2.4-11) con $\lambda = 0.5(3\Phi_v)^{0.5}$. A $Re_d = 0.7 \times 10^4$, il modello a cilindri sfalsati suggerisce un passaggio dalla predominanza dell'effetto di “blockage” a quella dell'effetto di “sheltering” al crescere di Re_d . Anche per $Re_d > 10^5$, C_d diventa pressoché indipendente da Re_d . Immagine tratta da (Melis et al., 2019)

2.4.2 Attrito alla parete vs forza di trascinamento distribuita nella zona del fronte d'onda

In questo paragrafo l'andamento del profilo del fronte d'onda in presenza di vegetazione è contrapposto a quello ottenuto con la convenzionale rappresentazione di Manning (attrito alla parete) che utilizza la forma semplificata delle equazioni di DSV e la costante n per esprimere j . Le semplificazioni delle equazioni di DSV che verranno utilizzate nel seguito sono comuni a tutti gli approcci analitici che descrivono l'avanzamento di un fronte d'onda. L'elemento innovativo è il legame tra j e il carico cinetico $U^2(2g)^{-1}$. All'interno della zona del fronte la velocità mantiene circa un valore costante, pertanto $\partial U / \partial t$ e $\partial U / \partial x$ sono piccole rispetto agli altri termini delle equazioni di DSV (Chanson, 2009b). Considerando dapprima, a titolo di esempio e solo dal punto di vista analitico, il caso semplice di canale orizzontale ($i_f = 0$), il sistema di DSV si riduce alla sua versione stazionaria non inerziale (onda diffusiva eqq .2.1-6) e in particolare a

$$g \left(\frac{\partial h}{\partial x} + j \right) = 0 \quad 2.4-13$$

e l'equazione di continuità si semplifica in:

$$U \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad 2.4-14$$

Come mostrato in fig. 1 ad alti numeri di Reynolds C_d è principalmente influenzato dagli effetti di sheltering e diventa debolmente dipendente da Re_d per-

tanto può essere trattato come una costante con un valore numerico che ci si attende sia inferiore a $C_{d,iso}$ per alti Re_d , dunque l'eq. 2.4-13 porta a

$$U = \sqrt{-\frac{2g(1 - \Phi_v)}{C_d \xi D} \frac{\partial h}{\partial x}} \quad 2.4-15$$

che inserita nell'eq. 2.4-14 e risolvendo l'eq alle derivate parziali da

$$h(x, t) = C_1 + C_2 t - \left[C_2 \sqrt{\frac{C_d \xi D}{2g(1 - \Phi_v)}} \right]^{2/3} x \quad 2.4-16$$

C_1 e C_2 sono le costanti di integrazioni che devono essere determinate dalle condizioni iniziali e al contorno o da altri vincoli come la conservazione della massa o la corrispondenza asintotica con una soluzione vicino alla posizione della diga. Dunque i valori esatti di C_1 e C_2 variano in funzione delle caratteristiche del setup sperimentale. Il risultato principale è che per un valore circa costante di C_d , $h(x, t)$ è lineare in x con una pendenza che dipende da $(C_d \xi D)/(1 - \Phi_v)$ nella regione del fronte d'onda. Si osserva che l'eq. 2.4-16 assume $h < h_c$ nella zona del fronte, che è la regione che maggiormente risente dell'effetto di drag dovuto alla vegetazione. Se la stessa analisi si ripete con l'eq. 2.4-1 e una costante n invece della costante C_d la U risultante è data da

$$U = \sqrt{-\frac{h^{4/3}}{n^2} \frac{\partial h}{\partial x}} \quad 2.4-17$$

che è non lineare in h a meno che $\partial h / \partial x$ scali con $h^{-4/3}$ per mantenere U costante.

La soluzione generale all'eq. 2.4-14 è ora data da

$$h(x, t) = \left[\frac{7(t + A_1 x + A_2)}{3 A_1^3} \right]^{3/7} \quad 2.4-18$$

Di nuovo, A_1 e A_2 sono le costanti di integrazione che devono essere determinate in maniera analoga a C_1 e C_2 . Osservando le due soluzioni generali nelle eq. 2.4-16 e 2.4-18 risultano evidenti le differenze tra la costante n e la costante C_d nella regione di avanzamento del fronte d'onda. A un dato istante t , per C_d costante, h dipende linearmente da x mentre scala con una legge di potenza ($x^{-3/7}$) nel caso di attrito alla parete rappresentato dalla costante n . Le soluzioni numeriche alle equazione di DSV complete confermano queste differenze e verranno confrontate con i risultati sperimentali nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Capitolo 5

Piccoli invasi e valutazione del rischio: stima delle aree allagabili, stima della curva di vulnerabilità e dell'intensità dell'evento

Sul territorio italiano il parco dighe costituito dagli sbarramenti che non sono di competenza nazionale (D. Lgs. 112 del 31 marzo 1998) è di dimensioni notevoli. Nella sola regione Piemonte ne sono censite oltre 800 in esercizio.

L'entità del rischio derivante dai piccoli invasi è senza dubbio minore di quello derivante dalla presenza di invasi di competenza nazionale; tuttavia, proprio a causa dell'elevata numerosità e della posizione in contesti spesso densamente antropizzati, esso non può essere ignorato. Come accennato nella sintesi normativa presente al cap.2, 1.3da alcuni anni, le amministrazioni locali hanno l'obbligo di redigere piani di Emergenza Comunali che comprendano anche il rischio dovuto alla presenza di tali bacini (Dir.P.C.M. 8 luglio 2014, *Indirizzi operativi inerenti l'attività di protezione civile nell'ambito dei bacini in cui siano presenti grandi dighe*). La direttiva piemontese in merito è molto recente, si tratta della D.D. 21 febbraio 2018, n. 486, *Pianificazione dell'emergenza per gli sbarramenti di competenza regionale: approvazione del modello di Piano di Emergenza Dighe (PED)*, pubblicata sul B.U. n.14 del 05/04/2018. In particolare nei PED deve essere inclusa una sezione tecnica inerente lo scenario di evento in caso di collasso contenente la modellazione delle aree allagate e l'elenco degli elementi esposti a rischio.

Dato l'elevato numero di invasi da analizzare, nella maggior parte dei casi, a livello di singola realtà comunale, non si dispone delle risorse economiche e tecniche necessarie ad attuare in tempi rapidi una valutazione approfondita sui singoli invasi né è possibile un controllo da parte dei tecnici regionali che pure svolgono un'attività quotidiana in merito. Nell'allegato 3 alla D.G.R. 22 dicembre 2014,

n. 17-792, *Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni, ai sensi del D.Lgs. 49/2010: presa d'atto delle mappe di pericolosità e di rischio e del progetto di Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA)*, è riportato che al 2014 l'indagine degli scenari di rischio a valle degli sbarramenti era presente solo per circa il 20% delle opere esistenti e i documenti di protezione civile erano stati predisposti per circa il 30% degli sbarramenti.

Ciò ha portato alla ricerca di metodologie speditive di facile utilizzo ma fisicamente basate che possano essere applicate su tutti gli invasi presenti sul territorio regionale in modo da ottenere una prima valutazione che possa costituire la base per successivi approfondimenti. È questo lo spirito dei progetti Alcotra Risba (Rischio degli sbarramenti artificiali) e Resba (Resilienza degli sbarramenti) nell'ambito dei quali si è svolta l'attività di ricerca descritta in questa tesi.

Attualmente, secondo gli artt. 5 e 6 del Regolamento regionale n. 12 del 09 novembre 2004 (vigente dal 15/02/2008³), *Regolamento regionale di attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49)*, per valutazioni speditive da utilizzare nell'iter procedurale di autorizzazione per l'esercizio di un invaso, viene definito *rischio intrinseco* quello valutato considerando unicamente il grado ed il tipo di antropizzazione delle aree a valle dello sbarramento. A tal fine l'area significativa indagata a valle in direzioni idraulicamente non trascurabili è valutata per una distanza L pari a: $V/10^4$ o $2V/10^4$ a seconda che il volume d'invaso sia superiore o inferiore a 60000 m^3 , con V volume movimentabile a seguito della rottura o collasso dello sbarramento (m^3) e $L \geq 1 \text{ km}$. Questo approccio sfocia in 3 possibili classi di rischio: a) basso (perdite trascurabili sia sotto l'aspetto ambientale che economico e improbabile perdita di vite umane); b) moderato (perdita di vite umane improbabile ma serie conseguenze ambientali o apprezzabili perdite economiche con danni a strutture commerciali o industriali, servizi pubblici o infrastrutture); c) alto (perdita di vite umane e rilevanti danni economici, coinvolgimento di agglomerati urbani o aree residenziali). Un'analisi più approfondita del rischio si basa sul prodotto di 3 fattori: pericolosità, vulnerabilità e danno potenziale (par. 2.3), in questo capitolo si descrivono sia l'approccio numerico (par. 3.2) che l'approccio sperimentale (par. 3.3) seguito per la valutazione degli ultimi 2 fattori mediante la misura diffusa di altezze d'acqua e velocità superficiali nonché dell'estensione e della forma dell'area interessata durante simulazioni di collasso parziale di uno sbarramento. Come si è detto, l'obiettivo è fornire elementi utili per la definizione di metodi speditivi per la valutazione delle aree potenzialmente inondabili e del rischio associato (in particolare dell'intensità dell'evento definita dal prodotto tra altezza d'acqua e velocità dell'onda, par. 2.3).

³ Fonte: ARIANNA-banca dati normativa Piemonte

3.1 Descrizione degli invasi e analisi statistiche

Secondo il “Regolamento regionale del 9 novembre 2004, n°12/R” coordinato con “il Regolamento regionale del 29 gennaio 2008, n°1/R”, gli invasi di competenza regionale sono classificati nelle categorie indicate nella Tabella 1.

La tipologia d’interesse in questa tesi è la D, in quanto si riferisce a dighe e piccoli invasi, mentre esulano da questa trattazione le tipologie L e T che si riferiscono rispettivamente agli invasi per la laminazione delle piene e alle traverse.

Tabella 1: classificazione degli sbarramenti e degli invasi di competenza regionale secondo il Regolamento regionale del 9 novembre 2004, n°12/R.

Tipologia	Categoria e sottocategoria		Altezza (m)	Volume (Mm ³)
D	A	A1	$h_d \leq 5$	$V < 0.01$
		A2	$5 < h_d \leq 10$	$V \leq 0.03$
	B	-	$h_d \leq 10$	$0.03 < V \leq 0.1$
	C	-	$10 < h_d \leq 15$	$0.1 < V \leq 1$
L	A	-	$h_d \leq 5$	$V \leq 0.03$
	B	-	$h_d \leq 5$	$0.03 < V \leq 0.1$
	C	-	$h_d \leq 15$	$V \leq 1$
T	A	-	$h_d \leq 10$	$V \leq 0.03$
	B	-	$h_d \leq 10$	$0.03 < V \leq 0.1$
	C	-	$10 < h_d \leq 15$	$0.1 < V \leq 1$

Il censimento richiamato nell’allegato 3 alla D.G.R. 22 dicembre 2014, n. 17-792 è dato 2005 e fotografa una situazione in continua evoluzione (il catasto on-line degli sbarramenti della regione Piemonte conta oggi 880 voci). I dati sono riassunti in Tabella 2: le province con il maggior numero di invasi sono Cuneo e Torino; l’utilizzo prevalente è per scopi irrigui.

Tabella 2: suddivisione ed uso prevalente degli invasi piemontesi aggiornato al 2005.

Invasi di competenza regionale		Utilizzo prevalente	
Alessandria	119	Idroelettrico	103
Asti	96	Irriguo	519
Biella	19	Potabile	13
Cuneo	260	Ricreativo-Turistico	12
Novara	6	Innevamento	11
Torino	183	Laminazione delle piene	13
Verbania (Cusio Ossola)	22	Altri usi	32
Vercelli	10	Pesca	12
Totale	715	Totale	715

La maggior parte di questi invasi sono privi di immissario ed emissario e si trovano su pendii montani o collinari nonché su territori pianeggianti. In caso di collasso del rilevato, l’assenza di una valle incisa porta ad avere un’onda di dam-break che non si propaga in modo assimilabile ad un flusso monodimensionale, ma si espande anche in direzione trasversale formando come un cono la cui aper-

tura dipende principalmente dalla pendenza e dalla scabrezza del territorio a valle oltre che dalla dinamica del collasso. In Figura 15 si può osservare la distribuzione degli invasi sul territorio della Regione Piemonte.

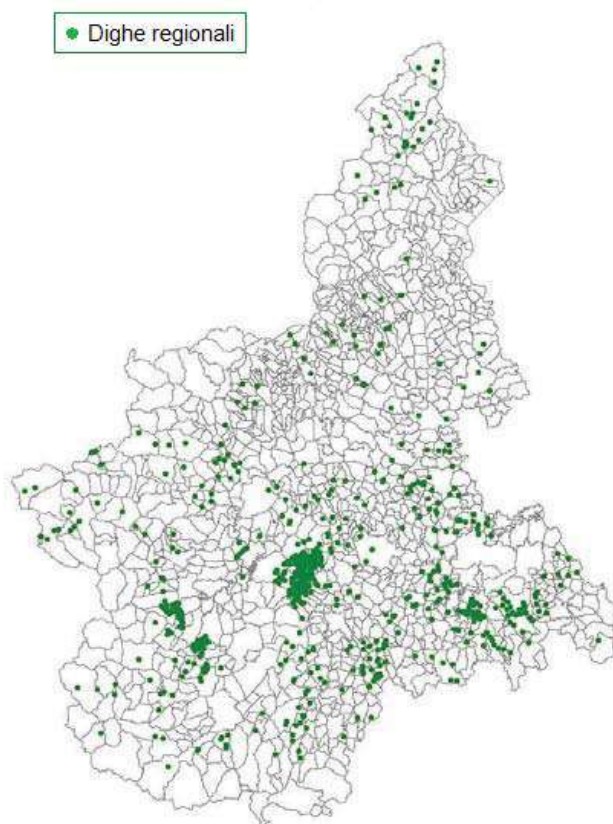


Figura 15: posizione degli invasi di competenza regionale sul territorio della Regione Piemonte.

Allo scopo di realizzare un modello numerico e un modello fisico rappresentativo degli invasi reali, in lavori precedenti (Poggi et al., 2015a, 2009a), sono state eseguite alcune indagini statistiche: se ne riporta qui una breve sintesi al fine di inquadrare l'oggetto del problema qui affrontato.

Le prime analisi propedeutiche sono state condotte sulla base delle informazioni GIS messe a disposizione dalla Regione Piemonte e presenti anche su catalogo online. Si tratta di dati geometrici (altezza dello sbarramento, superficie specchio d'acqua, volume massimo invasabile, volume denunciato, categoria invaso), ubicazione geografica (coordinata est e coordinata nord di un punto interno all'invaso o sul coronamento dello stesso, provincia, comune, località), indicazione del proprietario, tipologia, denominazione e codice identificativo dell'opera. Altre informazioni utili come la forma dell'invaso, la reale estensione del coronamento inteso come quella quota parte del rilevato che può essere erosa dall'onda di piena e la lunghezza dell'invaso, non sono disponibili e sono state stimate a partire da ortofoto (Miglia, 2015). Un esempio delle schede realizzate per il progetto Risba è riportato in Figura 16 e permette di capire quale sia il tipo di invasi oggetto di questo e dei successivi capitoli.

Codice Invaso: CN00013		Coordinate: 370083.81 m E 4952500.28 m N Provincia: Cuneo Comune: Barge Località: Torriana Denominazione: TORRIANA (ZVOTTERO-C.) Categoria: A2 Stato: Attivo Tipologia: 2-diga permanente Proprietario: VOTTERO Chialfredo (VITCF32A08A660K)													
															
Dati forniti dalla Regione Piemonte: <table border="1"> <tr> <td>Volume massimo (V)</td> <td>[m³]</td> <td>8000</td> </tr> <tr> <td>Altezza sbarramento (h)</td> <td>[m]</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Lunghezza coronamento (c)</td> <td>[m]</td> <td>68</td> </tr> <tr> <td>Superficie specchio (S)</td> <td>[m²]</td> <td>-</td> </tr> </table>				Volume massimo (V)	[m ³]	8000	Altezza sbarramento (h)	[m]	8	Lunghezza coronamento (c)	[m]	68	Superficie specchio (S)	[m ²]	-
Volume massimo (V)	[m ³]	8000													
Altezza sbarramento (h)	[m]	8													
Lunghezza coronamento (c)	[m]	68													
Superficie specchio (S)	[m ²]	-													
Dati misurati (GIS): <table border="1"> <tr> <td>Lunghezza coronamento</td> <td>[m]</td> <td>51</td> </tr> <tr> <td>Superficie specchio</td> <td>[m²]</td> <td>1459</td> </tr> <tr> <td>Lunghezza del lago (L)</td> <td>[m]</td> <td>44</td> </tr> <tr> <td>Tavola DTM</td> <td></td> <td>191050</td> </tr> </table>				Lunghezza coronamento	[m]	51	Superficie specchio	[m ²]	1459	Lunghezza del lago (L)	[m]	44	Tavola DTM		191050
Lunghezza coronamento	[m]	51													
Superficie specchio	[m ²]	1459													
Lunghezza del lago (L)	[m]	44													
Tavola DTM		191050													
Dati desunti: <table border="1"> <tr> <td>Lunghezza del lago (L) = V/(h*c)</td> <td>[m]</td> <td>14.71</td> </tr> <tr> <td>Rapporto L/c o c/L (Regione)</td> <td></td> <td>0.22</td> </tr> <tr> <td>Rapporto L/c o c/L (GIS)</td> <td></td> <td>0.86</td> </tr> </table>				Lunghezza del lago (L) = V/(h*c)	[m]	14.71	Rapporto L/c o c/L (Regione)		0.22	Rapporto L/c o c/L (GIS)		0.86			
Lunghezza del lago (L) = V/(h*c)	[m]	14.71													
Rapporto L/c o c/L (Regione)		0.22													
Rapporto L/c o c/L (GIS)		0.86													
Note:															
															

Figura 16: esempio di scheda descrittiva di un invaso.

Le analisi statistiche condotte nei due lavori citati in precedenza considerano 2 diversi set di invasi, in particolare in Poggi et al. (2009a) si considerano 511 bacini (set 1) di cui si dispone sia dell'altezza dello sbarramento che del volume, mentre in Poggi et al.(2015a) si considera un campione di 101 invasi in terra (set 2) presenti nelle province di Cuneo e Torino. Il focus qui (come nei progetti Risba e Resba) è infatti sulle dighe in terra, si tratta di sbarramenti che, in caso di collasso non manifestano un crollo totale e istantaneo di tutto lo sbarramento, ma piuttosto un'apertura graduale di una breccia (si veda il par. 3.2).

Tabella 3: valori medi, minimi e massimi per l'altezza dello sbarramento e il volume massimo nell'invaso per i 2 diversi insiemi (511 invasi e 101 invasi).

Base dati	Set1 (511 invasi)		Set2 (101 invasi)	
Caratteristica	V (m ³)	h _d (m)	V (m ³)	h _d (m)
Valore minimo	2	0.95	44	0.95
Valore medio	18135	4.72	5887	4.9
Valore massimo	500000	14.4	92000	10

In Tabella 3 sono riportati i valori minimi medi e massimi di altezza dello sbarramento e volume d'acqua invasabile alla quota di massima regolazione. Delle stesse grandezze si può osservare la distribuzione di frequenza in Figura 17.

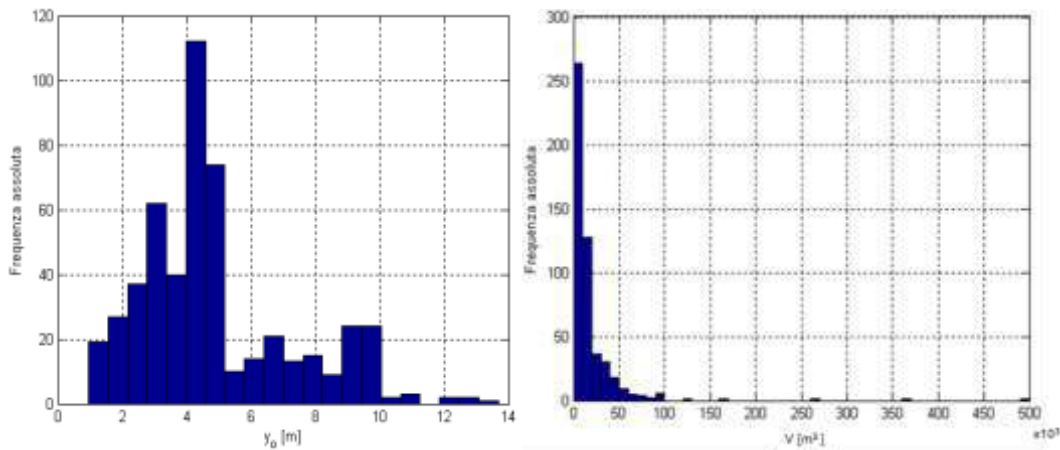


Figura 17: distribuzioni di frequenza dei dati di altezza dell'invaso (a sinistra) e del volume d'acqua alla quota di massima regolazione (a destra) per i 511 invasi del set 1 (immagini tratte da Poggi et al., 2009a).

Considerando il set 2 (101 invasi in materiale sciolto) il volume minimo è pari a 44m^3 corrispondente ad un invaso provincia di Cuneo e il volume massimo è di 92000m^3 corrispondente ad un invaso della provincia di Torino. Il volume medio è 5887 m^3 mentre per il set 1 (che include anche sbarramenti in calcestruzzo) si passa a 18135 m^3 . Per il set 2 il 75% degli invasi ha un volume $<5000\text{ m}^3$, il 16 % ce l'ha superiore a 10000 e quelli con volume inferiore a 500m^3 sono 14. Mentre per il set 1 il 34% degli invasi ha un volume $<5000\text{ m}^3$, il 50% è $<10000\text{ m}^3$ e si ha che il 76 % ha volume minore di 20000 ; l'invaso di dimensioni maggiori in termini di volume raggiunge gli 0.5 Mm^3 .

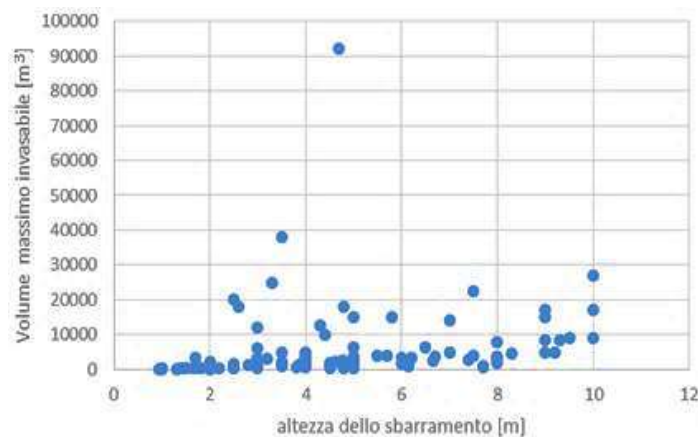


Figura 18: relazione tra volume d'acqua alla quota di massima regolazione e l'altezza dello sbarramento per il set 2 (101 invasi in terra).

Per quanto concerne l'altezza dello sbarramento si hanno meno differenze tra i due set di dati: per il secondo si va da un minimo di 0.95 m ad un massimo di 10 m (3 invasi). Le dighe con altezza dello sbarramento inferiore ai 2 m sono l'11% e il 73% degli invasi ha un'altezza inferiore ai 6 m . Per il primo le altezze variano tra 0.95 m e 14.4m , il 76% degli invasi ha un'altezza inferiore ai 6 m (il 72% è $<5\text{ m}$). Per entrambi i set l'altezza media è di circa 4.9m .

Relativamente alle pendenze medie a valle degli sbarramenti, per ogni invaso del set 2 è stata ricercata a valle dello stesso la direzione principale di flusso dell'onda di piena e, lungo questa, è stata ricercata la pendenza media su tre distanze ritenute peculiari ($0\text{-}100\text{ m}$, $100\text{-}600\text{ m}$ e $600\text{-}1600\text{ m}$). In Figura 19 sono

riportate le distribuzioni di probabilità delle pendenze per le tre soglie: le pendenze inferiori si hanno a distanze maggiori dall'invaso e con una varianza inferiore rispetto a quella delle pendenze dei primi due tratti. Confrontando questi valori ottenuti con un modello digitale del terreno (dtm) con risoluzione 5 m con quelli riportati in Poggi et al. (2009a) per il primo set e ottenuti a partire da un dtm a 50m (in quel caso erano state considerate come distanze peculiari 0-1 km, 1-5 km e 5-10 km), si osserva una discreta coerenza: 3% nella fascia 0-1000 m per il set 1 e 5% nella fascia 600-1600 m per il secondo.

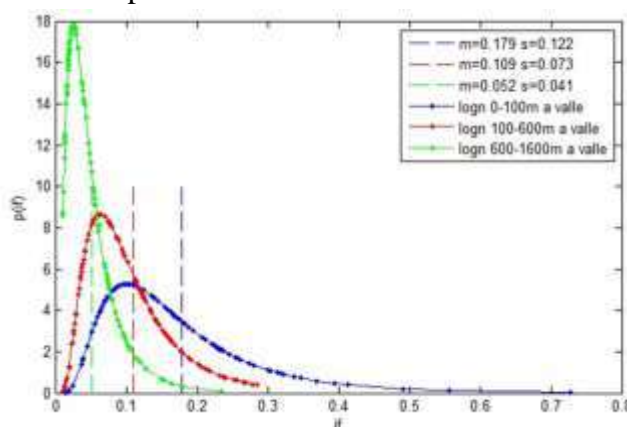


Figura 19: distribuzioni di probabilità delle pendenze del territorio valle degli invasi (set 2, 101 invasi) al variare della distanza nell'invaso stesso (immagine tratta da Poggi et al., 2015a).

In riferimento alla forma degli invasi, assumendo la forma dell'invaso simile a un solido di geometria nota (parallelepipedo, cono, quarto di ellissoide, ecc.), a partire da volume ed altezza dello sbarramento è possibile stimare l'area del lago. Il confronto (Poggi et al., 2009a) tra aree stimate e aree fornite dal catasto sbarramenti (disponibili solo per 148 invasi del set 2) dimostra che la morfologia del maggior numero degli invasi selezionati è schematizzabile mediante un parallelepipedo laddove la morfologia della totalità dei medesimi è sintetizzabile mediante un cono, ovvero la funzione densità di probabilità in Figura 20 ha moda 1 e media 2 (per il parallelepipedo è $v=ay_0$, per il cono $v=\frac{ay_0}{2}$, cioè $a=1\frac{v}{y_0}$ e $a=2\frac{v}{y_0}$).

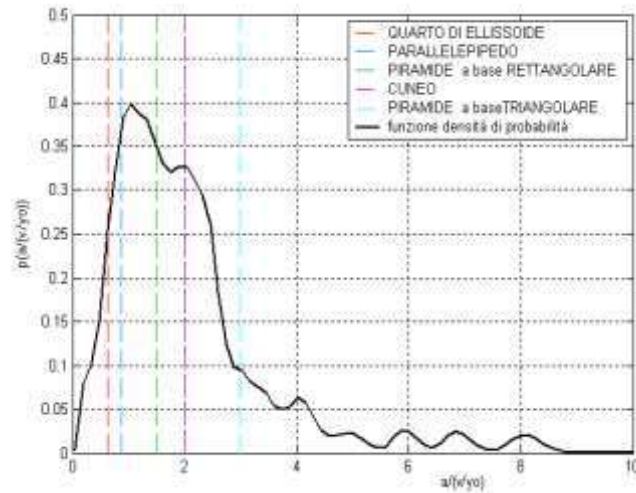


Figura 20: funzione densità di probabilità dei valori reali del rapporto $a/(v/y_o)$, dove “a” è area del lago, “v” è il volume d’acqua nell’invaso alla quota di massima regolazione e “ y_o ” è l’altezza dello sbarramento (immagine tratta da Poggi et al., 2009a).

3.2 Approccio numerico

In questo paragrafo si descrive l’approccio numerico utilizzato (il software è descritto al par. 2.1.3); in particolare sono state seguite due differenti strade con diverse finalità. Il primo approccio è basato sulla simulazione di invasi tipo in scala reale al fine di ottenere una metodologia speditiva per la stima delle aree allagabili in presenza di invasi su versanti o di pianura. Il secondo approccio è la realizzazione di un modello numerico direttamente confrontabile con il modello sperimentale di cui al par. 3.3. Quest’ultimo è finalizzato alla validazione dei risultati ottenuti da Brezo nonché alla taratura dello stesso a supporto di future realizzazioni sperimentali con differenti configurazioni.

Invaso tipo in scala reale

I risultati qui sintetizzati sono riportati per completezza della trattazione, sono stati ottenuti nell’ambito del progetto Risba e sono ampiamente descritti in (Poggi et al., 2015b). Nell’ambito di tale progetto sono state realizzate differenti simulazioni numeriche con il software Brezo (par. 2.1.3) considerando invasi schematici a forma di parallelepipedo con altezza 3 m, 5 m, 7 m e volume 5000 m^3 simulando l’apertura graduale della breccia secondo il modello di Froehlich, (2008). Questo modello prevede l’evoluzione della breccia a partire dal coronamento secondo una forma triangolare, una volta giunta ad interessare tutta l’altezza dello sbarramento, qualora le condizioni di volume e livello d’acqua ancora presenti nell’invaso lo permettano, la breccia si espande lateralmente con una forma a trapezio fino ad un’ampiezza massima funzione del volume e dell’altezza al tempo 0. Gli intervalli di apertura sono stati fatti variare da 1 (collasso istantaneo, viene imposta la massima apertura ottenuta del modello) a 9 e le portate ottenute sono state confrontate con le stime di alcune formule presenti in letteratura. La dispersione dei dati ottenuti è molto ampia. In particolare, tutte le formulazioni che non tengono in conto

del volume del serbatoio tendono a sovrastimare in modo sistematico le portate. Ciò è dovuto al fatto che tali formule sono comunemente ricavate per invasi molto grandi le cui brecce sono solitamente, in caso di collasso, completamente sviluppate. Tra le formule che includono sia il volume che l'altezza, quelle che si avvicinano di più sono quelle di Froehlich e di Pierce (Tabella 4). Nondimeno, entrambe si discostano ampiamente dalle portate simulate, la prima in eccesso e la seconda in difetto.

Tabella 4: Le portate alla breccia stimate con le formule empiriche e valutate da modello numerico.
Estratto della tabella 7 in Poggi et al. (2015b).

Autore	Formula	$H_d=5\text{m},$ $Q_p[\text{m}^3/\text{s}]$	$H_d=7\text{m},$ $Q_p[\text{m}^3/\text{s}]$
Kirkpatrick	$Q_p=1.268(H_w+0.3)^{2.5}$	82.00	182.57
Evans	$Q_p=0.72(V_w)^{0.53}$	65.73	65.73
Froehlich	$Q_p=0.607(V_w^{0.295}H_w^{1.24})$	55.09	83.62
Pierce	$Q_p=0.038(V^{0.475}H^{1.09})$	12.55	18.11
Brezo (istantaneo)	Numerico	70.44	123.15
Brezo (graduale)	Numerico	21	24

Successivamente si è scelto di eseguire le ulteriori valutazioni considerando, cautelativamente, unicamente la situazione di collasso istantaneo. Ciò sulla base del fatto che (Figura 21) l'attenuazione dei colmi nel caso del collasso istantaneo è estremamente più marcata se confrontata con quella del collasso graduale, che le due onde tendono allo stesso valore a circa 1km a valle dell'invaso, e che dunque mentre vicino al serbatoio l'intensità dell'evento di collasso graduale è molto inferiore a quella del collasso istantaneo, lontano dall'invaso le due situazioni divergono simili.

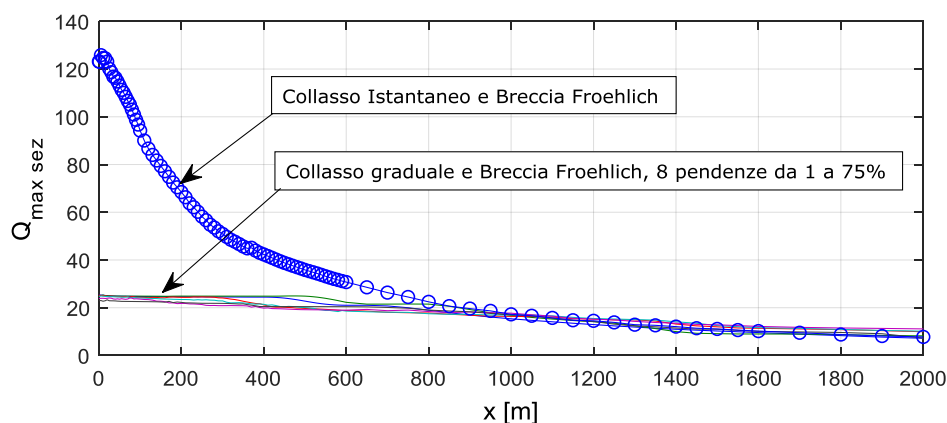


Figura 21: andamento dei massimi degli idrogrammi di piena al variare della distanza dalla breccia per il caso di collasso parziale istantaneo e di collasso parziale graduale (invaso con $h_d=7\text{m}$).

Sulla base delle analisi statistiche relative al set 2 (101 invasi) descritte nel paragrafo precedente, è stato scelto un invasivo tipo di forma a parallelepipedo con volume di 5000m^3 , altezza 5m, lunghezza del coronamento 30 m (nel seguito denominato invasivo "tipo A") e sono state effettuate diverse simulazioni facendo propagare l'onda ottenuta considerando un'apertura istantanea della breccia secondo il modello di Froehlich, (2008) su di un piano inclinato di larghezza pari a 5

volte la lunghezza del coronamento in modo da non costituire limiti alla propagazione in direzione trasversale. L'inclinazione è stata fatta variare dal 2% al 10% (sulla base di quanto dedotto dall'osservazione degli invasi reali). Si è osservata un'apertura graduale dell'onda sino al raggiungimento di una larghezza massima che rimane costante proseguendo verso valle (Figura 22).

Al fine di valutare l'influenza sull'angolo di apertura dell'onda delle 2 tipologie di breccia estreme (forma a trapezio e forma triangolare estesa a tutta l'altezza dello sbarramento), sono state considerate la portata di picco massima e la portata di picco minima ottenute applicando la formula di Froehlich (1995) al campione di 101 invasi regionali (rispettivamente $238 \text{ m}^3/\text{s}$ e $14 \text{ m}^3/\text{s}$). Fissati questi due valori di portata sono state effettuate simulazioni massimizzando il volume d'invaso (ciò porta ad una breccia a forma di trapezio) ovvero massimizzando l'altezza dello sbarramento (breccia triangolare) a partire dalla forma "tipo A" (area della breccia circa 28 m^2 e portata di picco $55 \text{ m}^3/\text{s}$). La geometria del serbatoio viene calcolata mantenendo costante per i diversi casi il rapporto tra lunghezza del coronamento e larghezza massima della breccia e si ottengono le seguenti tipologie:

- Tipo 1: volume 99000 m^3 , altezza 8 m, area della breccia 121 m^2 , portata massima $238 \text{ m}^3/\text{s}$ secondo la formula di Froehlich (Tabella 4), $417 \text{ m}^3/\text{s}$ da Brezo;
- Tipo 2: volume 31000 m^3 , altezza 10.6 m, area della breccia 112 m^2 , portata massima $239 \text{ m}^3/\text{s}$ secondo la formula di Froehlich (Tabella 4), $400 \text{ m}^3/\text{s}$ da Brezo;
- Tipo 3: volume 2500 m^3 , altezza 2 m, area della breccia 8.8 m^2 , portata massima $14.4 \text{ m}^3/\text{s}$ secondo la formula di Froehlich (Tabella 4), $13 \text{ m}^3/\text{s}$ da Brezo;
- Tipo 4: volume 450 m^3 , altezza 3 m, area della breccia 8.4 m^2 , portata massima $14.37 \text{ m}^3/\text{s}$ secondo la formula di Froehlich (Tabella 4), $10.2 \text{ m}^3/\text{s}$ da Brezo.

Nell'elenco precedente le differenze in termini di portata tra il valore stimato con la formula di Froehlich e quello calcolato dal modello numerico sono da imputarsi al fatto che il primo tiene conto di un'apertura graduale della breccia mentre nel secondo è stato simulato un collasso istantaneo; tale differenza tende ad annullarsi al diminuire delle dimensioni della breccia (la formula risulta meno robusta per volumi d'acqua molto piccoli).

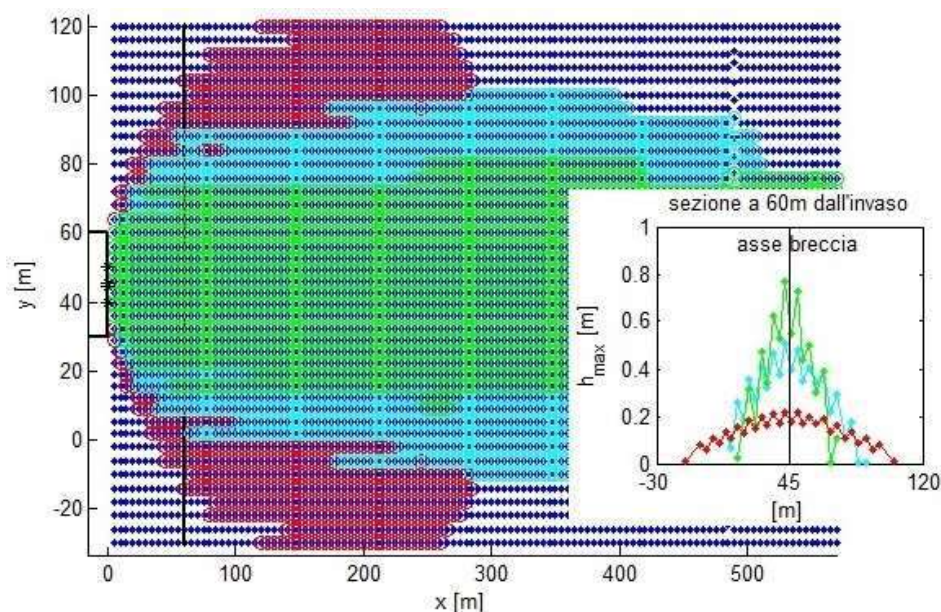


Figura 22: simulazioni numeriche riferite ad un invaso tipo ($V=5000\text{m}^3$ e altezza 5m), variazione dell'apertura del fronte al variare della pendenza di valle. In rosso pendenza 2%, in azzurro pendenza 5%, in verde pendenza 10%, in blu la zona asciutta (immagine tratta da Poggi et al 2015a).

Al crescere della pendenza dell'alveo di valle diminuisce l'angolo di apertura del fronte (Figura 22) che raggiunge un'ampiezza stabile ad una distanza compresa tra le 10 e le 20 volte la larghezza media della breccia.

In analogia con gli studi e le sperimentazioni numeriche condotti nell'ambito di precedenti collaborazioni tra la Regione Piemonte e il Politecnico di Torino, anche in Risba sono stati valutati i risultati ottenuti anche in funzione del rapporto i_f/n^2 (pendenza del fondo su fattore di scabrezza di Manning al quadrato), rapporto identificato come rappresentativo al fine di caratterizzare l'alveo a valle dello sbarramento. Il valore di Manning è stato posto pari a $0.035\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (corrispondente, per esempio, ad un prato con erba bassa), $0.045\text{ m}^{-1/3}\text{s}$, $0.70\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $0.110\text{ m}^{-1/3}\text{s}$, corrispondenti rispettivamente a coltivazioni a filari, cespugli sparsi con erba alta e cespugli fitti. L'effetto di questo parametro sull'angolo di apertura è più significativo per pendenze intorno al 10%, ma comunque tali differenze sono dell'ordine dei 10° a fronte di variazioni dell'ordine dei 50° passando da una pendenza del 2% al 30%. Per ciascuna tipologia di invaso precedentemente descritta, si ottiene dunque un fuso di curve "angolo-pendenza dell'alveo di valle" con ampiezza massima in corrispondenza delle pendenze pari a 0.1. Qualora non si avessero informazioni circa l'uso del suolo a valle dell'invaso, si ritiene lecito considerare la curva corrispondente alla scabrezza massima, in quanto (non facendo, in questa sede, alcuna considerazione sui tempi di propagazione dell'onda di piena) essa risulta cautelativa individuando angoli di apertura del fronte maggiori per l'intervallo di pendenze intorno al 10%. Ovviamente scabrezze maggiori danno luogo ad angoli di apertura maggiori nell'ambito delle limitazioni precedentemente esposte.

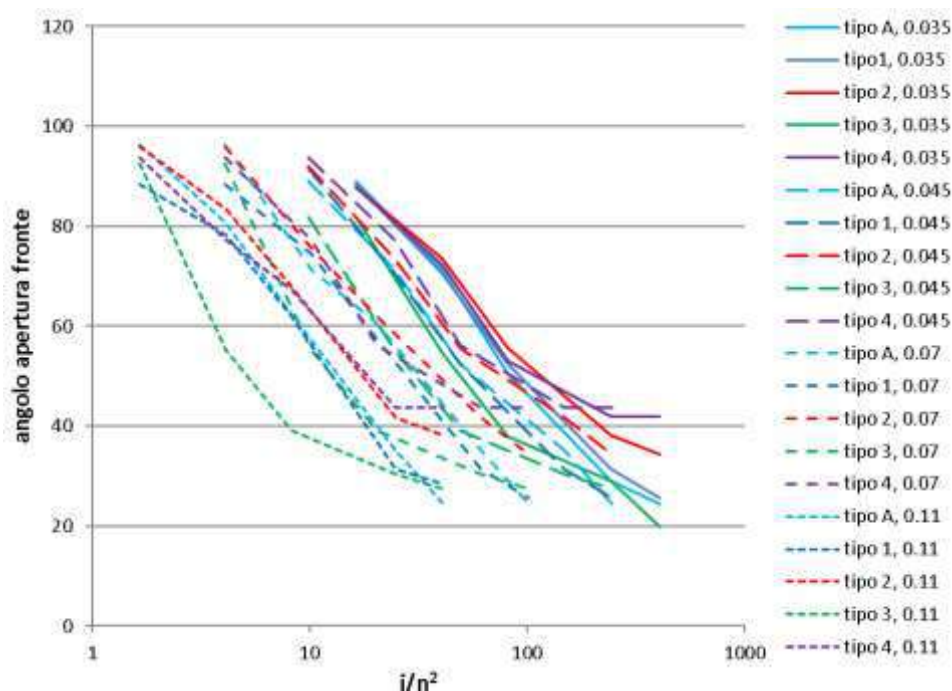


Figura 23: curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione del parametro i/n^2 atto a descrivere pendenza l'alveo di valle (diverse tipologie di invaso).

Al fine di applicare ai casi reali quanto descritto, in Poggi et al.(2015a-b) si propone di procedere come segue: di tutti i possibili percorsi di flusso ottenuti calcolando le direzioni di flusso a partire da una serie di punti⁴ disposti lungo il coronamento, sul paramento di valle del rilevato e lungo il piede dello stesso, si considerano i due più estremi e quello centrale in modo da ottenere un'area allagata che rappresenti l'involuppo di tutti i possibili casi di rottura (quindi sicuramente più ampia di quello che si avrebbe nella realtà).

Lungo i percorsi scelti si valuta la pendenza media per tratti di lunghezza significativa (100 m, 500 m, 1000 m). A una distanza pari a 20 volte la larghezza media della breccia si individua l'ampiezza raggiunta dal fronte determinando l'angolo di apertura in funzione della pendenza media del primo tratto utilizzando la curva sperimentale ottenuta con la geometria più simile a quella dell'invaso in oggetto. La larghezza così ottenuta viene mantenuta costante lungo tutto il percorso di flusso o, qualora la differenza di pendenza tra il primo e il terzo tratto fosse giudicata rilevante, fino all'inizio del terzo tratto per poi incrementare nuovamente la larghezza del fronte in analogia con quanto fatto nel primo tratto utilizzando l'angolo che si avrebbe in base alla curva sperimentale con la nuova pendenza (angolo tipicamente maggiore di quello utilizzato per il primo tratto). Un esempio di applicazione è presentato in dettaglio in Poggi et al. (2015a), qui si riporta solo il confronto tra il risultato della metodologia proposta e l'area allagata

⁴ Questa operazione è necessaria poichè, con pochi dati a disposizione non si hanno elementi per prediligere un punto di formazione della breccia in luogo di un altro. Inoltre, per gli invasi di versate o di pianura, talvolta i percorsi individuati possono essere anche diametralmente opposti.

ottenuta dal modello numerico (Brezo) sulla geometria reale (dtm): si veda la Figura 24.

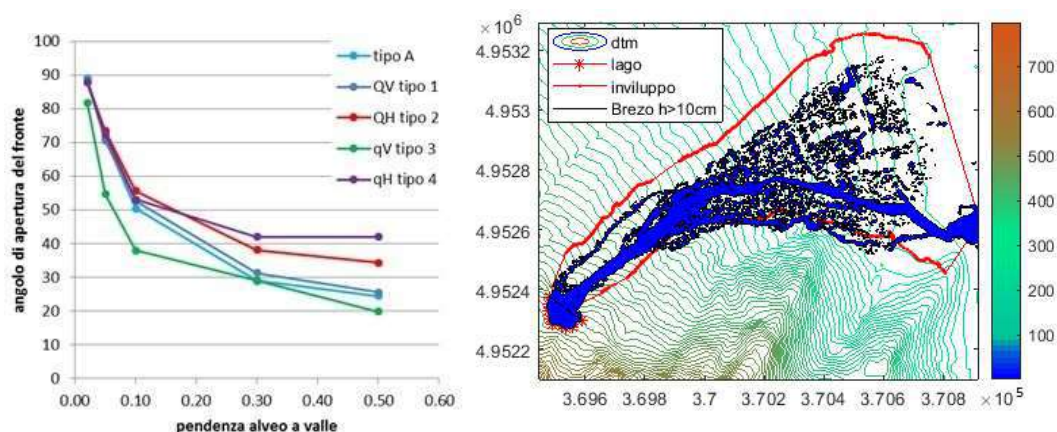


Figura 24: a sinistra, curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione della pendenza dell'alveo di valle ($n=0.035 \text{ m}^{-1/3}$). A destra, (in rosso) esempio di applicazione della procedura di stima dell'area allagata proposta da Poggi et al. (2015a), ottenuta utilizzando la curva "tipo 2" nel pannello a sinistra. In blu l'area ottenuta dalla simulazione numerica con il software Brezo (sono mostrate solo i livelli >10cm). L'invaso è il CN0014 nel comune di Barge (CN), volume d'invaso 30000 m^3 e altezza circa 11 m.

Riproduzione del modello sperimentale

Un altro approccio è stato utilizzato in un secondo tempo in parte per validare, in modo più approfondito rispetto a quanto fatto nel capitolo precedente (par. 2.1.3), i risultati mostrati per gli invasi tipo (par. 3.2) e in parte per avere un valido supporto alla pianificazione di future campagne sperimentali sul modello fisico.

La geometria utilizzata è quella del modello fisico (cap.3.3), dunque un piano orizzontale largo 3m e lungo 4m con un serbatoio $1.5 \times 1.5 \times 0.5 \text{ m}^3$ posizionato al centro del lato corto di monte. La breccia interessa tutta l'altezza del serbatoio ed è larga 3 cm; le pareti sono in lamiera dello spessore di 0.3 cm (parete sottile).

La versione di Brezo in questo caso è *parBreZo 8.0.1*, non scaricabile dal sito dedicato e fornita dal Professor Brett F.Sanders nell'ambito di una tesi magistrale in cotutela (Natali, 2019). Questa versione permette di non avere limiti di celle di calcolo e di utilizzare più core in parallelo per l'esecuzione dei calcoli. L'utilizzo dell'eseguibile è analogo alla versione precedente a meno della compilazione dei comandi per lavorare in parallelo (si veda Cordero (2013) per la descrizione della versione disponibile online e Natali (2019) per quella qui utilizzata).

La geometria è stata descritta utilizzando il generatore di mesh a celle triangolari *Triangle*. In particolare sono state individuate 3 zone con diversa area massima delle celle di calcolo. Questo parametro, così come l'intervallo di calcolo e il coefficiente di Manninng sono stati ottimizzati con un processo iterativo basato sulla valutazione del numero di Courant per i primi due e sul confronto della velocità di propagazione del fronte tra modello numerico e modello fisico per il terzo. Le 3 zone sono suddivise come segue (Figura 25): invaso (area massima delle celle 0.5 cm^2), piano di valle (0.2 cm^2), zona del piano immediatamente a valle della breccia centrata sull'asse breccia, larga 1m e lunga 0.5cm verso valle (0.1 cm^2). In totale sono presenti 1'060'921 celle.

La condizione iniziale è data dall'altezza d'acqua e dalla velocità iniziale all'interno del serbatoio rispettivamente poste pari a 30 cm e 0 m/s. Per il piano di valle è imposta la condizione di fondo asciutto.

Una trattazione più dettagliata occorre invece per le condizioni a contorno: in prima ipotesi è stata utilizzata la condizione “dry” per i bordi del piano e la “no slip” per quelli del serbatoio. La prima permette l'uscita del flusso dal modello quando questo giunge ai bordi (situazione limite in cui non vengono più analizzati i dati ottenuti dal modello fisico) evitando la propagazione di onde riflesse. La seconda corrisponde ad un muro invalicabile: non c'è flusso attraverso i bordi del serbatoio (la zona della breccia è considerata parte del dominio di calcolo e questa condizione non viene applicata). A seguito di alcune verifiche fatte sulle velocità trasversali ai bordi del serbatoio, si è osservato che la condizione “no slip” non garantisce l'annullarsi delle stesse pertanto, al fine di valutare l'influenza di questa condizione sul volume uscente del serbatoio, è stata creata una seconda geometria in cui ai vertici delle celle lungo il bordo del serbatoio è stata assegnata quota 50cm anziché 0.

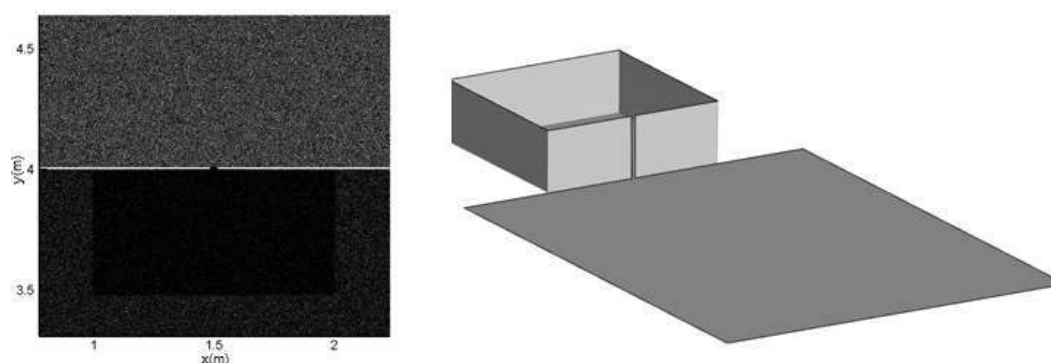


Figura 25: diverso grado di raffittimento della mesh di calcolo nella zona della breccia (a sinistra) e geometria di calcolo artificialmente tridimensionale (a destra). Immagini tratte da Natali (2019).

Si genera così una geometria tridimensionale (Figura 25) in cui le pareti interne del serbatoio sono costituite da celle di calcolo con lo stesso coefficiente di Manning assegnato a quelle sul fondo. In questo secondo caso l'area massima nella zona del serbatoio è ridotta a 7 mm^2 per evitare instabilità computazionali causate dall'artificio della modifica della quota dei suddetti vertici che comporta la presenza di una serie di celle con base minima e altezza molto grande (in questo caso le celle di calcolo totali diventano 1'603'910). In entrambi i casi il numero di Courant è 0.8 (l'intervallo di calcolo è rispettivamente $2.5 \cdot 10^{-6} \text{ s}$ e $1.5 \cdot 10^{-5} \text{ s}$) e la durata dell'evento simulato è 2 s. Al termine della simulazione i volumi usciti dal serbatoio nelle due diverse geometrie differiscono di $0.43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ e sono rispettivamente $13.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ e $14.28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ (nel caso tridimensionale si ha un aumento di circa il 3%); ciò è coerente con l'ipotesi che la presenza di velocità trasversali riduca la sezione efficace della breccia e causi una riduzione, seppur minima del flusso.

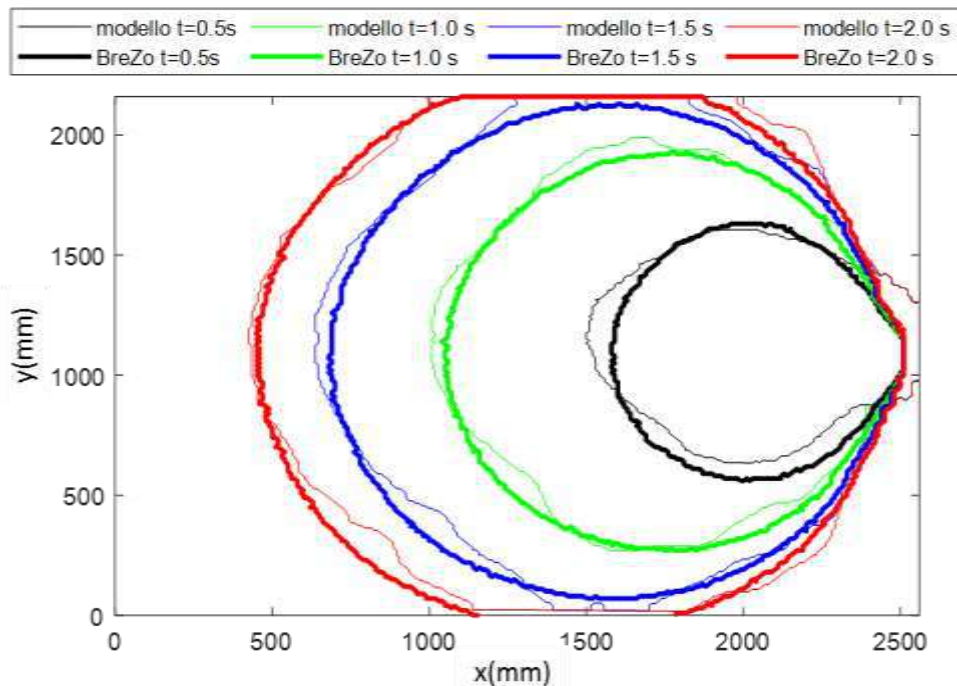


Figura 26: confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico (linea sottile) e quelli ottenuti dal modello numerico (linea spessa) a 0.5s, 1s, 1.5s e 2s dall'apertura della breccia. Il serbatoio si trova sulla destra dell'immagine e non è visualizzato.

In Figura 26 è riportato un confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico e dal modello numerico appena descritto. Si tratta del miglior accordo ottenuto facendo variare il coefficiente di Manning. Il valore finale è $0.0084 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, confermato anche dall'analisi della rugosità del materiale utilizzato per il modello fisico (par. 3.3.1).

Si rimanda al par. 3.5 per il confronto dei risultati in termini di altezze e al capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per l'applicazione al caso vegetato.

3.3 Modello fisico 3D

Il modello fisico per lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda è stato realizzato per validare i modelli numerici utilizzati e per poter comprendere il fenomeno negli aspetti maggiormente difficili da descrivere per i modelli numerici stessi. In letteratura sono pochi gli autori che si sono approcciati sperimentalmente al problema del dam-break in un'ottica tridimensionale (si veda il cap. 2.2). Il modello qui realizzato è in un certo senso il duale di quello proposto da Aureli et al. (2008): anche qui la tecnica di misura si basa sull'assorbimento della luce da parte del fluido (acqua colorata) ma la fonte di luce non è posta al di sotto del piano bensì arriva dall'alto e viene diffusa.

Il modello, realizzato nel Laboratorio di Idraulica G. Bidone del Politecnico di Torino, è costituito da un piano inclinabile di $3 \times 4 \text{ m}^2$ in legno posto a valle di un serbatoio prismatico (parallelepipedo con fondo piano), in acciaio inox $1.5 \times 1.5 \times 0.5 \text{ m}^3$. (Figura 27). La continuità della superficie e la tenuta idraulica sono garantiti da una copertura in pvc oltre che dalla sigillatura con stucco a livello delle giunzioni e dalla verniciatura superficiale. Due portali di altezza 3 m sono fissati

ai lati lunghi e sovrastano il piano permettendo di posizionare una telecamera e un computer ciascuno. In questo modo è possibile acquisire dati lungo tutta la lunghezza del piano lavorando con 2 telecamere contemporaneamente (par. 3.3.3). Piano, sottostruttura e portali sono solidali, pertanto l'asse delle telecamere rimane ortogonale al piano anche quando la struttura viene inclinata. Le inclinazioni possibili vanno da 0° a 12° rispetto all'orizzontale. Il serbatoio è mobile e può essere regolato a diverse altezze in funzione dell'inclinazione del piano di valle.

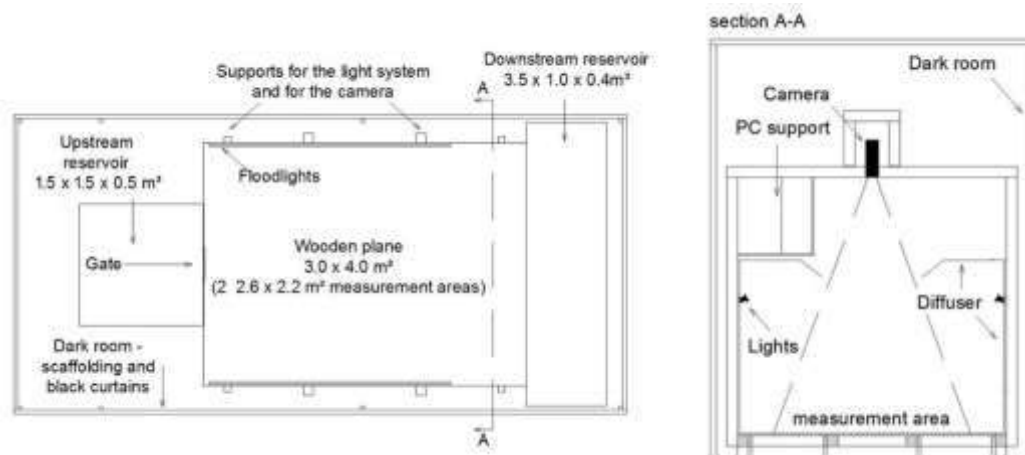


Figura 27: schema del set-up sperimentale realizzato per lo studio della propagazione di onde di dam-break a valle di piccoli invasi su versante o di pianura. A sinistra la vista dall'alto, a destra una sezione vista da valle.

L'acqua utilizzata per gli esperimenti è colorata di rosso con un colorante alimentare (E124) con concentrazione 0.185 g/l^5 . A valle del piano è collocato un serbatoio $3.5 \times 1 \times 0.5 \text{ m}^3$ che permette la raccolta dell'acqua ad esperimento avvenuto. Un impianto di pompaggio permette di conservare l'acqua in una cisterna apposita con capacità 1.5 m^3 .

Per quanto riguarda la breccia, nel presente lavoro di tesi si considera un'apertura rettangolare che interessa l'intera altezza del paramento di valle del serbatoio (a meno degli ultimi 5 cm per ragioni strutturali, per un totale di 45cm) ed è larga 3cm. Questa forma non è evidentemente compatibile con alcun modello di collasso parziale di sbarramenti in terra ma è stata scelta al fine di testare la tecnica di misura nelle condizioni più gravose possibili, cioè con portate minime e conseguentemente con livelli idrici a valle molto bassi (intorno ai 3 mm in media). In futuro la forma della breccia sarà realizzata coerentemente con la massima breccia stimata con il modello di Froehlich, (2008) in analogia a quanto fatto nel modello numerico descritto al par. 3.2 (come peraltro già testato in una versione precedente ed embrionale del modello attuale, si veda Cordero et al., 2018).

L'esperimento ha inizio con il sollevamento istantaneo di una paratoia collegata a un contrappeso mediante un sistema di carrucole (Larocque et al., 2013; Lobovský et al., 2014; Stansby et al., 1998): il peso è un'asta metallica ($5 \times 5 \times 50 \text{ cm}^3$) di 10 kg libera di cadere da un'altezza di circa 3m all'interno di una

⁵ In aggiunta all'E124 è presente anche una frazione di rosso coccinilia con concentrazione 0.016 g/l .

colonna metallica chiusa sul cui fondo è presente uno strato di sabbia di circa 50 cm che agisce come smorzatore.

A seguito dell'apertura della breccia l'acqua si spande sul piano a valle e viene fotografata da 2 telecamere poste sul portale di monte (par. 3.3.3). L'obiettivo è misurare, oltre alla velocità di propagazione del fronte e all'estensione dell'area allagata, l'altezza d'acqua in ogni punto del piano correlando la profondità con l'intensità di colore registrata dalle immagini (par. 3.4.2).

Il modello è stato realizzato rispettando le similitudini geometrica e meccanica rispetto alle caratteristiche medie dei piccoli invasi delle province di Torino e Cuneo (par. 3.1). Come è noto, mentre la geometria del modello può essere facilmente scalata, la similitudine meccanica è garantita solo se vengono mantenuti costanti alcuni raggruppamenti fondamentali che, per le applicazioni idrauliche, sono il numero di Reynolds e il numero di Froude (teorema di Buckingham). Si dimostra che non è possibile conservare entrambi i raggruppamenti, pertanto i modelli possono essere realizzati o a $Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot d}} = cost$ o a $Re = \frac{\rho \cdot u \cdot d}{\mu} = cost$ (con ρ densità dell'acqua pari a 0.998 g/cm^3 a 20° , μ viscosità dinamica dell'acqua pari a $8.94 \times 10^{-4} \text{ Ns/m}^2$ a 20° , g accelerazione di gravità pari a 9.81 m/s^2 , u velocità rappresentativa e d dimensione caratteristica). In questo caso si tratta di un modello a Froude costante poiché per il fenomeno studiato sono predominanti le trasformazioni da energia potenziale a energia cinetica rispetto agli effetti viscosi. Detta λ_g la scala geometrica, le scale di tempo, velocità, portata, numero di Reynolds e coefficiente di Strickler sono rispettivamente $\lambda_g^{1/2}$ per le prime due, $\lambda_g^{5/2}$, $\lambda_g^{3/2}$ e $\lambda_g^{-1/6}$ per le restanti tre. Considerando $\lambda_g=1/30$ e una profondità iniziale di 30cm all'interno dell'invaso, il 90% degli invasi del set 2 (par. 3.1) è rappresentabile dal set-up.

Assumendo come velocità rappresentativa del fenomeno la velocità media di propagazione del fronte (circa 1.3 m/s) e come grandezza caratteristica l'altezza d'acqua media sul piano (circa 0.003m), si ottiene $Re=4484$ e $Fr=7.7$: si tratta di un fenomeno turbolento in regime supercritico. Date le profondità limitate ci si chiede se sia possibile che le tensioni superficiali abbiano un effetto significativo sul fenomeno riprodotto nel modello: il numero di Weber, che mette in relazione forze d'inerzia e tensione superficiale, stimato utilizzando gli stessi valori delle grandezze di riferimento sopra elencate è $We = \frac{\rho \cdot u^2 \cdot d}{\gamma} = 73$ con γ tensione superficiale pari a 0.073 N/m per acqua a contatto con aria a 20° . Con questi valori non è possibile escludere che le tensioni superficiali non abbiano effetto sull'aerazione del flusso, tuttavia tale fenomeno avviene principalmente in corrispondenza della breccia dove, considerando anche la stessa velocità media, si ha $We=7287$. Si esclude che l'effetto della tensione superficiale possa modificare la forma del fronte d'onda (a meno delle instabilità a "finger" che si osservano in alcuni fotogrammi e che vengono assorbiti dal fronte all'evolvere del fenomeno) soprattutto considerando la forma della breccia secondo Froehlich (2008), si ritiene pertanto che questi effetti non abbiano un impatto significativo sulla validità del modello anche alla luce dell'ipotesi cautelativa di apertura istantanea nella breccia. Ulteriori approfondimenti sugli effetti di scala potranno essere considerati in futuro, con

la forma della breccia utilizzata in questa tesi, la valenza principale degli esperimenti a fondo liscio è lo studio della tecnica di misura della profondità proposta.

Nel seguito si descrivono nel dettaglio le caratteristiche principali del modello e delle strumentazioni di misura.

3.3.1 Caratteristiche del fondo

Il piano è rivestito da una copertura per pavimenti in cloruro di polivinile per applicazione in interni (Exclusive E260 Vinyl Collection 2014 di Tarkett) dello spessore di 2.6 mm (di cui 0.25 mm di strato superficiale impermeabile). Si tratta di una superficie continua (taglio 4 m x 5 m) che garantisce la tenuta idraulica del piano e annulla le piccole imperfezioni locali che il supporto in legno potrebbe avere.

La scheda tecnica del materiale fornisce dati quali la resistenza all'abrasione ($\leq 2 \text{ mm}^3$ in riferimento alla norma EN660-2), la resistenza alla deformazione per carico localizzato ($\leq 0.35 \text{ mm}$ in riferimento alla norma EN ISO 24343-1) e la resistenza allo scivolamento secondo le norme EN 13893 (coefficiente di attrito $\mu \geq 0.30$) e DIN 51130 (classe R10⁶ su una scala da R9 a R13). In particolare questi ultimi 2 valori possono dare una prima indicazione per una valutazione sommaria del coefficiente di scabrezza del materiale ma una conversione diretta non è nota.

Con lo scopo di quantificare la scabrezza del fondo a fini idraulici sono state eseguite delle prove con rugosimetro su 3 campioni di materiale.

Lo strumento, messo a disposizione dall'IIT, è un rugosimetro per contatto RTP80. Il tastatore utilizzato è di tipo senza piattino; sono stati impostati la lunghezza di cutoff λ_c pari a 0.8 mm e N_c (numero di cutoff) pari 5: si tratta rispettivamente della lunghezza campione e del numero di campioni lungo un singolo segmento di prova, i valori forniti dallo strumento sono la media di quelli registrati nei diversi N_c .

⁶ Il metodo di prova per il calcolo di R è il seguente: la superficie di cui bisogna determinare le proprietà antiscivolo viene cosparsa d'olio, su questo piano si dispone un operatore ed il piano viene inclinato sino a provocare lo scivolamento dell'operatore stesso. In base all'angolo di inclinazione in cui la persona perde attrito si determina il coefficiente di classificazione R. Nel nostro caso, R10 corrisponde ad un angolo compreso tra 10° e 19°.



Figura 28: rugosimetro utilizzato per la misura della rugosità superficiale lineare, sul piano di misura sono presenti i 3 provini utilizzati. In basso il risultato (profilo della superficie lungo un segmento) di una delle prove eseguite.

Le grandezze fondamentali rilevate dallo strumento sono indicate in Figura 29, lo strumento, i provini utilizzati e un esempio del profilo lungo λ_c sono mostrati in Figura 28. I 2 provini quadrati (lato 4 cm) sono stati divisi in 4 strisce lungo entrambe le direzioni mentre il provino rettangolare ($7.5 \times 3.5 \text{ cm}^2$) è stato suddiviso in 3 strisce parallele al lato lungo e 6 strisce parallele al lato corto. È stata eseguita una misura per ciascuna striscia e sono stati registrati i valori di Ra e Rz (Tabella 5), rispettivamente media aritmetica delle ordinate del profilo rispetto alla sua linea media e massima altezza del profilo, cioè massima distanza tra il picco più alto e la valle più profonda (standard ISO 4287:1997).

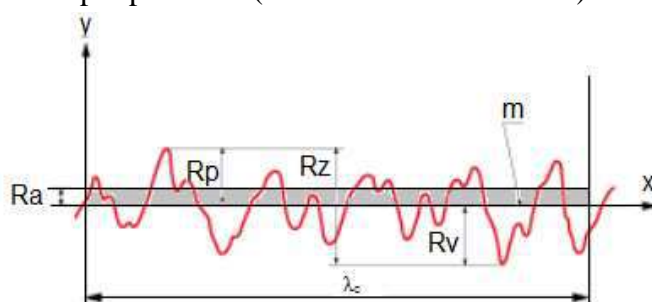


Figura 29: in rosso l'ipotetico profilo superficiale rilevato lungo un segmento e alcune grandezze fondamentali: linea media del profilo (m), media aritmetica del profilo (Ra), massima altezza dei picchi (Rp), massima profondità delle valli (Rv) e massima altezza del profilo (Rz).

Le stesse grandezze definite per il caso lineare possono essere definite anche per il caso bidimensionale, si hanno quindi Sa e Sz invece di Ra e Rz. In particolare Sa è la media delle quote positive e negative della superficie sull'area di interesse e Sz è la somma del picco più alto e della massima profondità delle valli all'interno dell'area di interesse (A):

$$S_a = \frac{1}{A} \iint |Z(x, y)| dx dy \quad 3.3-1$$

$$\begin{aligned} S_z &= S_p + S_v \\ &= \max(Z(x, y)) \\ &\quad + |\min(Z(x, y))| \end{aligned} \quad 3.3-2$$

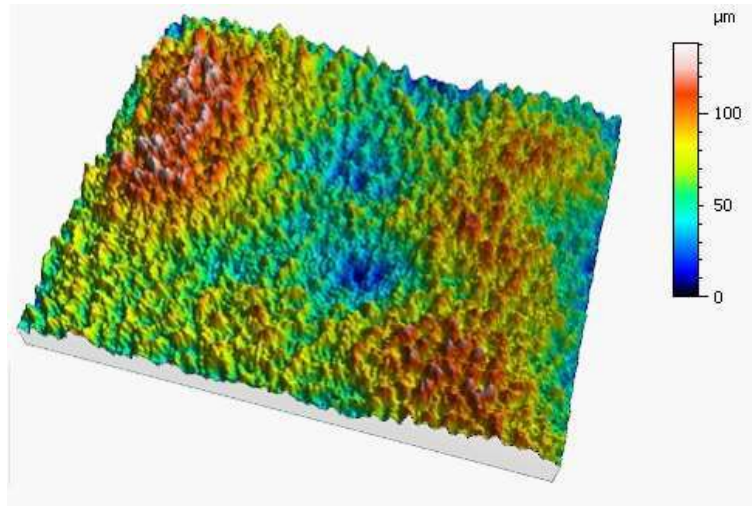


Figura 30: scansione tridimensionale di una porzione di uno dei provini vista con il software Mountains Map.

L'analisi delle scansioni 3D, eseguite dal personale del DIGEP de Politecnico di Torino, è stata condotta con i software MountainsMap e SPIP ed ha portato ai risultati elencati in Tabella 5. Si osserva che i valori ottenuti dall'analisi tridimensionale sono maggiori rispetto a quelli ottenuti dal rugosimetro. Nel seguito, vista la sensibilità dei risultati del rugosimetro alla scelta dei parametri di cutoff, si considerano i valori ottenuti dalle scansioni 3D (S_a).

Tabella 5: valori di R_a , R_z e S_a , S_z ottenuti per i 3 provini rispettivamente con rugosimetro RTP80 e scansione superficiale 3D della superficie.

Provino	$R_a(\mu m)$	$R_z(\mu m)$	$S_a(\mu m)$	$S_z(\mu m)$
rettangolare	3.6	14.7	15.4	66.5
quadrato	5.7	22.1	13.6	66.5
quadrato	5.0	20.7	14.9	66.1

Seguendo le relazioni proposte da Chow (1959), il coefficiente di Manning può essere stimato a partire dall'altezza di scabrezza con la seguente relazione:

$$n = \phi \left(\frac{R}{k} \right)^{\frac{1}{6}}, \quad 3.3-3$$

$$\text{con } \phi\left(\frac{R}{k}\right) = \frac{\left(\frac{R}{k}\right)^{\frac{1}{6}}}{21.9 \log\left(12.2 \left(\frac{R}{k}\right)\right)} \quad 3.3-4$$

Dove k è l'altezza di scabrezza, R il raggio idraulico e le unità di misura sono nel sistema imperiale britannico SIB (piedi). L'andamento della funzione $\phi\left(\frac{R}{k}\right)$ è riportato in Figura 31 in cui si evidenzia anche il valore medio assunto secondo le osservazioni fatte da Strickler in Svizzera ($\phi\left(\frac{R}{k}\right) = 0.0342$).

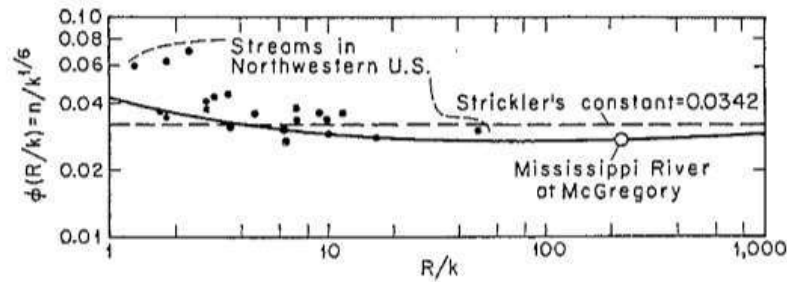


Figura 31: andamento della funzione riportata nell'eq.3.3-4. Immagine tratta da Chow (1959).

Considerando $R=0.003\text{m}$ e k pari alla media dei valori di S_a riportati in Tabella 5 ($k=14.63\mu\text{m}$) si ottiene $\phi\left(\frac{R}{k}\right) = 0.0327$ e, con le opportune conversioni $n=0.009\text{ m}^{-1/3}\text{s}$, che in scala reale varia tra $0.016\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $0.015\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ a seconda che si consideri per il modello una scala geometrica $\lambda=1/30$ o $1/20$.

Il fondo può essere quindi considerato liscio come ipotizzato.

3.3.2 Illuminazione

L'obiettivo del lavoro è la misura dell'altezza d'acqua in ogni punto dell'onda di dam-break legando tale profondità all'intensità di colore vista dalla videocamera.

Gli aspetti chiave da risolvere dal punto di vista dell'illuminazione sono due:

- Il fenomeno della propagazione dell'onda di dam-break è un fenomeno rapido pertanto la macchina fotografica deve acquisire fotogrammi ad elevata frequenza e per far ciò occorre limitare il tempo di esposizione. Minore è il tempo di esposizione maggiore deve essere luminoso il soggetto altrimenti si otterranno foto buie e non utilizzabili (l'aumento dell'ISO non è perseguibile poiché comporta un aumento del rumore dell'immagine).
- La luce non può essere orientata direttamente sulla superficie di misura poiché, al passaggio dell'onda, questo creerebbe dei riflessi locali che nell'immagine si traducono in zone sature (pixel bianchi) in cui si perderebbe totalmente l'informazione sulla profondità.

Per soddisfare entrambi i requisiti è stata realizzata una sorta di “gabbia di luce”, si tratta di un concetto mutuato dalla fotografia in cui, nella versione più semplice, il soggetto viene inserito in una scatola con pareti bianche di materiale

diffusivo al cui esterno sono poste le sorgenti luminose. La foto viene scattata da un'apertura frontale senza interferire con le luci stesse. Questa tecnica permette di illuminare il soggetto perfettamente da tutte le direzioni evitando la luce diretta e la formazione di ombre indesiderate. Tutto il set-up (piano di misura, gabbia di luce, serbatoi di monte di valle) è collocato in una camera oscura appositamente realizzata per evitare l'interferenza della luce ambientali e per limitare le variazioni di temperatura (è presente un sistema di condizionamento che mantiene la temperatura al di sotto dei 25°C) soprattutto nel periodo estivo e nella zona superiore della camera in cui sono collocate le fotocamere.



Figura 32: esempi di light-box tratti dal web (destra) e vista dell'interno della gabbia di luce realizzata intorno al piano di misura (sinistra), si vedono le due file di fari e la paratoia.

Intorno al piano sono state realizzate delle pareti bianche con tessuto ignifugo bianco opaco blackout (la luce non penetra il tessuto e non si ha dispersione all'esterno attraverso le pareti). A 2 m dal piano sono stati realizzati 2 pannelli orizzontali larghi 1 m ciascuno che coprono tutta la lunghezza del piano stesso; non è stata realizzata una copertura continua per poter permettere l'accesso ottico alle telecamere fissate sul portale di monte e poste a 3 m di altezza lungo l'asse longitudinale della superficie di misura.

La luce proviene da 20 fari led (modello M12 - D01 della Hangzhou Moonlight Box Technology Co., Ltd.) allineati lungo le pareti laterali e posti a 1.50 m dal piano di misura orientati verso l'alto con un angolo di 5° per evitare l'illuminazione diretta del piano. Da scheda tecnica il faretto consuma 60 W, è alimentato a 1200 mA, l'angolo di apertura del fascio luminoso è di 90° e l'intensità luminosa massima è pari a 8400 ± 300 lumen, la temperatura di colore è 3000 K. Nell'ambito di una tesi di laurea magistrale (Guerra, 2018) è stata eseguita un'analisi dell'effettiva luminosità del faretto utilizzando uno spettrometro (Spectromaster C-700).

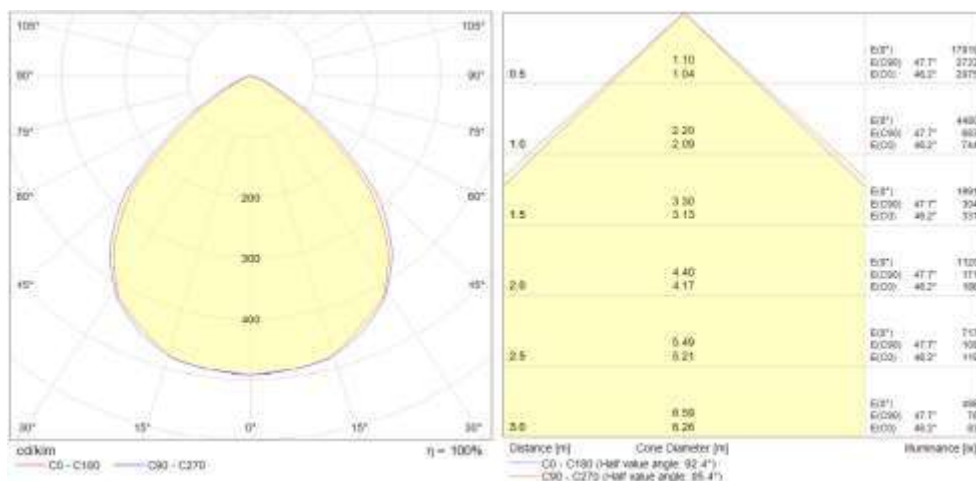


Figura 33: curva fotometrica (a sinistra) e diagramma a cono (a destra) nei due piani principali stimati a partire dalla misura con spettrometro riferita ad un faretto isolato in una camera buia con pareti nere.

La massima intensità luminosa ottenuta è di 9100 lumen⁷ imputabile a una leggera sovralimentazione dei faretti legata al tipo di trasformatore provvisto dal fornitore. Con lo stesso strumento si è ottenuta anche la curva di fotometrica del faretto (Figura 33) utilizzata per lo studio della distribuzione della luce sul piano mediante il software Dialux. In Figura 34 si riporta un confronto della distribuzione della luce ottenuta con il software e quella misurata sul piano in 45 punti a intervalli di 0.50 m in direzione longitudinale e 0.75 m in direzione trasversale. La massima intensità ottenuta nel primo caso è 10700 lux, mentre nel secondo caso è 10500 lux e la si ottiene al centro del piano a circa 1.5 m a valle del serbatoio. Le differenze maggiori si registrano nei 2 angoli di valle che sono i punti più bui del piano data la disposizione non simmetrica dei faretti in senso longitudinale, vale 1600 lux. Le differenze tra i risultati del software e i dati misurati sono imputabili principalmente alla difficoltà di stimare l'indice di rifrazioni delle superfici da inserire nel modello numerico oltre che alle imperfezioni quali p.es. pieghe o presenza di inserti in altri materiali presenti nella realtà e difficilmente modellabili.

⁷ Per completezza si richiamano alcuni concetti base dell'illuminotecnica inerenti alle unità di misura: l'illuminamento viene misurato in lux (lx) mentre il flusso luminoso viene misurato in lumen, un lux corrisponde a $\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ m}^2}$, cioè l'illuminamento è il flusso luminoso per unità di superficie. Per fare un esempio classico, un flusso di 1000 lumen, concentrato su una superficie di 1 m², illumina quel metro quadrato per 1000 lux, ma gli stessi 1000 lumen, distribuiti su una superficie di 10 m², producono un'illuminazione di soli 100 lux. L'illuminamento misurato in lux si riferisce, quindi, all'oggetto illuminato e non alla sorgente. Nel nostro caso si riferisce al piano e non ai faretti. Un'altra definizione è $lx = \frac{cd \cdot sr}{m^2}$, dove cd indica candela e sr steradiani. La candela è l'intensità luminosa in una data direzione di una sorgente che emette radiazione monocromatica alla frequenza di 540×10^{12} Hz (540 nm corrispondono alla lunghezza d'onda a cui l'occhio umano ha la massima sensibilità) con intensità radiante in quella direzione di valore pari a 1/683 watt in uno steradiano. Il flusso totale in tutte le direzioni si ottiene moltiplicando per 4π (gli steradiani di una sfera).

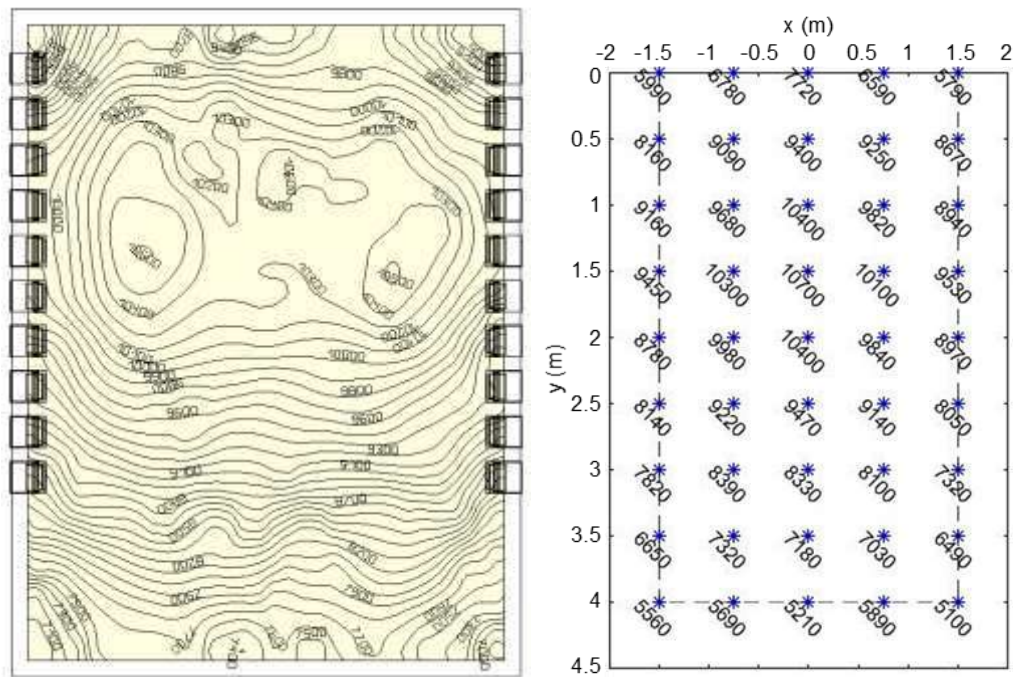


Figura 34: curve isolux ottenute dal software Dialux (a sinistra) e valori misurati sul piano del modello sperimentale con lo spettrometro (a destra).

Per avere un'idea di cosa significhi che l'illuminazione media sull'area di misura sia circa 9000 lx si pensi che in un ufficio luminoso ci sono tra i 400 lx e i 500 lx, sotto i riflettori degli studi televisivi si hanno circa 1000lx e infine la luce del sole varia mediamente tra i 32000 lx e i 100000 lx.

3.3.3 Strumenti di misura

L'evoluzione dell'onda sul piano viene registrata da 2 videocamere con diverse caratteristiche (Andor Zyla e Nikon D810) fissate sul portale di monte a 3m dal piano di misura. Sul serbatoio di monte sono posizionati 12 misuratori acustici per monitorare l'abbassamento della superficie libera ed avere una misura del volume d'acqua defluito dalla breccia al generico istante t .

In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche tecniche dei suddetti strumenti.

Videocamere

La videocamera principale a cui si fa riferimento per le misure di profondità e di evoluzione del fronte è Andor Zyla 5.5. Si tratta di una fotocamera professionale utilizzata principalmente in biologia. Il sensore è di tipo sCMOS (Front Illuminated Scientific CMOS) monocromatico da 2560x2160 pixel (5.5 Megapixel) di dimensioni 16.6 mm x 14 mm (diagonale 21.8 mm). La particolarità di questa fotocamera è la possibilità di acquisire immagini sia in modalità "Global Shutter" che in modalità "Rolling Shutter", ciò è possibile grazie all'architettura 5T (5 transistor) dei pixel del sensore.

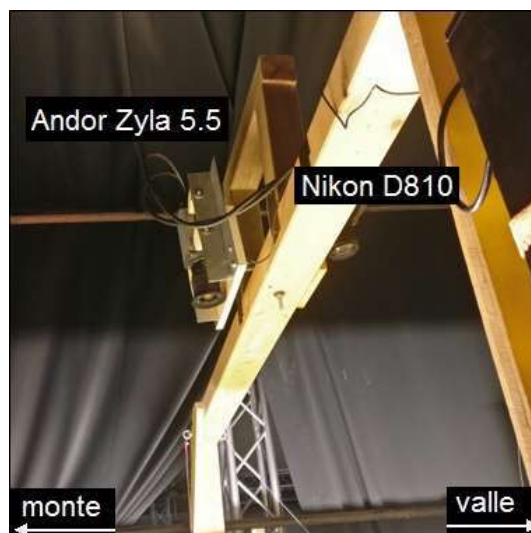


Figura 35: parte sommitale del portale di monte con il posizionamento delle due telecamere Andor Zyla 5.5 (a monte) e Nikon D810 (a valle).

In generale un sensore fotografico è una matrice di fotodiodi (pixels) fissata su un supporto in silicio. I fotodiodi sono sensori in grado di trasformare un segnale luminoso in uno elettrico, cioè di convertire il numero di fotoni che li colpisce durante il tempo di esposizione in elettroni. I sensori attualmente in commercio si suddividono in 2 categorie: CCD e CMOS. Nei primi tale conversione avviene all'esterno del sensore con un chip dedicato unico per tutti i fotodiodi. Nei sensori CMOS, invece, la conversione da luce a segnale digitale avviene direttamente all'interno del sensore e ogni fotodiodo ha il proprio amplificatore e il proprio convertitore analogico/digitale. Il possibile svantaggio del sensore CMOS rispetto al sensore CCD è la possibile percezione di un rumore maggiore dovuta a possibili lievi differenze tra i singoli convertitori, tuttavia questa tecnologia permette una maggiore velocità di acquisizione. Il fatto che il sensore utilizzato sia monocromatico non deve indurre a pensare che si tratti di un elemento penalizzante, infatti tutti i sensori sono in grado di riprodurre solo un'immagine in scala di grigi, il colore viene ricostruito sovrapponendo alla matrice di fotodiodi una matrice di filtri colorati RGB (red green blue) disposti secondo lo schema di Bayer ovvero, in un quadrato 2x2 ci sono 2 pixel (filtri) verdi, uno blu e uno rosso disposti sulle due diagonali. Questa disposizione mira a riprodurre la sensibilità dell'occhio umano che è appunto maggiore nel campo del verde (intorno ai 500-540 nm). Il singolo filtro elimina le componenti di colori differenti da quella del filtro stesso e ciò permette al fotodiodo di ricevere una quantità di luce direttamente proporzionale al colore considerato (rosso o verde o blu). È necessario successivamente un processo di demosaicing cioè vengono analizzati i singoli gruppi di 4 pixel e se ne combinano i valori al fine di ottenere il colore percepito dall'occhio umano.

Per quanto riguarda le modalità di acquisizione si può considerare la modalità "Global" analoga all'esposizione istantanea disponibile nei sensori CCD, cioè, usando la modalità globale, tutti i pixel del sensore sono esposti alla luce simultaneamente. Le fasi operative si possono riassumere in quattro passaggi: 1) prima che inizi l'esposizione, tutti i pixel del sensore vengono portati nella modalità

“keep clean”, 2) all’inizio dell’esposizione tutti i pixel acquisiscono simultaneamente fino alla chiusura dell’otturatore, 3) alla fine dell’esposizione, ogni pixel trasferisce la carica simultaneamente al suo nodo di lettura, 4) infine si procede all’eliminazione del rumore dovuto alla fase di azzeramento in riferimento a un’ulteriore lettura di background.

Nella modalità “Rolling” (la modalità più comune per le fotocamere), invece, le righe di pixel adiacenti sono esposte in tempi leggermente diversi a partire dalle 2 righe centrali del sensore. Per Zyla 5.5, alla massima velocità di lettura, questo significa che la riga nella parte superiore o inferiore di ogni metà del sensore inizia e termina la sua esposizione circa 10 ms dopo le righe al centro del sensore (il ritardo tra 2 file di pixel successive è circa 10 μ s). Tale ritardo causa distorsioni non trascurabili se si sta fotografando un fenomeno rapido (Figura 36). I vantaggi di questa modalità sono la possibilità di ottenere un minor rumore di lettura e una maggiore velocità di acquisizione (frame rate massimo). In modalità “Global” il frame rate massimo viene dimezzato a causa dell’ulteriore processo di rimozione dell’errore di azzeramento: si scende da 100 fps a 49 fps massimi.

Gli esperimenti sono stati tutti documentati in modalità “Global Shutter” per evitare la distorsione dell’immagine (non eliminabile a posteriori) dovuta al ritardo di acquisizione tra i diversi pixel presente in modalità “Rolling Shutter”.

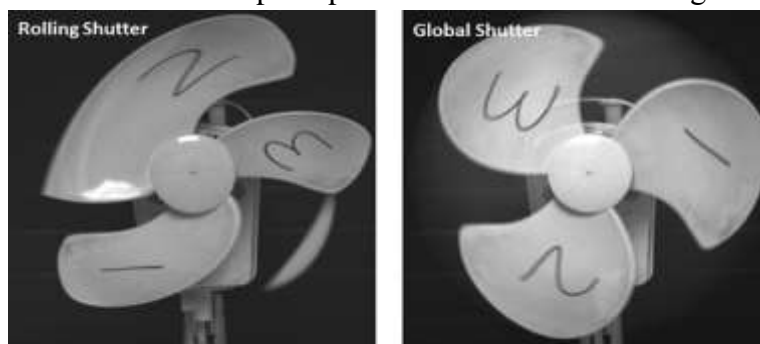


Figura 36: effetto dell'utilizzo della modalità di acquisizione immagini "Rolling Shutter" e "Global Shutter" della fotocamera Andor Zyla 5.5 (immagine tratta dalla scheda tecnica della fotocamera).

L’obiettivo montato su Zyla è di tipo Sigma 18-35 f/3.5-4.5. Utilizzando la minima lunghezza focale è possibile ridurre al minimo la distorsione dell’immagine (che comunque verrà corretta a posteriori) e massimizzare l’area inquadrata. Lo svantaggio è che quest’obiettivo non consente la regolazione in remoto dell’apertura del diaframma e dello zoom che devono essere impostati meccanicamente.

Le impostazioni utilizzate per questa campagna di esperimenti prevedono, oltre alla modalità “Global Shutter”, un tempo di esposizione di 0.004 s, cioè il minimo utilizzabile per avere una buona resa con l’illuminazione presente sul piano di misura. Sebbene il tempo di esposizione sia molto limitato il frame rate massimo raggiungibile è 41.388 fps, cioè a causa dei tempi interni descritti in precedenza. L’intervallo dinamico è 16bit “low noise & high well capacity”(0-65536) e il readout rate, cioè l’inverso del tempo necessario per digitalizzare un singolo pixel è 560MHz (fastest readout).

La seconda videocamera è una Nikon DSLR D810 con obiettivo AF-S NIKKOR 24-120 mm f/4 G ED VR utilizzata sia in modalità “raffica” che in modalità video a seconda della finalità degli esperimenti. I video sono registrati a 60 fps a 1080 p (risoluzione 1920x1080) con intervallo dinamico 8 bit (0-256) sui tre canali RGB. Questa modalità è stata utilizzata per lo studio delle velocità superficiali. La raffica è invece stata utilizzata come visualizzazione di supporto alle immagini in scala di grigi della fotocamera Andor Zyla 5.5; si arriva a un massimo di 59 fotogrammi con tempo di esposizione 1/800s e risoluzione 7360x4912 pixel in 12 bit. L’ISO è fissata a 100 e il bilanciamento del bianco è impostato per la temperatura di 3000 K.

Calibrazione delle videocamere

Nel generico fotogramma acquisito dalla singola fotocamera il piano di misura ha dimensioni espresse in pixel e non ha alcun collegamento apparente con il sistema di riferimento originale in cui è stato pensato nel mondo reale. Per poter utilizzare le immagini come strumenti di valutazione quantitativa sia della posizione dei fronti che delle profondità occorre riportare le immagini in un sistema di riferimento noto, convertirle in coordinate metriche e correggere la distorsione dovuta alle lenti dell’obiettivo che fa sì che linee rette nella realtà siano curve nell’immagine.

Ci sono diversi software per eseguire queste operazioni di base, qui è stato utilizzato il tool “Camera Calibrator” di Matlab® implementato da Bouguet (2015) sulla base dei metodi proposti da Zhang (2000) e Heikkila and Silven (1997), il primo utilizzato per passare dal sistema interno della telecamera al sistema di riferimento reale e metrico, il secondo per correggere le distorsioni. In estrema sintesi, i parametri che il tool permette di ottenere sono i parametri estrinseci ed intrinseci della fotocamera oltre ai tre coefficienti di distorsione radiale (le due distorsioni tangenziali sono nulle se le lenti sono montate correttamente e sono parallele al sensore). I parametri estrinseci sono un set di parametri geometrici che identifica univocamente la trasformazione tra il sistema di riferimento della telecamera a noi sconosciuto e il sistema di riferimento dell’oggetto a noi noto (un vettore di traslazione T e una matrice di rotazione R per un totale di 6 parametri). I parametri intrinseci sono riassunti convenzionalmente nella matrice K e hanno lo scopo di definire le caratteristiche ottiche, geometriche e digitali della telecamera, in totale sono 5: le coordinate del punto principale, cioè l’intersezione dell’asse ottico con il piano immagine, i prodotti tra la distanza focale f e i rapporti m_x e m_y in pixel/mm e il parametro s che descrive la possibile non perpendicolarità dei lati dei pixel (solitamente $s=0$).

$$T = [-1272.86 \quad -1017.35 \quad 2689.29]^T \quad 3.3-5$$

$$R$$

$$3.3-6$$

$$K = \begin{bmatrix} 2730.2 & 0 & 1319.6 \\ 0 & 2729.9 & 1080.8 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad 3.3-7$$

Noti questi parametri, è possibile dedistorcere l'immagine con la funzione “undistortimage” e riportarla poi nel sistema metrico con i coefficienti ricavati conoscendo la lunghezza focale. Per come è stata posizionata e settata la fotocamera Andor Zyla 5.5, 1 pixel \cong 1 mm, i coefficienti per passare alle coordinate metriche sono 0.9987 mm/pixel lungo y (direzione trasversale parallela alla parete di valle del serbatoio) e 0.9944 mm/pixel lungo la direzione longitudinale x. In alternativa, qualora si fosse interessati solo a una serie di punti e non a tutta l'immagine (p.es. solo i punti che definiscono il fronte), è possibile riportare solo questi in coordinate metriche e dedistorte con la funzione “undistortPoints”. Le eqq. 3.3-8 e 3.3-9 forniscono le coordinate del generico pixel dedistorte, indicando con x_n e y_n le coordinate normalizzate dell'immagine e r è la distanza rispetto al centro delle distorsioni radiali

$$x_d = (1 + k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) x_n \quad 3.3-8$$

$$y_d = (1 + k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) y_n \quad 3.3-9$$

Per utilizzare il tool di calibrazione occorre scattare alcune foto a un oggetto target, in generale un pannello piano non quadrato con un motivo a scacchiera regolare (per poter correttamente individuare gli assi è necessario che i quadrati terminali di una coppia di lati paralleli siano entrambi neri su un lato e entrambi bianchi sull'altro). Il numero minimo di foto consigliato è 20 ed è bene non superare l'angolo di 45° tra l'asse della fotocamera e il piano fotografato.

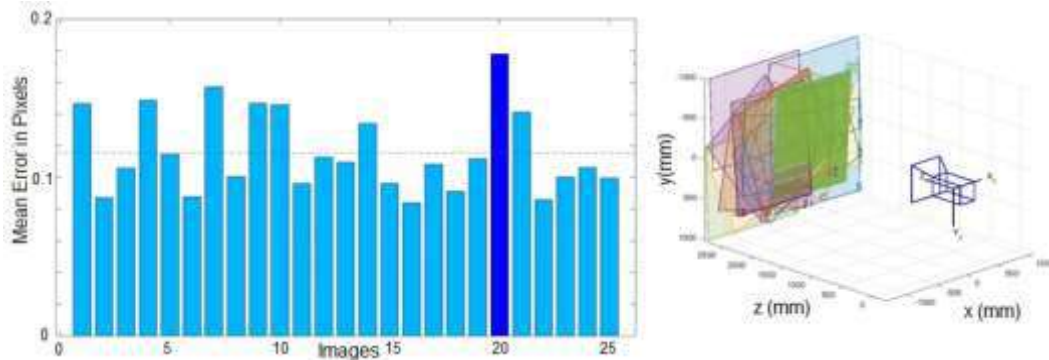


Figura 37: errore di riproiezione per le 25 immagini utilizzate nella calibrazione (a sinistra), in blu l'immagine con errore medio massimo e in linea tratteggiata l'errore medio sulle 25 immagini: 0.12 pixel. A destra la posizione della griglia di calibrazione rispetto alla fotocamera nelle diverse immagini stimata dal tool.

È possibile sia scattare foto a un oggetto fisso muovendo la fotocamera, sia mantenere fissa la fotocamera (come nel nostro caso) e spostare il pannello di calibrazione. Poiché le distorsioni sono maggiori ai bordi dell'immagine è necessario avere l'accortezza di eseguire alcune foto posizionando il pannello a scacchiera in queste zone. Sono stati realizzati 4 pannelli 1.25 m x 1.5 m con stampa diretta su Dibond® (materiale composto da uno strato in polietilene inserito tra due strati di alluminio) dello spessore di 3 mm con quadrati di lato 50 mm. I 4 pannelli copro-

no totalmente la superficie di misura e sono stati utilizzati per la valutazione dell'errore a posteriori.

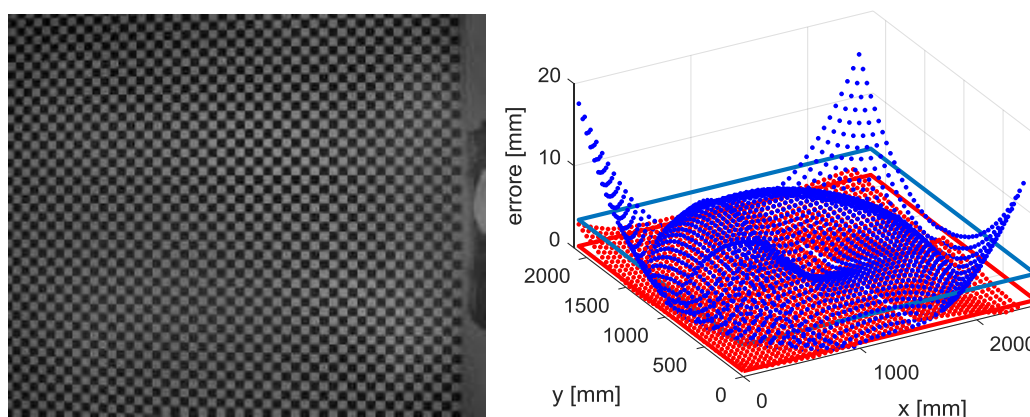


Figura 38: a sinistra i 4 pannelli con scacchiera a maglia di 50mm posizionati nella zona di misura (il serbatoio è sulla destra dell'immagine). A destra lo scostamento tra la posizione stimata dei vertici dei quadrati e la posizione reale in blu a seguito di semplice riproiezione, in rosso a seguito della dedistorsione (in linea continua i rispettivi valori medi).

Per la calibrazione sono state eseguite diverse prove sia con 1 che con 2 pannelli nonché variando il numero di foto e la dimensione sia del pannello che dei quadrati della griglia (D'Oria, 2019). È stata scelta la soluzione con il minimo scostamento massimo tra la posizione stimata dei vertici dei quadrati e la posizione reale: 1 pannello 1.25 m x 1.5 m, quadrato di lato 50 mm, 25 foto (Figura 37). A seguito della semplice riproiezione dei punti immagine nel riferimento esterno il massimo scostamento si ha negli angoli ed è 18mm, il valore medio è 3.87 mm mentre una volta dedistorta l'immagine, lo scostamento medio si riduce a 0.67 mm e il massimo a 3.32 mm (rispettivamente punti blu e rossi in Figura 38).

Misuratori di livello

Per validare i risultati ottenuti in termini di livello d'acqua stimato con la tecnica descritta al par. 3.4.2 è necessario avere un riferimento oggettivo con cui confrontarli. Ci si rifà al volume presente sul piano ad ogni istante, ottenuto misurando il volume uscito dal serbatoio.

È stato realizzato un telaio in alluminio per poter installare 12 misuratori di livello al di sopra del serbatoio (Figura 39). Si tratta di misuratori acustici a ultrasuoni Balluf M18M1-XB-07/035-s92g con campo di misura massimo da 65 mm a 600 mm dalla sonda. Di default il limite di operatività è impostato a 350 mm. La ripetibilità è $\pm 0.15\%$ del fondo scala (cioè 0.9 mm) e la risoluzione è ≤ 0.069 mm. A 350 mm dalla sonda l'area interessata dal cono di misura è una circonferenza di diametro circa 20 cm (il diametro minimo è di circa 5 cm a 65 mm dalla sonda). La trasmissione di segnale è in corrente e l'acquisizione avviene attraverso una scheda National Instruments PCI3-6353 collegata in modalità differenziale (vengono quindi occupati 24 canali). Il passaggio da corrente a differenza di potenziale avviene inserendo una resistenza per ogni sonda direttamente sui pinout della scheda di acquisizione dati. Il controllo e il salvataggio delle letture delle sonde avviene con un'interfaccia in Labview appositamente realizzata: a video si osserva il grafico delle acquisizioni e il valore istantaneo per ogni sonda sia in mV che

in cm; viene salvato un file excel con le letture organizzate in 12 colonne. Le sonde sono state tarate manualmente in 6 step, per ciascuno dei quali è stato annotato il valor registrato in voltaggio e il corrispondente livello d'acqua nel serbatoio, misurato in corrispondenza della breccia. Dalla taratura sono stati ricavati per ogni sonda intercetta e coefficiente angolare della retta voltaggio-livello, inseriti poi in



Labview.

Figura 39: posizione delle sonde sul serbatoio di monte (vista da monte). Le frecce rosse indicano le 9 sonde visibili.

Durante gli esperimenti l'acquisizione del segnale avviene a 80 Hz. Data la modesta entità del profilo di richiamo che si genera a monte della breccia, il volume uscente è stimato come prodotto tra l'area del serbatoio in pianta e l'abbassamento medio registrato delle sonde.

3.4 Esperimenti a fondo liscio

Gli esperimenti a fondo liscio considerati sono un totale di 15, rispettivamente 5 per ciascuna delle altezze d'acqua imposte nel serbatoio di monte (20 cm, 30 cm e 40 cm). Il piano di valle ha pendenza nulla ed è asciutto, la breccia ha dimensioni 45 cm x 3 cm (altezza x larghezza).

Le fasi di esecuzione dell'esperimento sono:

- Accensione e verifica del corretto funzionamento delle 2 telecamere, dei misuratori di livello a monte e del sistema di illuminazione;
- Verifica della tenuta idraulica della paratoia;
- Riempimento del serbatoio e verifica del livello tramite la misura registrata dai 12 misuratori acustici;
- Collegamento della paratoia al sistema di apertura;
- Sollevamento della paratoia e acquisizione dei dati.

Per quanto riguarda la tenuta idraulica della paratoia, viene garantita dall'accensione di 2 elettrocalamite poste ai lati della breccia. Tali calamite avvicinano la paratoia alla parete del serbatoio comprimendo una guarnizione in mousse di gomma che chiude l'apertura del serbatoio.

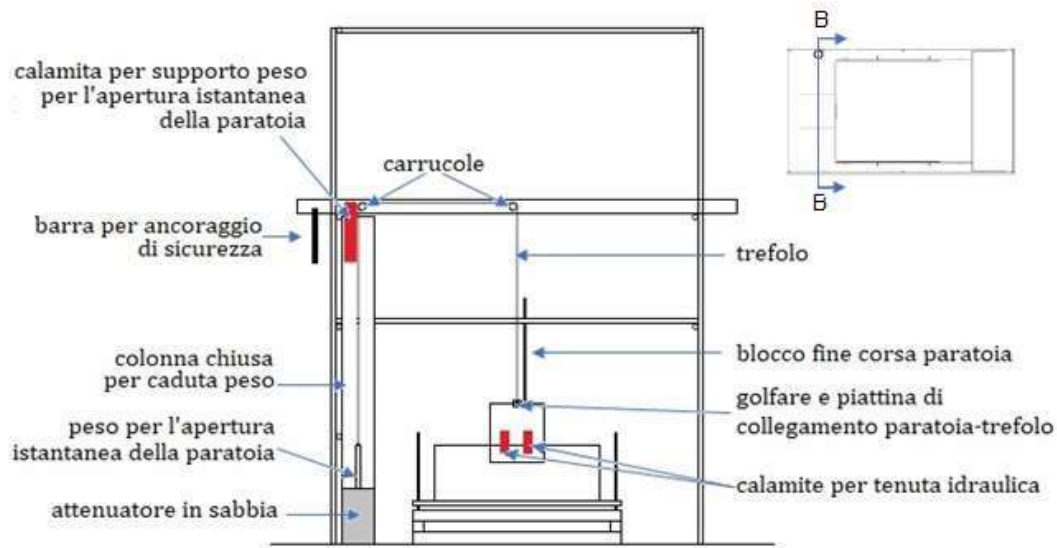


Figura 40: sezione BB (vista da monte in una sezione passante per il serbatoio di monte) - descrizione delle parti principali del meccanismo di apertura della paratoia.

Il meccanismo di apertura (Figura 40) è composto da un trefolo metallico passante su 2 carrucole che collega la paratoia ad un peso di 10 kg posto a 3 m di altezza quando la paratoia è chiusa. Il peso viene tenuto in posizione da una terza elettrocalamita fissata alla sommità della colonna di caduta. Quando l'interruttore di corrente viene aperto, le tre elettrocalamite si spengono e rilasciano simultaneamente il peso e la paratoia che per effetto della caduta del peso si solleva di 45 cm scorrendo lungo 2 guide e fermandosi al contatto con il blocco di fine corsa.

Il tempo di apertura stimato dai fotogrammi registrati a circa 41 Hz è di 4 frame ovvero di 0.097 s. Secondo Lauber e Hager (1998b) e Vischer e Hager (1997), l'apertura può essere considerata istantanea rispettivamente se

$$t_{apertura} \leq \sqrt{\frac{2 h_0}{g}} \quad 3.4-1$$

$$t_{apertura} \leq 1.25 \sqrt{\frac{h_0}{g}} \quad 3.4-2$$

In particolare il primo criterio deriva dall'assunzione che una particella d'acqua che si trovi inizialmente in quiete sul pelo libero, si comporta nei primi istanti successivi all'apertura come un corpo in caduta libera il cui movimento è governato dalla forza di gravità (eq. 3.4-3)

$$\begin{cases} v = gt \\ s = \frac{1}{2}gt^2 \end{cases} \quad 3.4-3$$

Nel nostro caso entrambi i criteri sono soddisfatti per tutte le tre altezze iniziali nel serbatoio (h_0), in particolare i tempi ottenuti secondo l'eq.3.4-2 sono 0.18 s per $h_0=20$ cm, 0.22 s per $h_0=30$ cm e 0.25s per $h_0=40$ cm.

Nei successivi paragrafi si riportano alcune considerazioni circa la ripetibilità degli esperimenti, la tecnica utilizzata per la stima della profondità d'acqua in ogni punto dell'area allagata, la vena effluente con questa configurazione di brecchia e una stima delle velocità superficiali.

3.4.1 Ripetibilità ed evoluzione del fronte

La prima operazione fatta sulle immagine ottenute dalla fotocamera Zyla e opportunamente dedistorte, è stata il riconoscimento del fronte d'onda, cioè l'estrazione delle coordinate di ogni punto che si trovi al confine dell'area allagata. Le fasi di elaborazione delle immagini sono esemplificate dalle 4 immagini presenti in Figura 41. Per prima cosa si applicano delle maschere fisse su tutte le immagini per eliminare elementi di disturbo estranei al piano di misura (porzioni dei teli che costituiscono la parete di monte e parte della parete di valle del serbatoio visibili nell'immagine a) sulla destra). Successivamente l'immagine viene normalizzata rispetto ad un frame asciutto scattato prima dell'apertura della paratoia e considerato come immagine di background ($\frac{background-immagine}{background}$). Il risultato di queste prime operazioni è mostrato nell'immagine b). Per tentativi si definisce un valore di soglia (che usualmente varia tra 0.08 e 0.11) sulla base del quale binarizzare l'immagine (pannello c)). Per uno stesso dam-break questa soglia viene variata un paio di volte all'aumentare dell'area allagata in quanto, l'immagine diventa globalmente più scura mano a mano che si procede con l'esperimento. Ottenuta l'immagine in bianco e nero, vengono applicati una serie di filtri per eliminare zone anomale che si presentano come macchie all'interno dell'onda (si utilizzano i comandi Matlab *imfill* e *bwareaopen*) ed infine, in d), si ottengono le coordinate dei punti sul confine tra zona bianca e la zona nera con la funzione *bwboundaries* del software Matlab (per un approfondimento delle diverse fasi di analisi si veda Briano, (2019)).

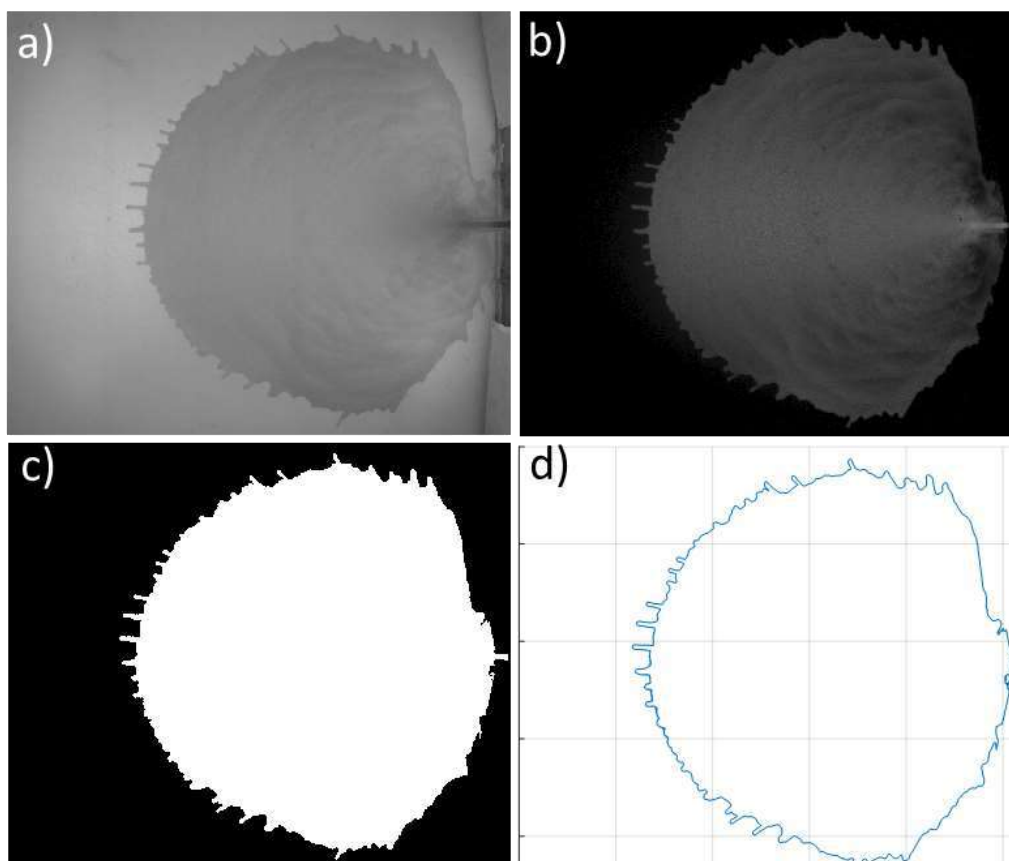


Figura 41: elaborazione delle immagini per l'estrazione del fronte d'onda. Da a) a d): immagine originale, immagine dedistorta e normalizzata, immagine binaria pulita e fronte d'onda.

Le operazioni appena descritte vengono applicate in modo automatico a tutte le immagini di tutti gli esperimenti eseguiti. In Figura 42 si mostra l'evoluzione del fronte d'onda (ottenuto come appena descritto) nel tempo per un esperimento con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m. Vengono disegnati 20 frames con un intervallo di circa 0.21 s (circa 5 frame a 41.388 fps) tra due fotogrammi successivi. Già da questa figura si possono anticipare alcuni elementi caratteristici dell'onda: la velocità di propagazione diminuisce man mano che cresce l'estensione dell'area allagata e nella direzione trasversale si riscontra una velocità circa uguale alla metà di quella in direzione longitudinale lungo l'asse della breccia.

Al fine di studiare quantitativamente l'onda e di confrontare diverse realizzazioni, si è divisa l'area di misura in 11 settori radiali aventi l'origine in corrispondenza del punto d'impatto della vena effluente (si rimanda al par. 3.4.4 per una descrizione dettagliata a proposito della vena effluente dal serbatoio). In Figura 43 è mostrata la numerazione di riferimento dei diversi settori: si parte dalla destra idraulica e si procede verso la sinistra. I settori a cui ci si riferirà maggiormente nel seguito della trattazione saranno il 6 (settore centrale), il 3 e il 9 (settori, rispettivamente in destra e sinistra idraulica, il cui asse è inclinato di 45°).

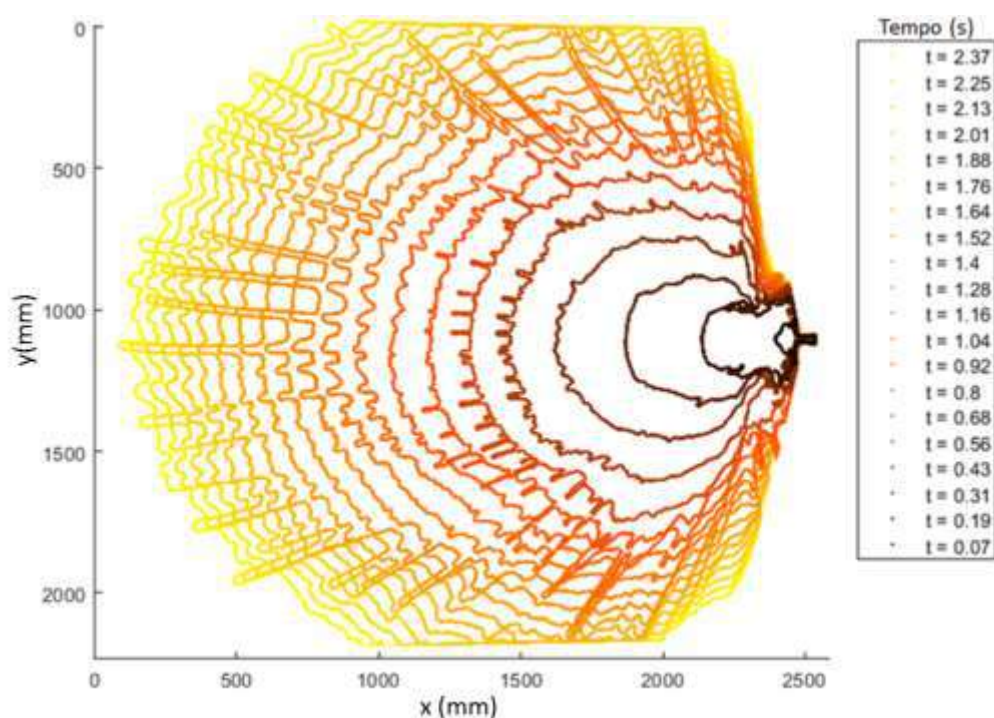


Figura 42: evoluzione temporale del fronte d'onda per un esperimento con $H_0=0.30\text{m}$ (passo costante di 5 frame, circa 0.12s).

Nell'immagine di destra, sempre in Figura 43, si riporta un esempio della metodologia di calcolo della distanza radiale del fronte. In particolare, per ciascun settore, il tratto di fronte che viene tagliato (in rosso o in blu in figura) dalle 2 semirette delimitanti il settore stesso, viene sostituito con un arco di circonferenza di raggio pari alla distanza radiale media calcolata come media delle distanze radiali dei singoli punti del tratto di fronte considerato (in verde).

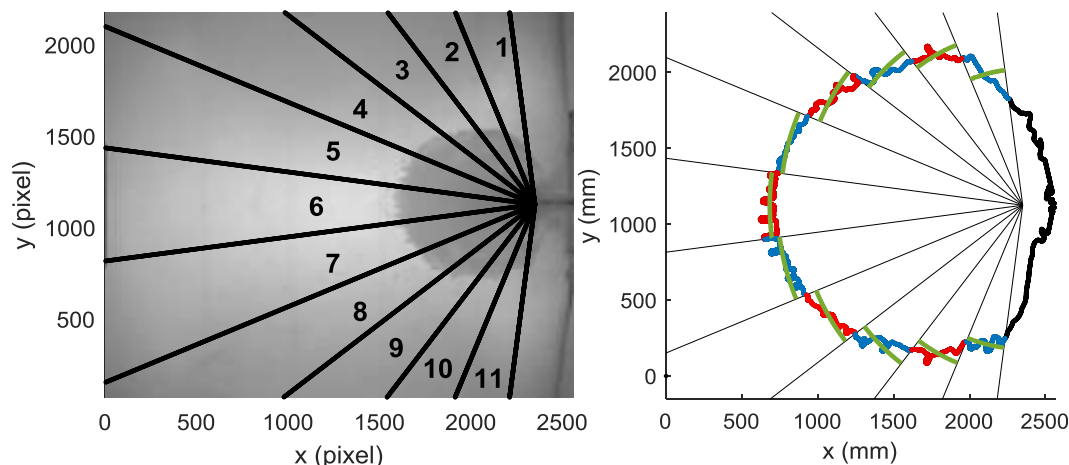


Figura 43: divisione dell'area di misura in 11 settori con centro sul punto d'impatto della vena (a sinistra) e stima delle distanze radiali medie (in verde) per un generico frame (a destra).

Tornando alla posizione dell'origine dei settori, si è detto che è stata posta in corrispondenza del punto d'impatto (in giallo in Figura 44) della vena effluente dal serbatoio, poiché empiricamente si osserva una propagazione che ricorda un andamento radiale a partire proprio da tale punto. Tuttavia questa schematizzazione porta ad avere la posizione assoluta di tale punto variabile in funzione della condizione iniziale (livello idrico nel serbatoio), pertanto lo stesso settore ricopre

zone differenti del piano in esperimenti con diversa altezza d'acqua iniziale, eccezion fatta per il settore centrale, per il quale è anche possibile trasformare la distanza radiale in distanza dalla breccia aggiungendo semplicemente la distanza breccia-origine dei settori. Quanto detto risulta evidente dalla sovrapposizione dei settori, riferiti a 3 esperimenti con diversa altezza d'acqua iniziale, che è mostrata in Figura 44 (immagine di sinistra).

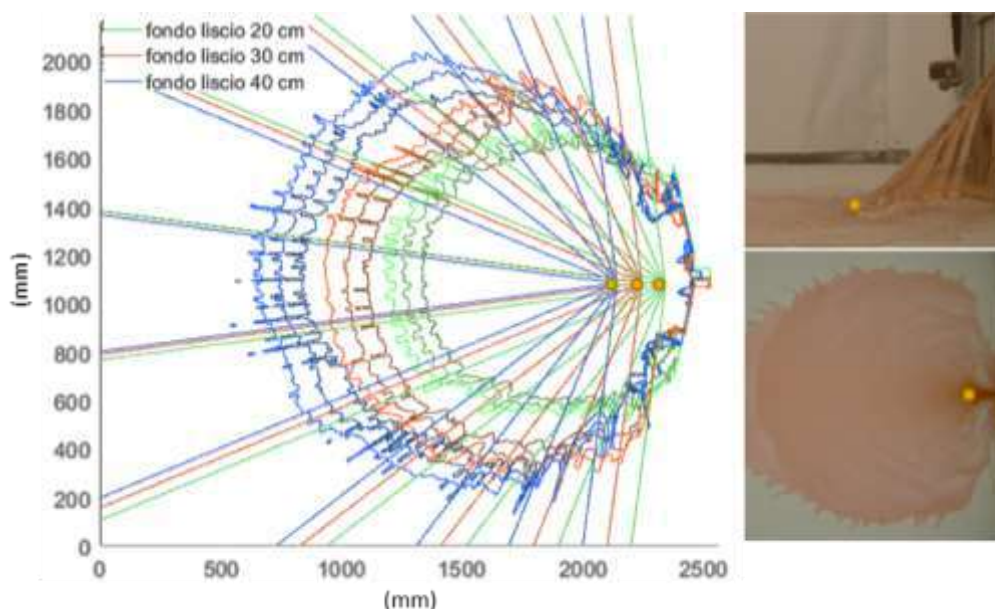


Figura 44: settori radiali e relativa origine in funzione dell'altezza d'acqua iniziale all'interno del serbatoio (a sinistra). Definizione della posizione del punto d'impatto della vena effluente, nonché origine dei settori radiali (a destra).

Sulla base di questa divisione in settori radiali è stata studiata la ripetibilità degli esperimenti. Sono state considerate le 5 prove eseguite a parità di condizione iniziale di monte e, per ciascuna immagine è stata calcolata la distanza radiale del fronte dall'origine dei settori. Questo valore è stato confrontato tra i 5 esperimenti a parità di istante, cioè a parità di tempo trascorso dall'apertura della breccia intesa come il primo frame in cui si osserva la presenza di acqua nella zona di misura. In Tabella 6 si confrontano i tempi di arrivo a una fissata distanza (distanza radiale tra l'origine dei settori e il confine della zona di misura per i settori 1 e 11, 1120 mm)

Tabella 6: tempi di arrivo a 1120mm (distanza limite dei settori 1 e 11) dall'origine dei settori radiali per le 5 prove con altezza d'acqua iniziale 0.40m.

Prova	n. settore										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Tempi di arrivo (s)										
P1	2.32	1.21	0.89	0.77	0.7	0.68	0.7	0.77	0.87	1.14	1.86
P2	2.22	1.04	0.89	0.75	0.7	0.65	0.7	0.75	0.87	1.11	1.64
P3	2.22	1.23	0.89	0.77	0.72	0.68	0.7	0.77	0.92	1.16	1.76
P4	1.81	1.21	0.89	0.75	0.7	0.65	0.7	0.75	0.82	1.14	1.55
P5	2.01	1.16	0.82	0.72	0.68	0.63	0.68	0.75	0.87	1.11	1.45
Media	2.12	1.17	0.88	0.75	0.7	0.66	0.7	0.76	0.87	1.13	1.65
Scarto	14.38	11.16	6.59	3.85	3.45	4.41	2.78	1.91	5.56	2.56	12.57

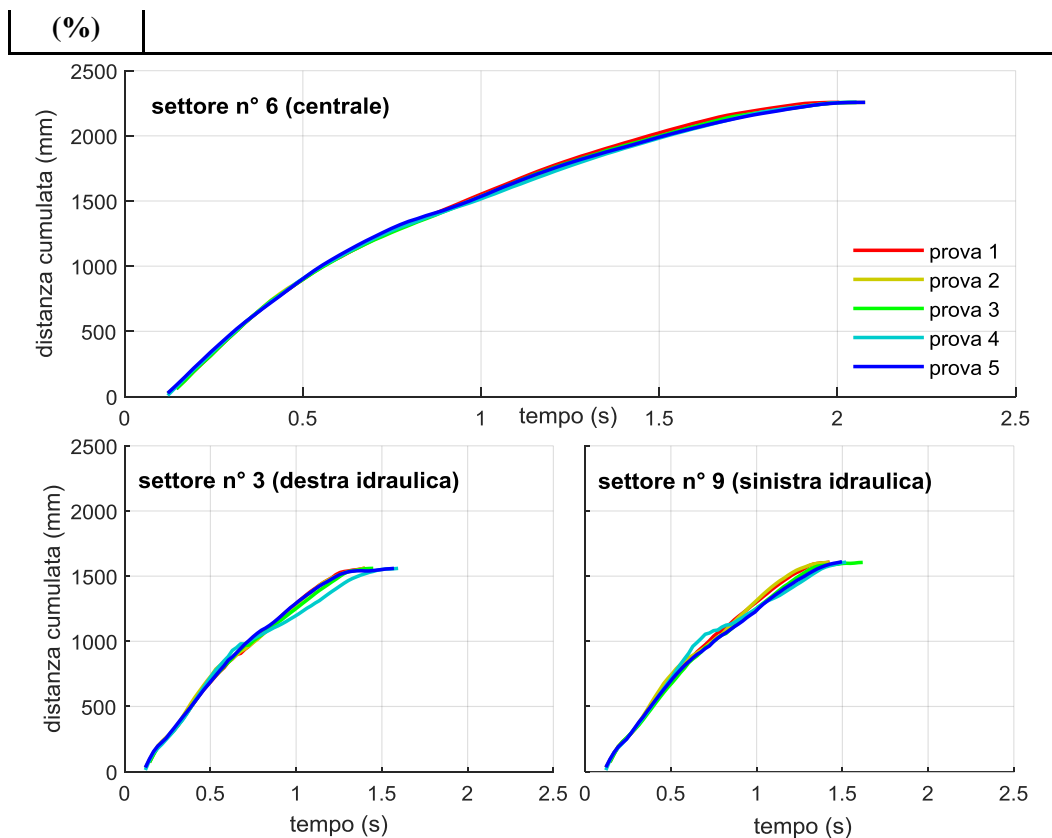


Figura 45: distanza raggiunta nel tempo dal fronte d'onda nei settori 3, 6 e 9 per i 5 esperimenti con battente iniziale nel serbatoio 0.40m.

Dalla Tabella 6 si osserva innanzitutto una buona simmetria dell'onda, fatta eccezione per i settori estremi 1 e 11 dove però l'approssimazione del fronte come un arco di circonferenza non risulta ottimale, come si può osservare in Figura 43. La ripetibilità degli esperimenti è considerata verificata: per più della metà dei settori si ha uno scarto inferiore al 5% tra le diverse realizzazioni e in generale si resta sempre al di sotto del 15%.

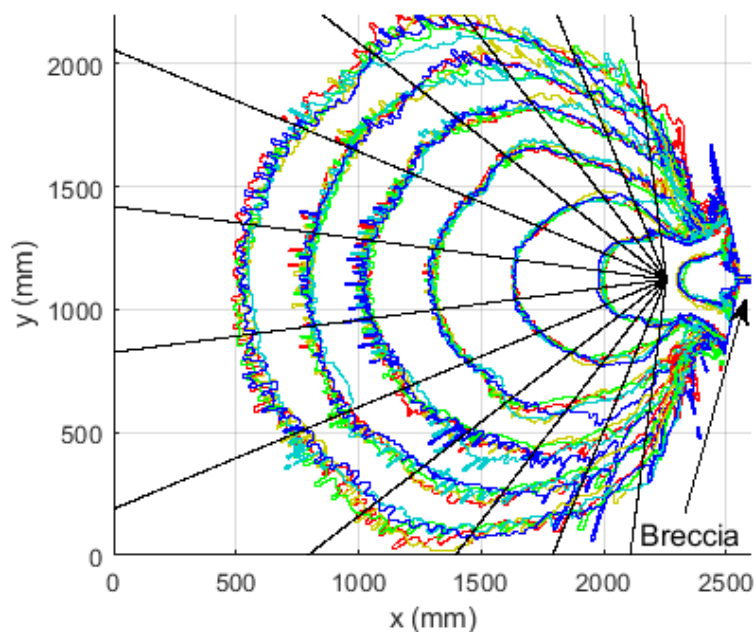


Figura 46: sovrapposizione dei fronti d'onda agli istanti $t=0.121, 0.242, 0.387, 0.556, 0.749, 0.966, 1.208$ s per i 5 esperimenti con altezza iniziale 0.40m.

Si osserva inoltre che in questo scostamento rientra anche un errore sistematico dovuto alla scelta del fotogramma iniziale. Apertura della paratoia e acquisizione delle immagini non sono infatti sincronizzate automaticamente e dunque l'apertura tra un esperimento e l'altro può essere non perfettamente coincidente. Questo errore è al massimo pari all'intervallo tra 2 fotogrammi successivi, cioè a 0.024 s.

La distanza cumulata percorsa dall'onda nei settori 6, 3 e 9 è mostrata nei grafici in Figura 45 per le 5 realizzazioni con altezza d'acqua iniziale 0.40 m a conferma delle considerazioni sopra esposte. Una valutazione qualitativa è infine possibile considerando la Figura 46 nella quale è presente la sovrapposizione dei fronti d'onda agli istanti $t=0.121, 0.242, 0.387, 0.556, 0.749, 0.966, 1.208$ s per i 5 esperimenti con altezza iniziale 0.40 m.

In Figura 47 si considerano anche gli esperimenti con altezza d'acqua iniziale 0.20 m e 0.30 m e si mostra un confronto in termini di distanza radiale percorsa nel tempo nei vari settori (essendo l'onda simmetrica vengono mostrati solo i settori in sponda destra).

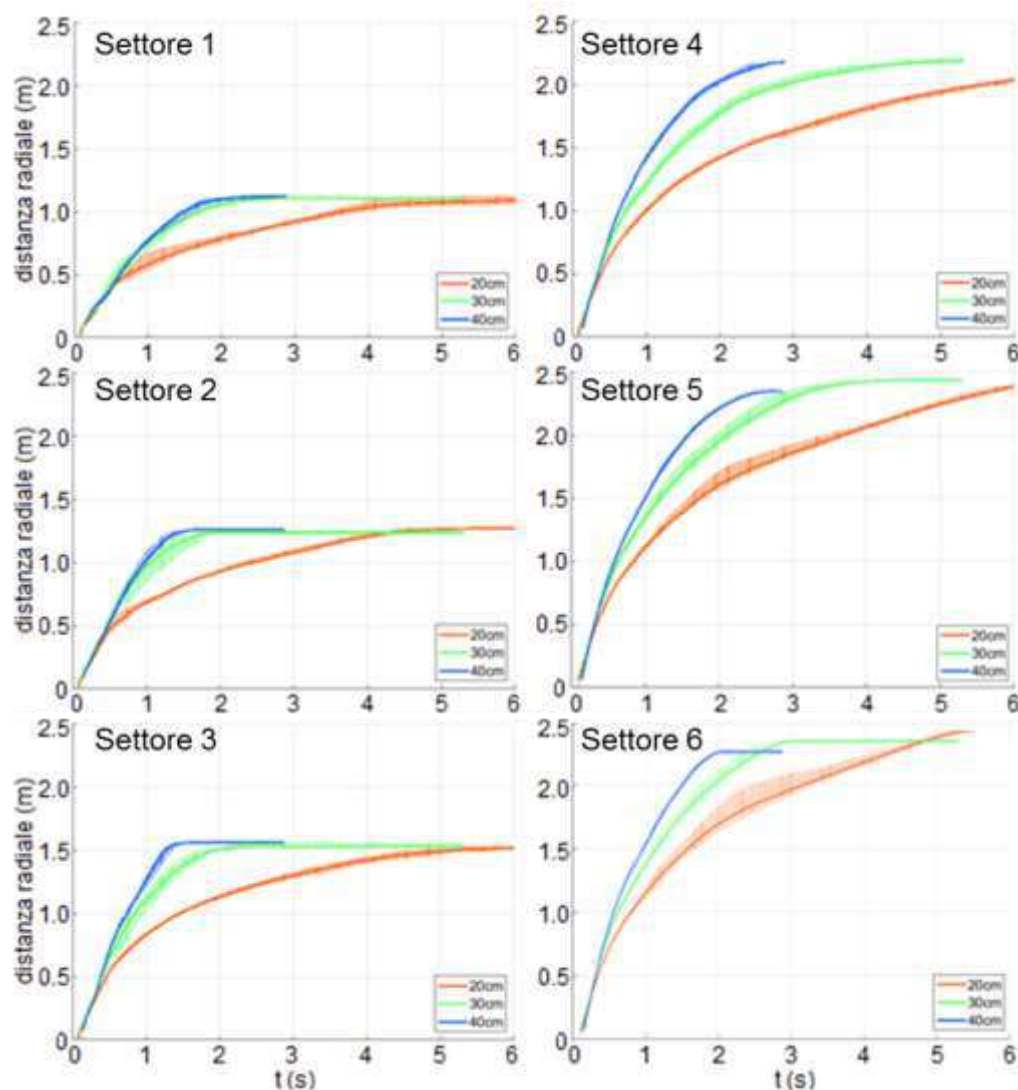


Figura 47: confronto tra le distanze cumulate percorse dall'onda per le diverse condizioni iniziali ($H_0=0.40, 0.30$ e 0.20 m). Sono indicati i valori medi e l'involuppo di tutte le prove disponibili per ciascuna categoria. Si riportano i risultati del settore centrale e dei settori in sponda destra.

Dalla Figura 47 si nota che tutte le curve raggiungono un plateau che indica l'uscita dalla zona di misura (campo d'inquadratura della fotocamera). Tale distanza è diversa da settore a settore ed è maggiore per i settori 5-7 e 4-8 che sono quelli contigui alle diagonali dell'immagine. Inoltre, tale distanza varia anche all'interno dello stesso settore al variare delle condizioni iniziali (si tratta di differenze dell'ordine dei 0.10 m). Ciò è dovuto alla diversa posizione dell'origine del fascio di cui si è discusso in precedenza (tra le due categorie estreme varia circe di 0.20m in direzione longitudinale). Congiuntamente a ciò si ricorda che le immagini utilizzate sono state dedistorte e dunque il bordo dell'immagine non è più una linea retta, bensì presenta una concavità. A parità di settore laterale, aumentando l'altezza d'acqua nel serbatoio di monte aumenta la distanza del centro dei settori dal serbatoio e l'intersezione con il bordo dell'immagine avviene in un tratto dove la curva dedistorta si allontana maggiormente dalla retta originaria. Quest'ultimo aspetto introduce una differenza massima di circa 0.03 m.

3.4.2 Misura dell'altezza d'acqua

La tecnica utilizzata per la valutazione puntuale dell'altezza d'acqua sul piano nei diversi istanti successivi all'apertura della paratoia si basa sulla relazione tra intensità di grigio registrata nel generico pixel della generica immagine (fotocamera Andor Zyla 5.5) e la profondità reale dell'acqua in quello stesso punto. Intuitivamente, tanto più è profonda tanto maggiore sarà la quantità di luce assorbita e dunque tanto più scuro sarà il tono di grigio nell'immagine.

La legge che empiricamente descrive il legame tra quantità di luce assorbita da un oggetto e la natura dell'oggetto stesso in termini di spessore e proprietà del materiale è la legge di Lambert-Beer (Beer, 1852; Lambert, 1760). Il primo enunciato di tale legge afferma che, considerando un mezzo attraversato da un raggio luminoso, l'assorbanza di tale mezzo è direttamente proporzionale al suo spessore. Tale enunciato risale al 1729 ad opera di Pierre Bouguer e venne successivamente ripreso da Lambert circa trent'anni dopo. Nel 1852 Beer aggiunse che l'assorbanza non è solo funzione dello spessore del mezzo attraversato dalla luce ma anche della concentrazione della sostanza all'interno del campione studiato.

Questa legge viene correntemente usata per misurare i valori di concentrazione di soluto in una soluzione in ambito chimico. A questo scopo il setup di prova deve essere composto da: 1) una sorgente di luce monocromatica, 2) un provino di soluzione della sostanza di cui si vuole determinare la concentrazione molare e 3) il misuratore per misurare l'intensità della luce uscente, tutti allineati lungo una stessa direzione. Con concentrazioni note si costruisce la curva di taratura concentrazione-assorbimento e, una volta nota, viene utilizzata per la misura della concentrazione incognita dato il valore di intensità luminosa assorbita. Infatti l'assorbanza A di una radiazione elettromagnetica monocromatica a lunghezza d'onda λ da parte di una soluzione è pari al prodotto tra il cammino ottico l (cm), il coefficiente di assorbimento molare ε alla lunghezza d'onda λ (l/cm·mol) e la concentrazione molare della specie c (mol/l):

$$A_{\lambda} = -\log_{10} \frac{I}{I_0} = l\varepsilon_{\lambda}c \quad 3.4-4$$

Nell'eq. 3.4-4 I_0 e I rappresentano rispettivamente l'intensità della radiazione luminosa incidente e l'intensità della radiazione luminosa trasmessa. Per chiarezza si ricorda che il rapporto I/I_0 rappresenta la trasmittanza T dell'oggetto e che tra assorbanza (A), profondità ottica (τ) e trasmittanza (T) sussiste la seguente relazione:

$$T = 10^{-A} = e^{-\tau} = \frac{I}{I_0} \quad 3.4-5$$

La 3.4-4, nell'ipotesi di luce monocromatica e assumendo sempre che la distribuzione del soluto sia uniforme lungo il cammino ottico, può essere riscritta come

$$\frac{I}{I_0} = e^{-kl} \quad 3.4-6$$

in cui k è detto coefficiente di attenuazione del mezzo ed è pari a $\varepsilon_{\lambda}c$ a meno di una costante $\ln(10)=2.3026$.

Se la luce fosse monocromatica sarebbe possibile determinare k mediante una curva di taratura ottenuta misurando l'altezza d'acqua in corrispondenza di più li-

velli e correlandola con l'intensità del generico pixel dell'immagine scattata nelle stesse condizioni aggirando il problema di un set-up non convenzionale considerando il cammino ottico come circa 2 volte la profondità h . La luce utilizzata negli esperimenti non è tuttavia monocromatica, il valore di k è dunque diverso per le varie lunghezze d'onda.

$$\frac{I(\lambda, h)}{I(\lambda, 0)} = e^{-k(\lambda)l} \quad 3.4-7$$

La fotocamera non registra il valore di $I(\lambda)$, ma ne vede solo l'integrale, dunque

$$\frac{I(h)}{I(0)} = \frac{\int_0^\infty I(\lambda, h) d\lambda}{\int_0^\infty I(\lambda, 0) d\lambda} = \int_0^\infty e^{-k(\lambda)h} d\lambda \quad 3.4-8$$

La funzione $k(\lambda)$ non è nota. Per cercare a ricostruirla empiricamente è stato realizzato un sistema di prova costituito da una vasca trasparente al di sotto della quale è stato posizionato uno dei faretti utilizzati nel set-up principale. La vasca è stata posta in una camera oscura per evitare interferenze della luce ambientale ed è stata riempita con intervalli di volume ΔV costanti. Ad ogni intervallo è stato misurato lo spettro con uno spettrometro (Spectromaster C-700) posto in asse con il faretto a una distanza fissa dal fondo della vasca. In Figura 48 si possono osservare gli spettri ottenuti: l'andamento a doppio picco è tipico delle luci a led, la presenza del colorante rosso causa un progressivo abbattimento dell'energia luminosa sulle lunghezze d'onda più basse agendo come un filtro rosso.

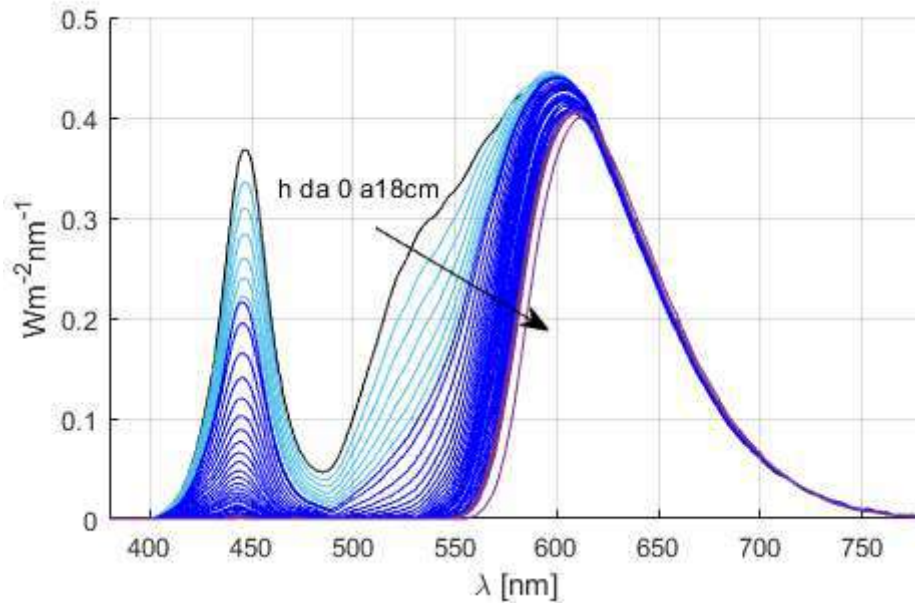


Figura 48: spettri acquisiti utilizzando una vasca trasparente in camera oscura con sorgente (uno dei faretti del modello fisico per lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda di dam-break) campione e spettrometro allineati. Riempimento della vasca con intervalli di volume costanti di acqua rossa: dall'alto verso il basso aumenta il livello d'acqua (curva nera $h=0$ cm, curve azzurre $h<1$ cm, curve viola $h>10$ cm).

Prove analoghe seppur con diversa posizione della sorgente luminosa, sono state eseguite anche allagando completamente il piano di misura con diversi livelli d'acqua colorata e posizionando lo spettrometro accanto all'obiettivo della foto-

camera. In figura Figura 49 sono riportati i 2 spettri estremi (fondo asciutto a sinistra e $h=5.5$ cm a destra) nella visualizzazione fornita dallo spettrometro.

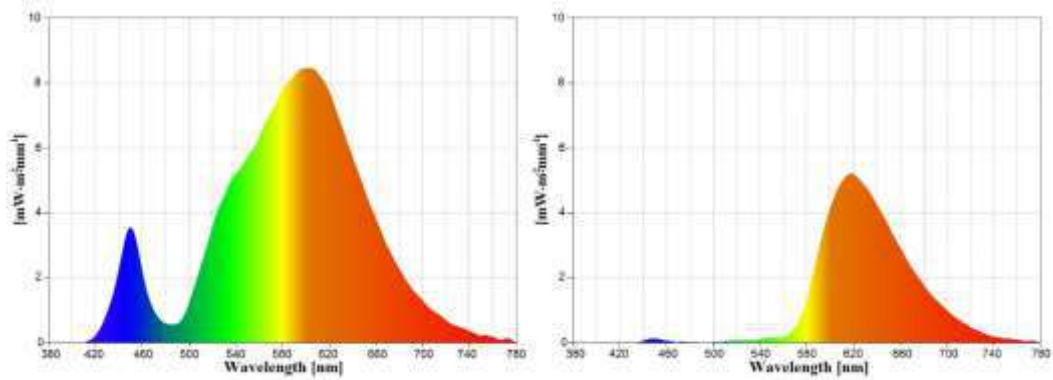


Figura 49: spettro registrato sul piano asciutto (a sinistra) e con 5.5 cm d'acqua rossa ferma (destra).

L'andamento di $k(\lambda)$ ottenuto dalle misure in vasca trasparente utilizzando la 3.4-7, essendo noti h , $I(\lambda, h)$ e $I(\lambda, 0)$, è mostrato in Figura 50 per h compreso tra 1mm e 15mm: si può osservare che, coerentemente con quanto atteso, il coefficiente di attenuazione non dipende dall'altezza d'acqua ma solo dalla natura del mezzo in funzione della lunghezza d'onda della sorgente luminosa.

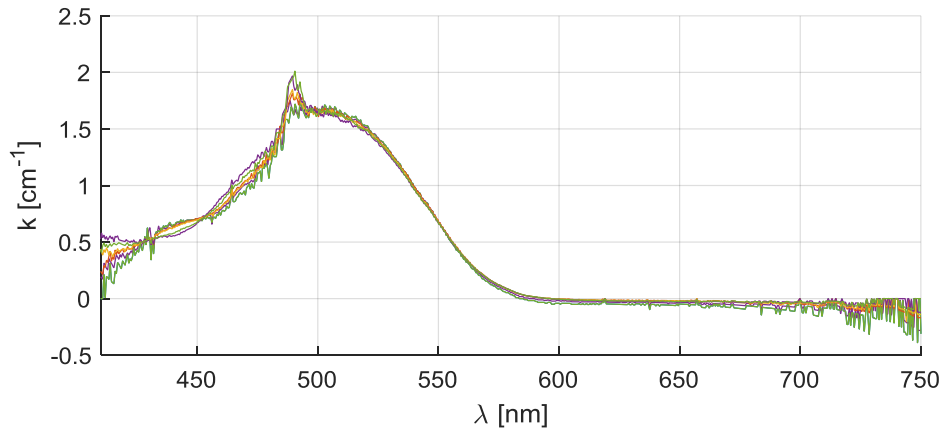


Figura 50: andamento del coefficiente di attenuazione k in funzione della lunghezza d'onda della sorgente luminosa. Curve ottenute per profondità d'acqua variabili tra 1mm e 15mm nella vasca di prova trasparente.

Tale andamento di $k(\lambda)$ non è riconducibile a una funzione nota e facilmente integrabile (se non numericamente), tuttavia, sperimentalmente si osserva che, definito

$$k' = -\ln\left(\frac{I(h)}{I(0)}\right) h^{-1} \quad 3.4-9$$

esso dipende linearmente da $\ln(h)$ secondo la legge:

$$k' = -0.1017 \ln(h) + 0.3025 \quad 3.4-10$$

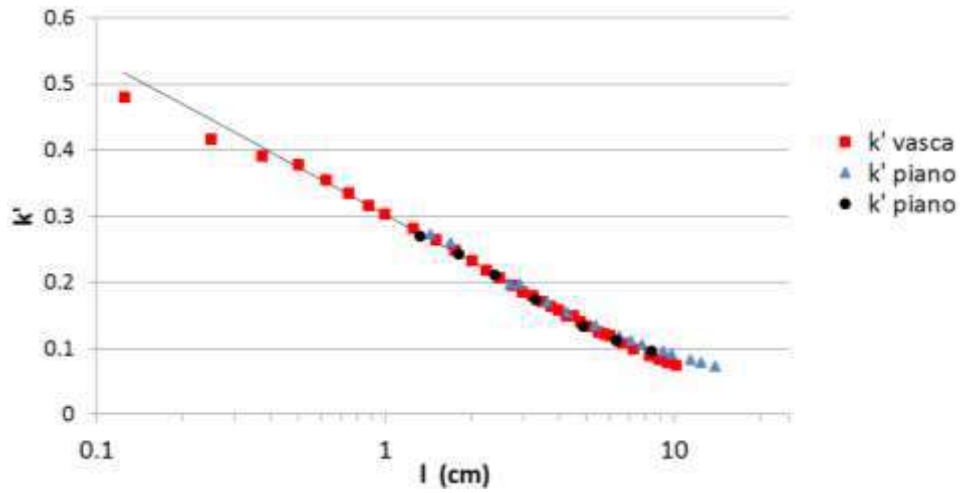


Figura 51: relazione empirica tra k' e il cammino ottico l . I punti neri sono ottenuti dai rapporti tra le aree sottese dagli spettri misurati dallo spettrometro sul piano di misura con un coefficiente correttivo di 1.5 mentre i punti blu (indicatore triangolare) sono ottenuti dalle intensità luminose registrate dalla fotocamera con coefficiente correttivo 2.4.

In Figura 51 è rappresentata dagli indicatori a quadrato rossi la relazione empirica tra k' e il cammino ottico $l=h$ ottenuta dalle misure nella vasca trasparente. La relazione 3.4-10 è data dalla retta nera in linea continua. Nel caso della vasca trasparente il cammino ottico coincide con la profondità h . Per il piano del set-up di misura per il dam-break tridimensionale l è invece pari al prodotto di profondità per un coefficiente correttivo che compensa la non perpendicolarità dei raggi luminosi rispetto al mezzo e al sensore nonché la diversa disposizione delle sorgenti luminose rispetto al set-up standard approssimato con la vasca trasparente e i conseguenti effetti di riflessione della luce da parte della superficie libera. In particolare tale coefficiente vale 1.5 per i punti neri ottenuti dai rapporti tra le aree sottese dagli spettri misurati dallo spettrometro e 2.4 per i punti blu (indicatore triangolare) ottenuti dalle intensità luminose registrate dalla fotocamera.

Per spiegare la differenza di coefficiente occorre tener presente che l'angolo di campo della fotocamera è molto più chiuso rispetto a quello dello spettrometro che è circa 2π sr (180° se si considera un generico piano ortogonale al sensore e passante per esso) e quindi registra contributi differenti, in particolare la fotocamera risente in modo diverso del contributo luminoso dato dalle pareti laterali. Questa teoria è stata verificata realizzando un tronco di cono schermante con una stampante 3D (altezza 12 cm e apertura pari a quella stimata della telecamera, cioè 21°) e fissandolo sul sensore dello spettrometro. Le misure su acqua ferma eseguite con il sensore schermato hanno portato allo stesso coefficiente individuato per il sensore fotografico ovvero 2.4. Per avere un'idea dell'effetto della riduzione dell'apertura sullo spettro acquisito si consideri p.es. la lunghezza d'onda del rosso: il picco vale circa $0.97 \text{ W/m}^2\text{nm}$ nel caso di sensore non schermato e circa $0.0082 \text{ W/m}^2\text{nm}$ in presenza del tronco di cono.

Alla luce di queste considerazioni la 3.4-7 può essere riscritta come segue:

$$\frac{I(h)}{I(0)} = e^{-h[a \ln(h) + b]} \quad 3.4-11$$

con $a=-0.1017$, $b=0.3025$ e h circa 2.4 volte la profondità d'acqua. L'andamento della curva ottenuta è rappresentato in Figura 52.

Per utilizzare tale relazione a partire dalle immagini registrate dalla fotocamera Andor Zyla 5.5 occorre applicare 2 fattori correttivi: il primo, β , tiene conto della diminuzione della luce diffusa al crescere dell'area allagata ($0.95 \leq \beta \leq 1$) e va moltiplicato al valore nell'immagine di background; mentre il secondo, α , tiene conto degli effetti legati alla diversa disposizione delle luci rispetto a quella che si avrebbe in un set-up convenzionale per lo studio della concentrazione. Il risultato della 3.4-11 va diviso per α per ottenere così la profondità dell'acqua nel generico pixel. Tornando al coefficiente β , esso è necessario poiché il piano di misura è una superficie bianca al pari delle pareti e dei diffusori superiori della light-box e dunque concorre all'illuminazione diffondendo anch'esso parte della luce riflessa dalle altre superfici. Al propagarsi dell'onda sul piano, una porzione sempre maggiore di superficie diffusiva viene oscurata e dunque l'immagine registrata dalla fotocamera risulta via via più scura. La correzione è valutata considerando 3 aree target al fondo del piano, ciascuna di 100 pixel x 100 pixel poste rispettivamente in destra idraulica, in sinistra idraulica e in asse alla breccia. Su ciascuna area si considera il rapporto medio tra l'intensità del generico pixel al fotogramma considerato e l'intensità dello stesso pixel nel fotogramma di background (fotogramma iniziale con piano completamente asciutto). Il coefficiente finale è la media dei valori delle aree laterali che rimangono asciutte per l'intera durata del fenomeno considerato (l'area di controllo centrale risulta influenzata dall'avvicinarsi del fronte negli ultimi istanti oggetto di studio).

Il campo di validità della relazione descritta è limitato ad altezze inferiori ai 5 cm (tratto di curva evidenziato in rosso in Figura 52) poiché per altezze superiori la curva non ha più andamento monotono decrescente e perde senso fisico. Anche nel caso dell'esperimento di misura della concentrazione classico, si ha infatti che, oltre una certa soglia, l'assorbanza non è più uniforme lungo l'intera altezza dell'ipotetico provino ovvero lungo il cammino ottico del raggio luminoso.

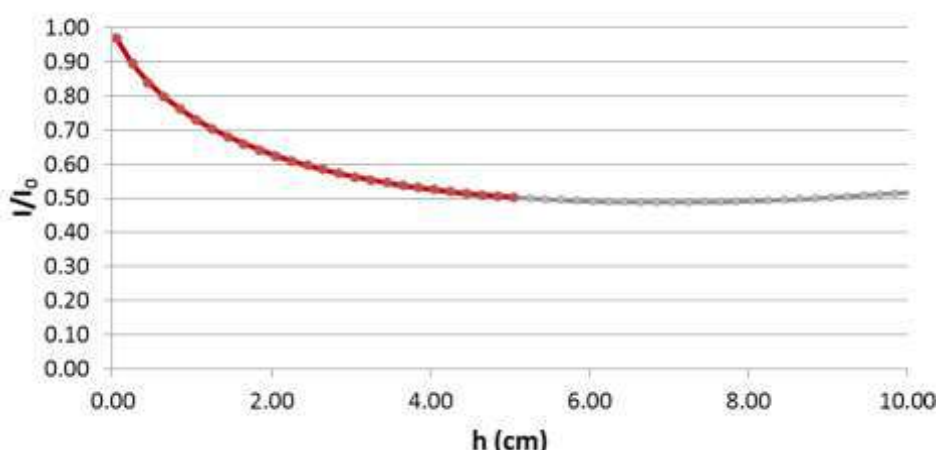


Figura 52: curva empirica descritta nell'eq. 3.4-11 che lega l'intensità luminosa I nel generico pixel con la corrispondente altezza d'acqua h . La validità della relazione è limitata a profondità inferiori a 5cm (tratto evidenziato in rosso).

Un ultimo controllo è stato eseguito per valutare un eventuale effetto delle onde superficiali sugli spettri acquisiti. In particolare si vuole capire se le misure

eseguite con acqua ferma durante la taratura possano essere invalidate, nel caso di onda in movimento, da un'evidente scostamento tra gli spettri (Figura 53).

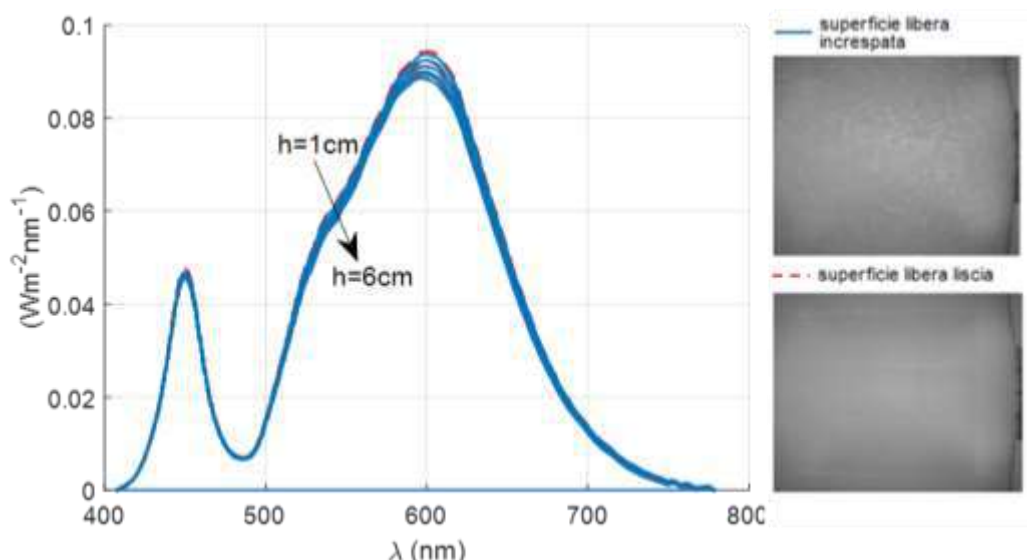


Figura 53: spettri acquisiti sul piano di misura con acqua non colorata con profondità comprese tra 1cm e 6cm nel caso di superficie libera liscia (linea blu) o increspata (tratteggio rosso). A destra due fotogrammi della superficie libera con profondità 4.95cm: dall'alto nel caso di superficie libera mossa o ferma.

Per isolare quest'unico contributo è stata utilizzata acqua non colorata e lo spettrometro non è stato schermato. Non potendo eseguire misure spettrometriche durante un esperimento, l'effetto della superficie increspata è stato riprodotto allagando tutto il piano come per la consueta procedura di taratura e movimentando l'acqua con una serie di pompe poste lungo i 4 bordi del piano. Non è stato riscontrato alcuno scostamento significativo tra le due configurazioni (Figura 53) e dunque la metodologia qui esposta è stata utilizzata per la misura della profondità d'acqua in ciascuno degli esperimenti di dam-break eseguiti.

Un esempio di applicazione del metodo è riportato in Figura 54, in cui si affianca all'immagine originale l'indicazione dell'altezza d'acqua in ogni punto dell'area allagata calcolata come media su un'area di 5x5 pixels. Si rimanda al paragrafo 3.5 per un approfondimento sui risultati in diverse sezioni dell'onda.

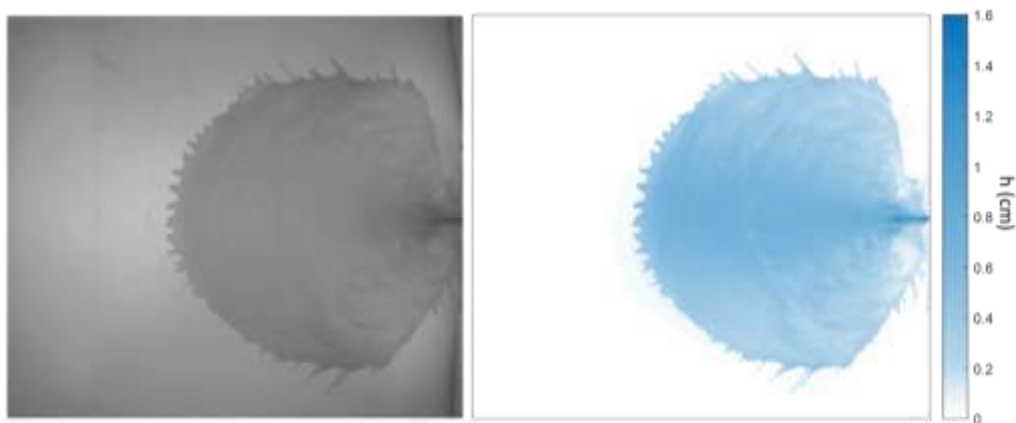


Figura 54: immagine originale (a sinistra) e ricostruzione del campo di altezze (a destra) con la tecnica esposta nel presente capitolo (esperimento con $H_0=0.30\text{m}$, istante $t=1.06\text{s}$).

3.4.3 Misura della velocità

Nelle valutazioni del rischio idraulico, come si è detto in precedenza, gli aspetti legati alla vulnerabilità vengono valutati in letteratura mediante le curve di vulnerabilità (par. 2.3.2) definite dal prodotto tra altezza d'acqua e velocità della corrente. Nell'ambito di due tesi di laurea magistrale (Briano, 2019; Buzzerio, 2019) sono state gettate le basi per la valutazione delle velocità sul modello in oggetto con differenti tecniche.

Mantenendo la divisione in settori utilizzata in precedenza, è stata applicata l'equazione di continuità lungo il settore centrale suddividendolo in 50 archi di circonferenza di ampiezza variabile, aventi la caratteristica che ciascuno è delimitato a valle da un arco che corrisponde alla posizione del fronte in un dato istante. Per fare un esempio: la decima area sarà delimitata a valle dall'arco di circonferenza descritto considerando la distanza radiale media riferita al 10° frame dall'apertura della paratoia e a monte dallo stesso arco, ma riferito al 9° frame. La divisione in settori radiali è stata fatta approssimativamente in funzione delle linee di flusso, pertanto si assume che la porta uscente o entrante nel volume di controllo dalle pareti laterali sia nulla. Per il volume di controllo avente la parete di valle in corrispondenza del fronte d'onda è nulla la portata uscente, dunque vale

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_u = Q_e \quad 3.4-12$$

dove dV/dt , in questo caso è semplicemente l'integrale sull'area delle altezze d'acqua misurate come descritto nel paragrafo 3.4.2 ovvero la sommatoria delle altezze nelle singole celle per l'area della singola cella di calcolo. Per le zone poste più a monte si procede risolvendo l'equazione di continuità da valle verso monte, essendo dV/dt stimabile come differenza tra le altezze in 2 immagini successive e $Q_{u_i}=Q_{e_{i+1}}$, è possibile calcolare Q_{e_i} . Una volta note le portate, la velocità ad ogni istante e su ogni arco di circonferenza, si ottiene dividendo la portata per l'area frontale corrispondente (lunghezza dell'arco di circonferenza per l'altezza media nelle celle attigue immediatamente a monte). I risultati così ottenuti sono diagrammati nelle figure Figura 55 e Figura 56, rispettivamente come andamento lungo l'asse del settore centrale (non si riportano i risultati per i primi 10 cm

dall'origine del settore radiale poiché fortemente influenzati dal tendere a 0 dell'area di controllo) a differenti istanti temporali e come andamento nel tempo a diverse distanze dall'origine dei settori radiali.

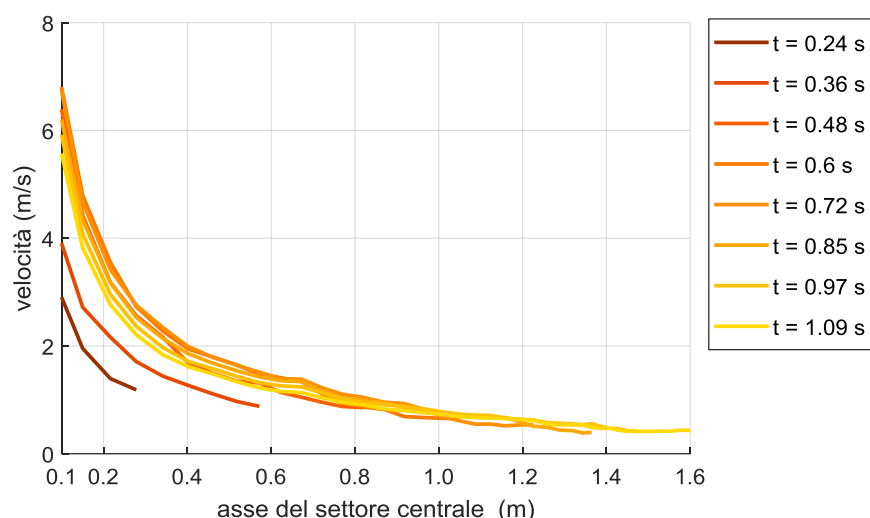


Figura 55: andamento della velocità lungo il settore centrale nel generico istante (esperimento con altezza d'acqua iniziale 0.40 m).

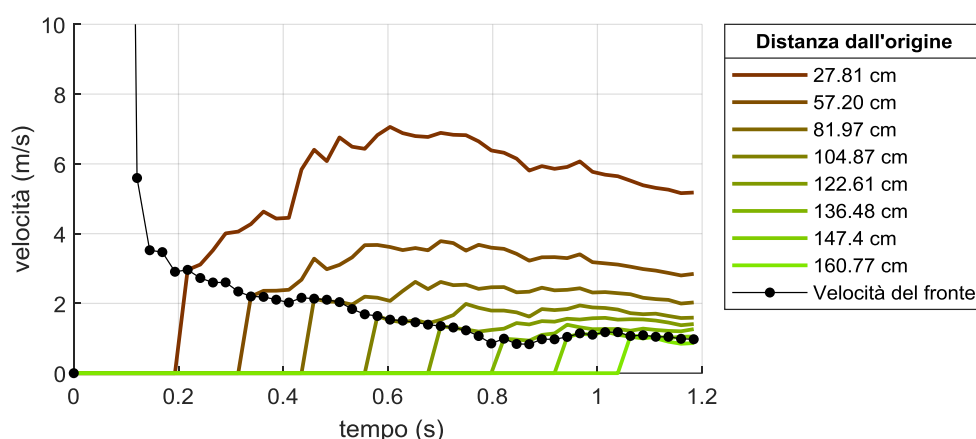


Figura 56: andamento nel tempo della velocità stimata con l'equazione di continuità in otto punti lungo l'asse del settore centrale.

Un'altra tecnica è stata la valutazione delle velocità superficiali disseminando l'acqua utilizzata per il dam-break con sfere⁸ di diametro 5mm e densità media 891 kg/m^3 (dunque inferiore a quella dell'acqua). In questo caso le sfere sono state versate nel serbatoio immediatamente a monte della breccia per mezzo di una tramoggia ad apertura sincrona con il sollevamento della paratoia (Buzzerio, 2019). Sono stati eseguiti alcuni dam-break con altezza d'acqua iniziale 0.30 m o 0.20 m sia utilizzando acqua colorata che acqua trasparente. Le immagini sono state analizzate con 2 tool in ambiente Matlab PIVlab e PTVlab. In estrema sintesi, entrambi gli algoritmi di base si fondano sulla cross-correlazione tra immagini

⁸ Per la scelta del seeding sono state analizzate diverse tipologie di sfere misurando 3 diametri e pesando ciascuna sfera di un campione di 50 unità per tipologia. I dettagli di questa operazione sono dettagliati nella tesi di laurea magistrale (Rinaldi, 2019)

successive. Il primo è un software di Digital Particle Image Velocimetry con misurazioni risolte nel tempo in cui lo spostamento delle particelle è calcolato per gruppi di elementi valutando la cross-correlazione tra una serie di piccole porzioni di immagine. Due fotogrammi vengono acquisiti a un intervallo di tempo costante e le velocità possono essere calcolate come rapporto tra lo spostamento delle aree nelle due immagini successive e l'intervallo di scatto noto. PTVlab è, invece, un software per la Particle Tracking Velocimetry che utilizza un sistema di riferimento lagrangiano. La velocità viene determinata in ogni posizione della particella utilizzando il coefficiente di cross-correlazione più elevato ottenuto dopo aver confrontato una matrice di intensità di riferimento nel primo fotogramma e un insieme di sottomatrici nel successivo. Ad un buon risultato concorrono non solo gli algoritmi di cross-correlazione ma anche la corretta identificazione del centroide della singola particella.

In Figura 57 vengono confrontati i risultati ottenuti dai due diversi algoritmi (PIV e PTV) sia in termini di direzione che di modulo della velocità. Si riscontra, in generale, un buon accordo tra i due a meno della zona più vicina alla breccia in cui PIVlab fornisce valori di velocità un po' inferiori rispetto a PTVlab.

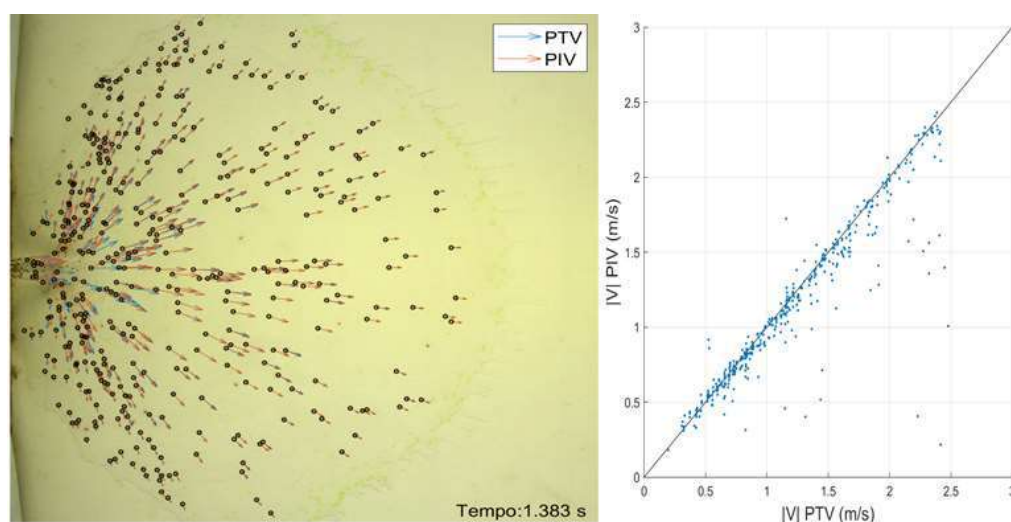


Figura 57: confronto tra i risultati di PTVlab e PIVlab per il frame a 1.383 s dall'apertura della paratoia (esperimento con acqua trasparente e $H_0=0.30$ m).

Per poter fare il suddetto confronto, si ottengono da PTVlab le coordinate delle particelle rilevate nel singolo frame e si interroga la matrice prodotta da PIVlab (e opportunamente riscalata alle dimensioni del frame originario) nelle stesse posizioni. Si osserva che, utilizzando acqua colorata ma senza le palline, PIVlab fornisce comunque un campo di velocità in quanto l'algoritmo di base valuta la correlazione su porzioni di immagine e i criteri di ricerca vengono soddisfatti anche dalle increspature e delle piccole onde che si propagano sulla superficie. Per non incorrere in risultati fuorvianti si è dunque deciso di utilizzare acqua trasparente.

Si ricorda che la videocamera utilizzata per quest'ultime analisi di velocità è la Nikon D810 che permette di ottenere immagini a colori (8 bit RGB) e registra video a 1080p (1920x1080) a 60 fps. L'area di misura (porzione di piano inquadrata) è diversa e più estesa rispetto a quella dell'altra fotocamera (Andor Zyla 5.5) ed è pertanto risultato conveniente utilizzare una diversa divisione in settori radiali. Sono stati indi-

viduati 5 settori di ampiezza 33° , centrati nel punto di impatto della vena effluente dal serbatoio liquida rispettivamente divisi da semicirconferenze concentriche con passo 0.17 m (si veda il pannello in alto nella Figura 59). Anche queste immagini sono state preventivamente dedistorte con la stessa metodologia descritta al par. 3.3.3. I risultati mostrati si riferiscono ai valori medi ottenuti considerando tutte le palline che ricadono nella singola area (PTV) o tutte le celle del rastrer che ricadono in detta area (PIV).

L'andamento delle velocità a diversi istanti lungo l'asse del settore centrale è coerente con quello ottenuto dall'equazione di continuità (Figura 58), così pure l'andamento nel tempo (Figura 59). Quest'ultimo confronto ha valore puramente qualitativo, poiché il dato mostrato è relativo ad un esperimento con livello d'acqua iniziale 0.20m. Si è preferito mostrare questo risultato poiché per questo tipo di dam-break l'evoluzione è più lenta in direzione trasversale, pertanto l'onda interessa i bordi del piano più avanti nel tempo e ciò permette di osservare l'andamento lungo l'asse longitudinale per un intervallo maggiore sfruttando a pieno l'inquadratura più estesa della videocamera.

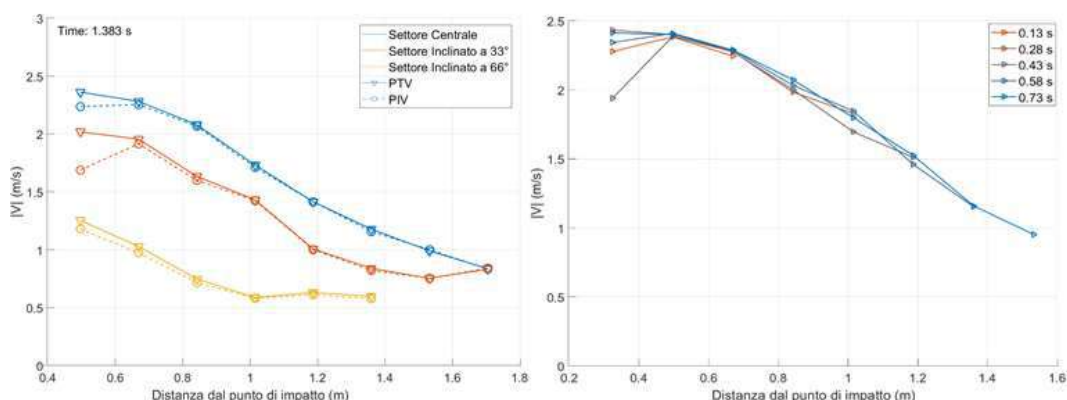


Figura 58: velocità in funzione della distanza ($H_0=0.30$ m). A sinistra un confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) per i settori inclinati di 33° , 66° e centrale a $t=1.383$ s; a destra un confronto per il solo settore centrale e per la sola PTV a diversi istanti temporali ($t= 0.13, 0.28, 0.43, 0.58$ e 0.73 s).

In ultimo, nel pannello di sinistra della Figura 58, si riporta un confronto tra PIV e PTV all'istante 1.383 s per il settore centrale e i 33° e 66° . Si tratta in questo caso di un dam-break da 0.30 m e i valori per i settori laterali sono la media di quelli ottenuti in destra e sinistra idraulica.

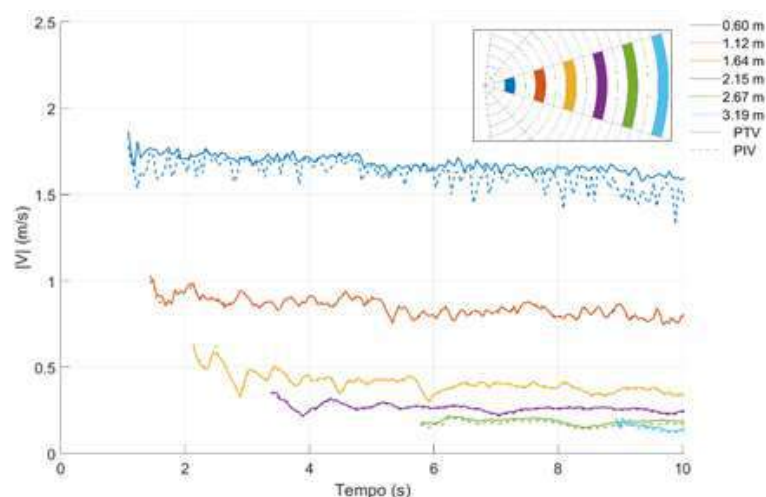


Figura 59: velocità in funzione del tempo. Confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) a diverse distanze dalla breccia per il settore centrale ($H_0=0.20$ m).

3.4.4 Studio della vena effluente

Il modello realizzato permette di simulare un dam-break per quanto riguarda il carattere istantaneo dell'apertura e le condizioni di iniziale acqua ferma all'interno del serbatoio. Tuttavia la geometria della breccia si discosta delle forme classiche utilizzate negli studi presenti in letteratura. La scelta di questa forma è già stata motivata: si vogliono testare le condizioni di minimo battente a valle. In ogni caso un'apertura di questo tipo può anche essere intesa come il collasso di un concio in uno sbarramento in calcestruzzo.

Al fine di una completa descrizione degli esperimenti svolti, si formulano ora alcune considerazioni sulla vena effluente (Figura 60) la cui evoluzione nel corso degli esperimenti è stata monitorata con una piccola videocamera Yi Action Camera 4K (senza l'utilizzo dell'obiettivo fisheye) a 60 fps fisata in sponda destra a circa 1.5 m dall'asse della breccia. La conversione di sistema di riferimento e metrico è stata fatta, in analogia a quanto descritto al par. 3.3.3, con una stampa a scacchiera a quadrati di lato 5mm e dimensioni complessive 60 cm x 80 cm. L'individuazione del profilo è stata resa più agevole lavorando nello spazio colore $L^*a^*b^*$ ⁹ (in luogo del più noto RGB) utilizzando l'app *Color Thresholder* in ambiente Matlab e successivamente l'*Image Batch Processor* per analizzare i singoli fotogrammi estratti dal video.

⁹ $L^*a^*b^*$ è uno spazio colore, ovvero un modello matematico per descrivere il colore proposto dalla CIE (Commission Internationale de l'Eclairage - Commissione Internazionale per l'Illuminazione) nel 1976. Si tratta di una conversione delle stesse informazioni contenute nello spazio colore RGB (definito dalla CIE nel 1931 e basato su tre colori primari rosso, verde e blu) a una componente di luminosità L^* e due componenti di colore a^* e b^* .



Figura 60: vista laterale della vena effluente dal serbatoio agli istanti 0.08 s, 0.13 s, 0.25 s e 0.42 s dall'inizio del sollevamento della paratoia.

Per la geometria del problema (fessura di ampiezza 0.03 m che interessa tutta l'altezza del serbatoio $1.5 \times 1.5 \times 0.5 \text{ m}^3$) si può considerare il profilo della vena come l'involuppo dei getti effluenti da una serie di fori allineati lungo la verticale. Partendo dal teorema di Bernoulli, lungo una linea di flusso in condizioni di moto stazionario e per un fluido incompressibile (integrando le equazioni di Eulero) vale la seguente equazione:

$$\frac{v^2}{2} + gz + \frac{p}{\rho} = \text{cost} \quad 3.4-13$$

In cui v è la velocità del fluido, g è l'accelerazione di gravità, z è la quota del fluido rispetto al sistema di riferimento, p è la pressione e ρ è la densità del fluido considerato.

Nel 1643 E. Torricelli, applicando la 3.4-13 al caso di un foro lungo la parete laterale di un serbatoio formulò il seguente enunciato: *“La velocità di un fluido fuoriuscente da un orifizio posto lateralmente ad un serbatoio è la medesima di quella che avrebbe un corpo in caduta libera da un'altezza pari a quella misurata dalla superficie del serbatoio al centro dell'orifizio considerato”* (Horton, 1907). In formula:

$$v = \sqrt{2gh} \quad 3.4-14$$

con h profondità del centro del foro rispetto alla quota della superficie libera H all'interno del serbatoio (Figura 61).

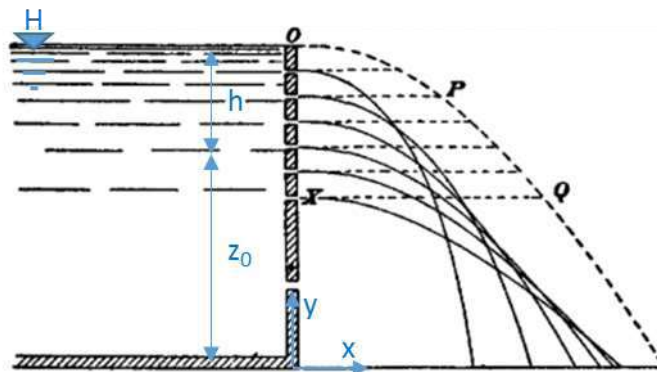


Figura 61: profilo dei getti effluenti da una serie di orifizi posti a diverse quote sulla parete laterale di un serbatoio. Immagine originale tratta da Horton (1907).

Definendo z_0 la quota del centro del foro e x la distanza dal serbatoio, la traiettoria del getto è dunque:

$$y = z_0 - \frac{gt^2}{2} = z_0 - \frac{x^2}{4h} \quad 3.4-15$$

Considerando una serie di fori successivi ed eseguendo l'involuppo¹⁰ delle traiettorie si ottiene

$$x = H - y \quad 3.4-16$$

Cioè l'equazione di una retta con pendenza 1:1 e intercetta pari all'altezza d'acqua all'interno del serbatoio (linea rossa in Figura 62). L'andamento definito dall'involuppo coincide con il profilo osservato della vena (Figura 62 secondo e terzo pannello) a meno delle prime fasi di sollevamento della paratoia. Al diminuire del livello nel serbatoio si abbassa anche il profilo della vena ma la pendenza resta costante. Si noti che il troncamento del profilo per i tempi maggiori è dovuto alla presenza della zona allagata che si espande verso la sponda sinistra e rende difficile il riconoscimento automatico della vena nelle immagini acquisite con questa angolazione.

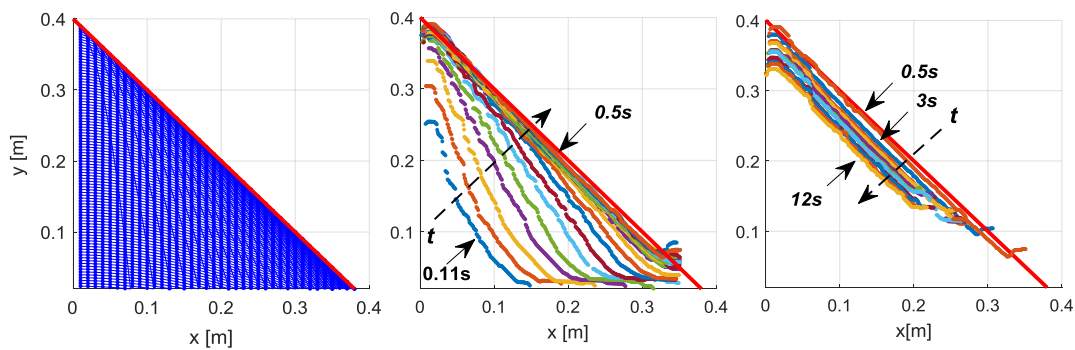


Figura 62: involuppo dei getti ipotizzando un foro ogni 4 mm (a sinistra); profilo della vena effluente ottenuto sperimentalmente (caso con $H=0.4$ m) tra 0.11 s e 0.5 s (al centro), per 0.5 s e tra 3 s e 12 s a intervalli di 1s (a destra). In tutti i pannelli la linea rossa rappresenta l'involuppo eq. 3.4-16.

Nell'esperienza di Torricelli classica i vari getti, provenienti da una serie di fori, si incrociano a una distanza dal serbatoio pari a $2\sqrt{h_A h_B}$ e alla quota $H - (h_A + h_B)$, con h_A e h_B gli approfondimenti dei 2 generici fori e ogni getto tocca l'involuppo a una distanza pari a $2h$ dal serbatoio. Guardando la vena effluente dall'alto (Figura 63) si nota una zona più scura centrale di ampiezza pari all'apertura della breccia e un ampliamento simmetrico rispetto al suo asse che ha origine immediatamente a valle dell'apertura e diventa via via più ampio suggerendo che, in questo caso, le traiettorie originate da approfondimenti minori (dunque aventi minor energia cinetica) non intersechino totalmente quelle sottostanti ma vi si appoggino semplicemente deviando lateralmente rispetto alla traiettoria originale.

¹⁰ Definita $F(x, y, z_0)$ la funzione che descrive la famiglia di curve in un piano x, y in termini impliciti, l'involuppo è il luogo dei punti che soddisfano le seguenti condizioni: $F(x, y, z_0) = 0$ e $\partial F(x, y, z_0) / (\partial z_0) = 0$. Nel nostro caso dalla seconda condizione si ottiene che $z_0 = \frac{y+H}{2}$ che sostituito nell'equazione derivante della prima condizione dà $x^2 = (y - H)^2$ e dunque la 3.4-16.

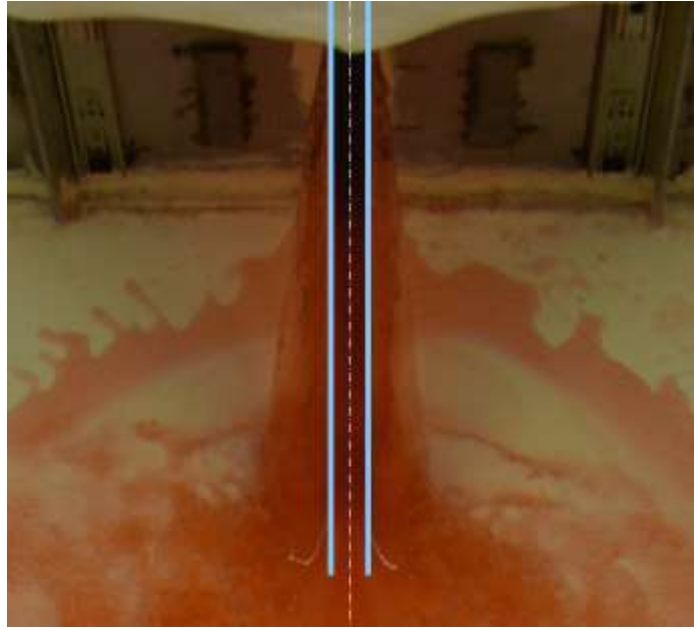


Figura 63: vista dall'alto della vena effluente ($H=0.4$ m), le linee azzurre evidenziano lo spessore della breccia (0.03 m) mentre la linea tratteggiata ne indica l'asse.

Osservando l'andamento dell'altezza del profilo nel punto più vicino alla parete del serbatoio, si registra un andamento variabile nel tempo, il cui periodo di oscillazione è confrontabile con l'andamento nel tempo del livello registrato dalle sonde all'interno del serbatoio. Da un'analisi spettrale nello spazio delle frequenze risulta che il periodo dell'oscillazione superficiale è circa 1.85 s. L'onda negativa dovuta all'apertura istantanea della paratoia si muove a una velocità di 1.98 m/s (considerando l'altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.4 m), il suo effetto, considerando la propagazione in un'unica direzione lungo l'asse della breccia, si registrerebbe alla sezione $x=0$ (breccia) dopo 1.52 s. Tenendo conto della differente geometria, i 2 valori si ritengono sufficientemente simili da affermare che le oscillazioni registrate siano effettivamente imputabili alla propagazione e successiva riflessione delle onde negative all'interno del serbatoio.

La porta effluente da uno stramazzo (Horton, 1907) in parete sottile può essere ricavata partendo dalla portata effluente da una serie di n orifizi allineati di area A_i e carico h_i , come contributo dei singoli fori e considerando un coefficiente di contrazione M :

$$Q_{tot} = M\sqrt{2g} \sum_{i=1}^n A_i h_i^{0.5} \quad 3.4-17$$

Per una sezione rettangolare di larghezza L e considerando i singoli orifizi come successivi incrementi del carico totale si ha $A_i = \frac{LH}{n}$ e $h_i = i \frac{H}{n}$ la 3.4-17 diventa

$$Q_{tot} = \frac{MLH}{n} \sqrt{2g} \left(\frac{H}{n}\right)^{0.5} \sum_{i=1}^n i^{0.5} \quad 3.4-18$$

Sostituendo alla sommatoria lo sviluppo in serie di Taylor $\sum_{i=1}^n i^{0.5} = \frac{2}{3} n^{3/2}$ si ottiene

$$Q_{tot} = \frac{2}{3} MLH \sqrt{2gH} \quad 3.4-19$$

Per il singolo foro, definito d il suo diametro e d_0 quello della corrispondente sezione contratta, si ha un coefficiente di contrazione $M = \frac{d_0}{d} = \frac{\pi}{\pi+2} = 0.611$ (Marchi and Rubatta, 1981). La portata effluente dal serbatoio è dunque stimabile con la seguente equazione

$$Q = 0.4073 \cdot LH\sqrt{2gH} \quad 3.4-20$$

con $L=0.03\text{m}$ nel nostro caso e $H= 0.20, 0.30$ o 0.40 m.

Alla luce di quanto esposto, il volume d'acqua contenuto nella vena al generico istante t è calcolabile come

$$V(t) = 0.5 \cdot LH(t)^2 \quad 3.4-21$$

Si osserva che $H(t) \cong H$ per i tempi oggetto di studio (in generale inferiori a 3 s).

3.5 Discussione e risultati

Sono state eseguite 15 prove a fondo liscio e asciutto considerando 3 diverse altezze d'acqua nel serbatoio di monte: 5 prove con $H_0=0.20$ m, 5 prove con $H_0=0.30$ m e 5 prove con $H_0=0.40$ m. Gli esperimenti sono stati registrati con 2 videocamere ad alta frequenza (in Figura 64 si possono vedere alcuni frame durante l'evoluzione dell'esperimento). In particolare sono state utilizzate le immagini della fotocamera Andor Solis Zya 5.5 per lo studio dell'evoluzione del fronte d'onda e per la misura dell'altezza d'acqua sfruttando il principio che lega cammino ottico e trasmittanza.



Figura 64: esempio di evoluzione di un'onda di dam-break su fondo liscio ($H_0=0.30\text{m}$); 3 scatti a circa 0.8s l'uno dall'altro a partire dal secondo scatto successivo al sollevamento della paratoia (5fps).

Nel par. 3.43.4.1 si è introdotta la suddivisione in settori radiali e sono stati mostrati gli scostamenti delle posizioni dei fronti a parità di istante tra diverse realizzazioni. Dallo studio delle velocità del fronte si può definire già in via qualitativa l'ordine di grandezza delle velocità: si va dai 2.5 m/s in direzione longitudinale (circa 1 m/s in direzione trasversale) nei pressi della breccia per i settori centrali a valori inferiori ai 0.5 m/s a tempi più lunghi, quando il fronte ha quasi raggiunto i confini dell'area di misura.

Passando ad una valutazione quantitativa, in Figura 65, sono messe a confronto le distanze radiali medie percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (in questo caso si è considerato un esperimento con altezza iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m). Le linee tratteggiate indicano che il fronte ha superato i bordi dell'area di misura. Si apprezza una buona simmetria dell'onda e si può confermare che la velocità nei settori laterali è circa la metà rispetto al settore centrale. Il dettaglio dell'andamento della velocità del fronte nel tempo per la stessa realizzazione è rappresentato in Figura 66. Dato il carattere simmetrico dell'onda si riporta la curva media tra i due settori simmetrici, si hanno quindi 5

curve rappresentative ciascuna di 2 settori tra loro simmetrici e una sesta curva rappresentativa del solo settore centrale. La velocità è qui intesa come differenza tra due distanze radiali successive divisa per l'intervallo di tempo tra i due scatti corrispondenti (0.024 s), dunque interpretabile come il modulo di un vettore velocità con direzione parallela all'asse del singolo settore radiale.

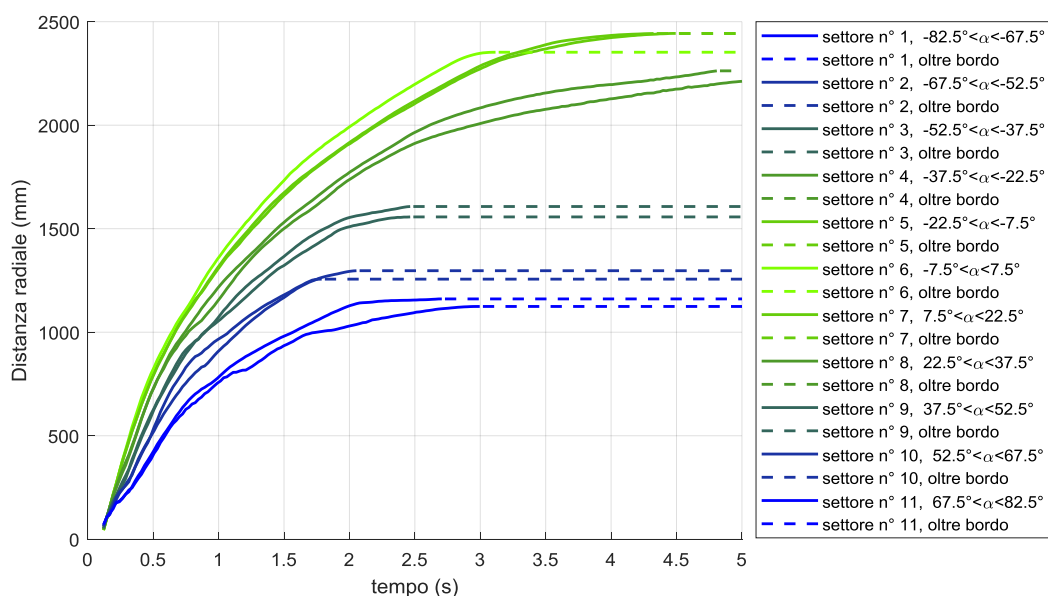


Figura 65: confronto tra le distanze percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (Figura 43) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m. Le linee diventano tratteggiate quando l'onda raggiunge il limite della zona di misura.

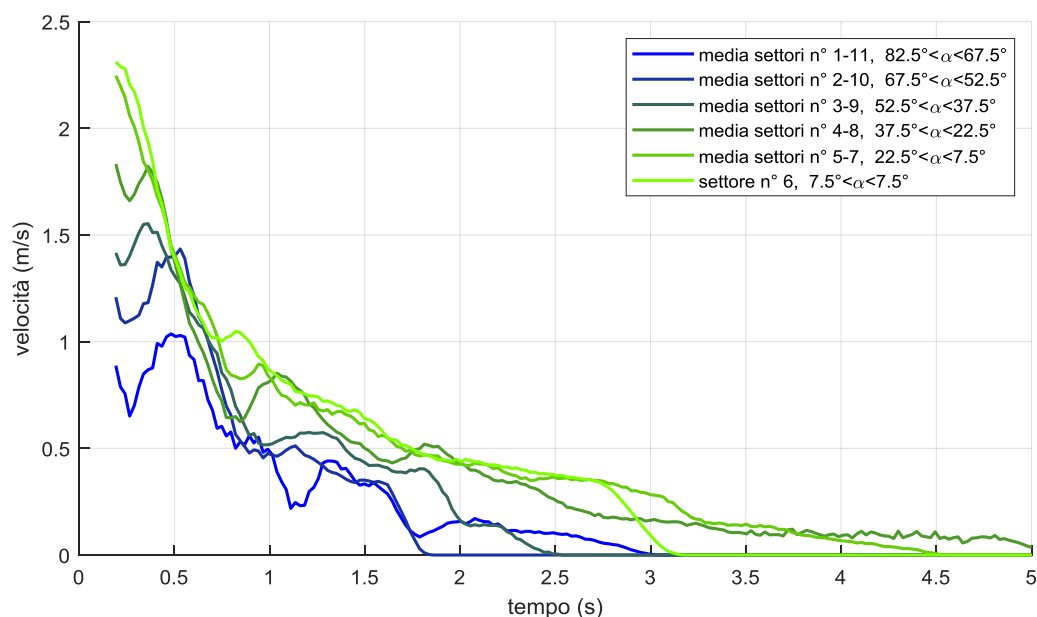


Figura 66: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei diversi settori (Figura 43) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m.

Sebbene in questa sede non venga ancora introdotta l'adimensionalizzazione dei risultati ottenuti (la cui valutazione è attualmente in corso), si possono comunque fare alcune considerazioni sulla dipendenza dell'evoluzione del fronte dal battente iniziale all'interno del serbatoio (Figura 67). Non sorprende infatti l'evidente influenza di quest'ultimo sia sulle velocità del fronte che sulla forma dello stesso.

Indipendentemente dall'altezza iniziale, tutte le onde raggiungono le sponde laterali del piano tuttavia ciascuna categoria esibisce delle peculiarità.

I dam-break a $H_0=0.30$ m sono quelli che presentano la maggiore eterogeneità dovuta sia al fatto che le singole realizzazioni sono state eseguite in tempi diversi nell'arco dell'anno e dunque fattori esterni quali la temperatura dell'acqua possono aver influito in piccola parte sul risultato ottenuto, ma soprattutto all'evidente instabilità del fronte che si manifesta in una serie di fingers. Queste instabilità seguono proprie leggi di evoluzione generandosi, venendo riassorbite e nuovamente generandosi nel corso della propagazione del fronte. La causa della loro presenza non è stata approfondita nel corso di questa tesi ma è spiegabile con l'effetto della tensione superficiale esercitata sull'interfaccia piano-acqua. Tale effetto è presumibilmente troppo debole per alterare la forma del fronte per il battente iniziale maggiore e troppo forte per consentire la generazione di lingue più veloci nel caso del battente iniziale inferiore. In prima ipotesi non si ritiene probabile che tale fenomeno abbia effetti sulla forma globale del fronte d'onda e sulla velocità di evoluzione del fenomeno, tuttavia in futuro, qualora ci fossero evidenze di un comportamento analogo anche con l'utilizzo di breccie più estese, un approfondimento sugli effetti scala andrebbe condotto.

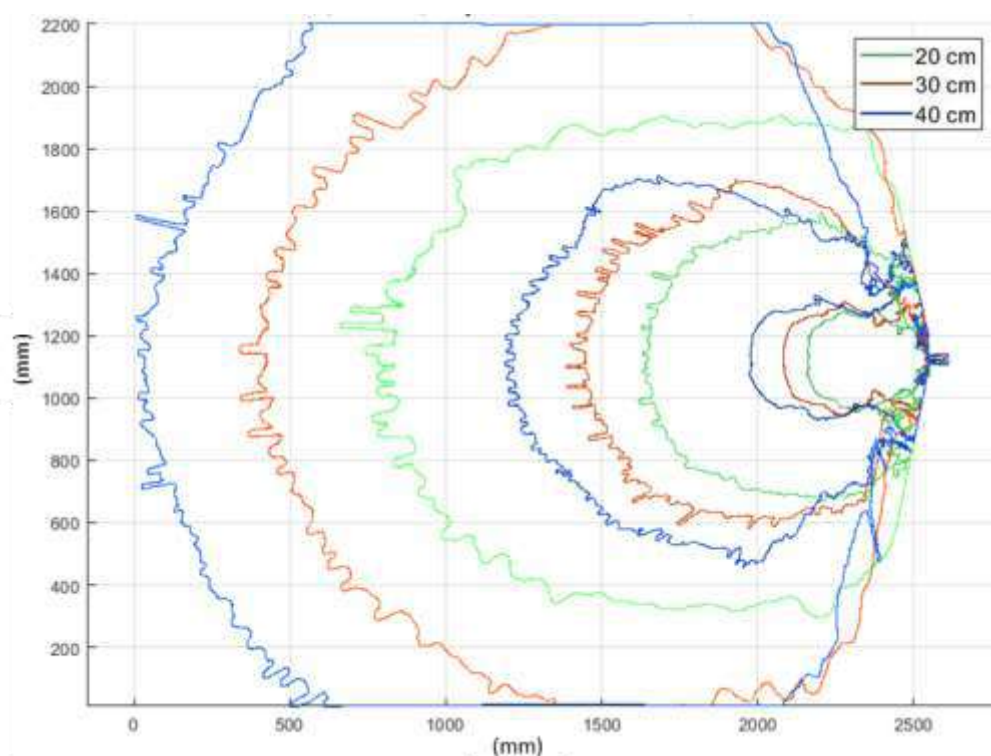


Figura 67: sovrapposizione in 3 istanti ($t=0.24, 0.6$ e 1.93 s) dei fronti d'onda per le tre categorie di dam-break a fondo liscio indagate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).

Le onde derivanti da $H_0=0.20$ m esibiscono una forma lievemente differente rispetto alle altre, in particolare si evidenzia una tendenza a seguire una direzione longitudinale preferenziale. L'allargamento laterale è meno evidente e pare formarsi un confine laterale a una distanza dall'asse breccia pari a circa 20 a larghezza della breccia stessa. Per tempi assai maggiori tuttavia, anche quest'onda giunge ad interessare i bordi dell'area di misura ma assai in ritardo rispetto al raggiungi-

mento del bordo di valle. A titolo di esempio, per raggiungere la distanza radiale di 1.12 m (distanza del bordo dell'area di misura per i settori 1 e 11) l'onda con $H_0=0.20$ m impiega circa 1 s nel settore centrale e circa 4 s nel settore più laterale mentre l'onda con $H_0=0.40$ m impiega rispettivamente circa 0.7 s e 1.5 s (Figura 47).

In Figura 67 si riporta una sovrapposizione dei fronti d'onda per le tre categorie di dam-break discusse in riferimento agli istanti $t=0.24, 0.6$ e 1.93 s.

L'andamento delle velocità nel settore inclinato a 45° in sponda destra (settorio 3) e nel settore centrale (n.6) per le tre categorie è tracciato in Figura 68. Qui, come in Figura 66, si osservano variazioni di velocità nel tempo. L'evoluzione temporale presenta 2 cambi di pendenza in tutti i settori, in aggiunta a dei minimi locali rilevabili solo nei settori più laterali. Un siffatto andamento è riconducibile alla presenza dell'onda negativa che viene ripetutamente riflessa all'interno del serbatoio, si propaga verso valle e fa risentire il suo effetto sia in termini di oscillazione del profilo della vena effluente (par. 3.4.4) che di impulsi successivi sul fronte.

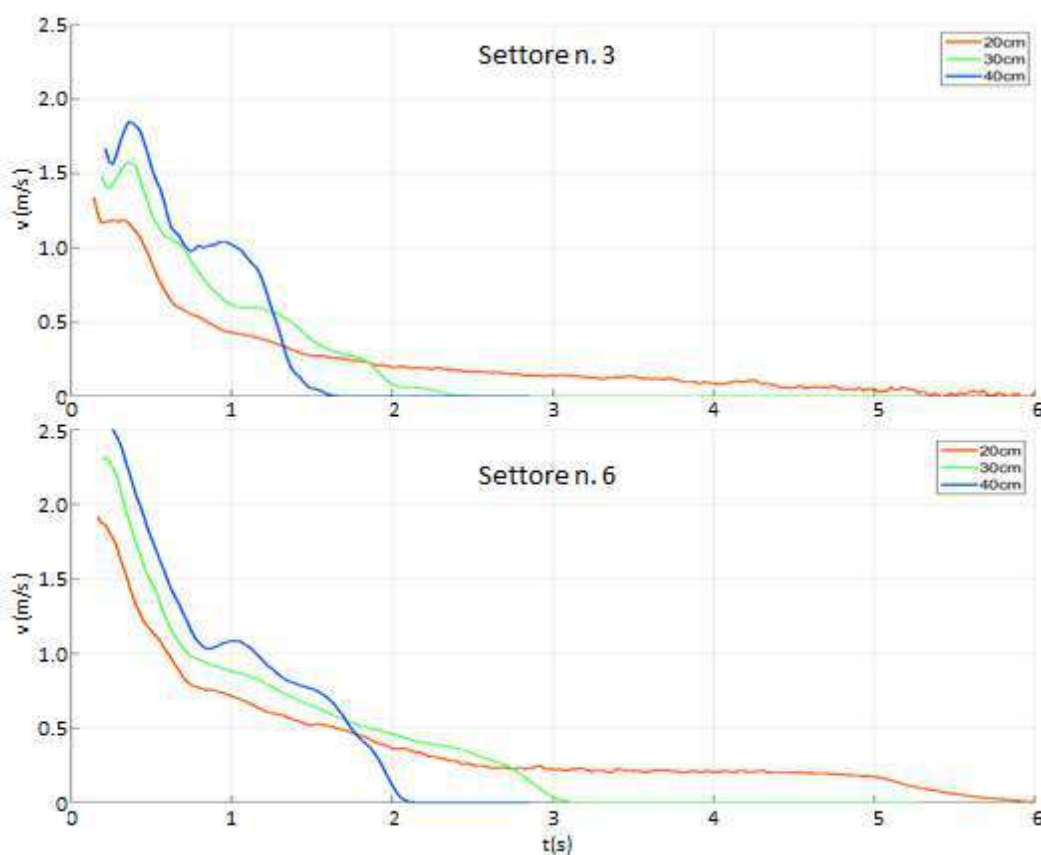


Figura 68: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 43) per le tre categorie di dam break studiate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).

Relativamente alla misura dell'altezza d'acqua in ogni punto dell'onda, si riportano alcune sezioni estratte, a titolo di esempio, da un esperimento con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m (Figura 69, Figura 70). Si osserva come, al crescere del tempo e ad eccezione della zona centrale vicina alla breccia, l'onda tenda ad appiattirsi: l'altezza dell'onda tende ad un valore costante.

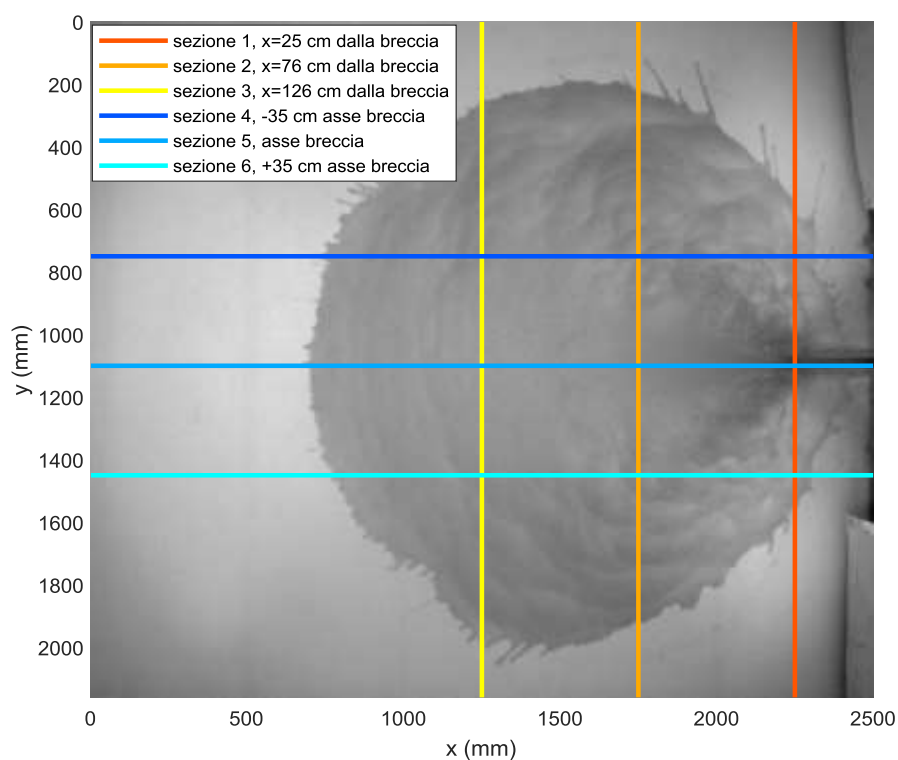


Figura 69: traccia delle sezioni per le quali, nelle figure seguenti, verranno mostrate le altezze d'acqua misurate con il metodo esposto al par. 3.4.2.

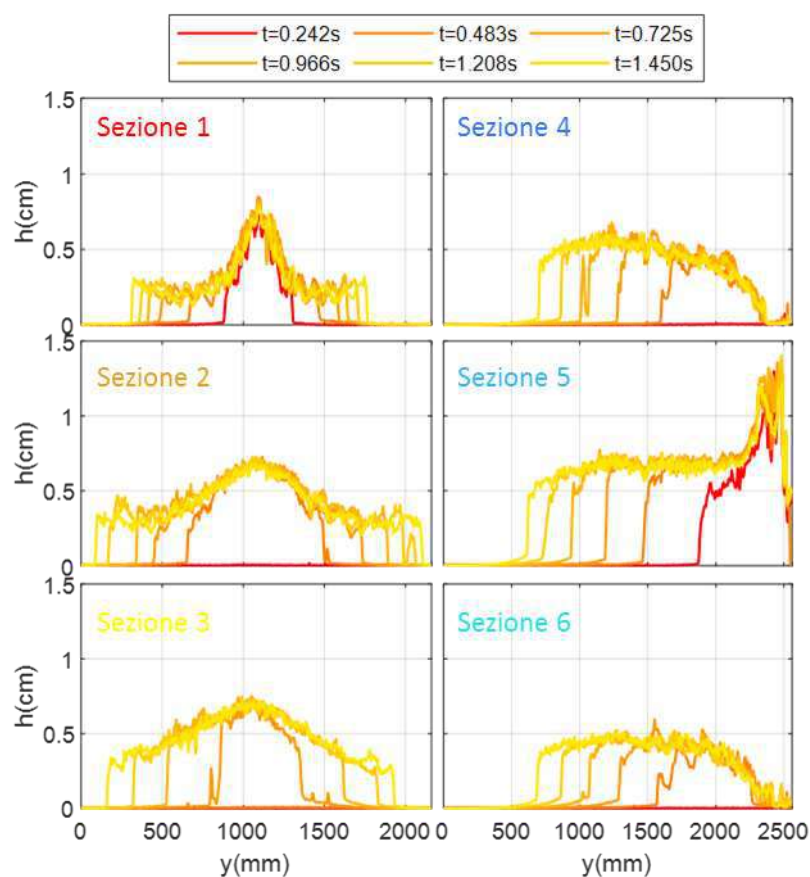


Figura 70: altezza d'acqua in diversi istanti temporali nelle sezioni indicate in Figura 69 per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio 0.30 m.

I risultati ottenuti, in termini di altezze, con la tecnica presentata al par. 3.4.2 sono validati dal confronto tra volumi ottenuti come sommatoria delle altezze per le relative aree di competenza sul piano di misura e il volume uscente dal serbatoio di monte, stimato a partire dalla misura dell'abbassamento della superficie libera.

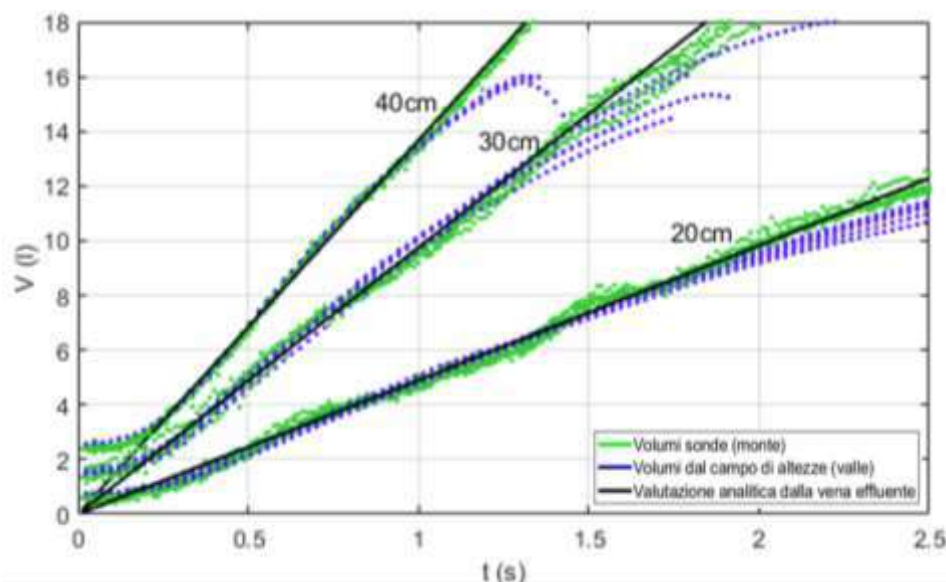


Figura 71: confronto tra le diverse modalità di misura dei volumi presenti sul piano di valle a istanti successivi all'apertura della breccia per le diverse condizioni iniziali. Volumi cumulati ottenuti dalla stima delle altezze, dalla misura del livello nel serbatoio di monte e dalla stima della portata effluente secondo l'eq. 3.4-20.

Dalla Figura 71 si osserva una buona coerenza tra i volumi ottenuti a partire dall'abbassamento del livello nel serbatoio di monte misurato con i 12 misuratori a ultrasuoni (verde), il volume calcolato come sommatoria sull'area allagata delle profondità stimate con la tecnica per immagini (blu) e il volume ottenuto a partire dalla formula per il calcolo della portata della vena effluente espressa nell'eq. 3.4-20 (linea nera). Si noti che in questo confronto le curve sperimentali (verdi e blu) sono state traslate verso l'alto di una quantità pari al volume presente nella vena effluente (eq. 3.4-21), costante nell'intervallo di tempo di interesse (par. 3.4.4).

Si è riscontrato un accordo soddisfacente anche tra le modellazioni numeriche descritte al par. 3.2 e i risultati sperimentali in termini di altezze d'acqua. In Figura 72 vengono confrontate le profondità calcolate dal software con quelle misurate a partire dalle immagini riferite a un esperimento con condizione iniziale $H_0=0.30$ m per 4 diversi istanti temporali successivi al sollevamento della paratoia. Si considera una sezione trasversale posta 35 cm a valle del serbatoio. In media i risultati sono concordi a meno delle ondulazioni superficiali che il modello numerico non coglie, restituendo una superficie più regolare, e del rumore legato alle dimensioni dei pixel del sensore fotografico, che rende il risultato sperimentale molto frastagliato. Il maggior errore riscontrato confrontando i due approcci sta nella modellazione della vena effluente dal serbatoio. BreZo implementa infatti una soluzione numerica delle equazioni delle acque basse che non permettono di risolvere correttamente un fenomeno a forte carattere tridimensionale come un'onda di

collasso (Figura 73). Tuttavia, globalmente l'errore massimo sul volume che si commette è di circa 10^{-3} m^3 . In Figura 74 si riporta l'andamento dell'errore nell'intervallo di tempo oggetto di studio: in verde la differenza nel tempo, in litri, tra il volume calcolato dal software e quello misurato dalle sonde; in blu la stessa quantità ma espressa come percentuale del volume misurato per via sperimentale.

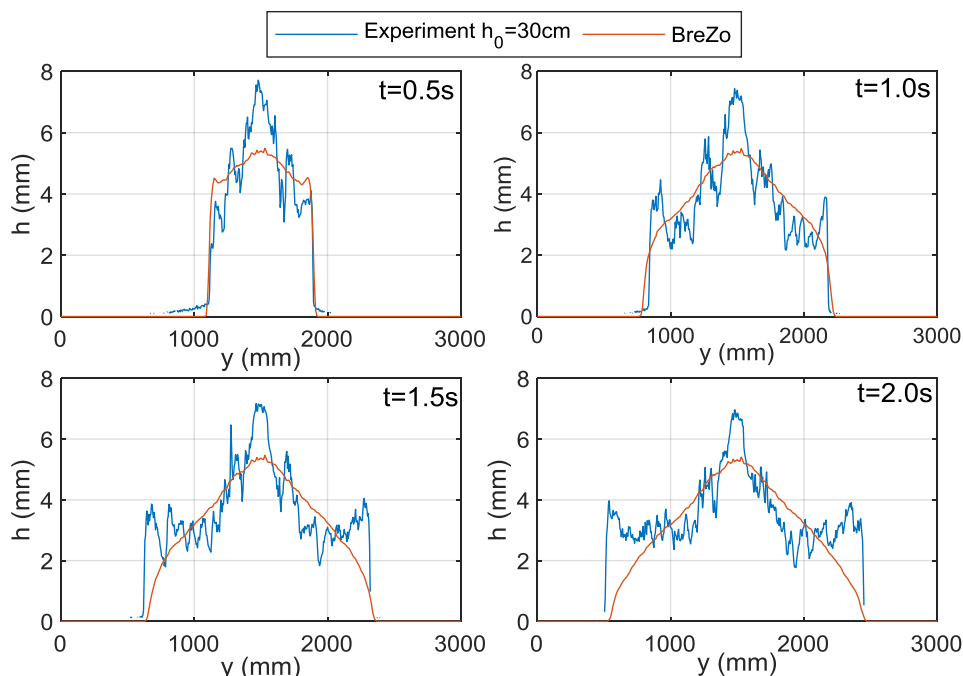


Figura 72: confronto tra altezze d'acqua ottenute dal modello numerico (BreZo) e dal modello fisico in una sezione posta 0.35 m a valle della breccia per diversi istanti dall'apertura ($H_0=0.30 \text{ cm}$).

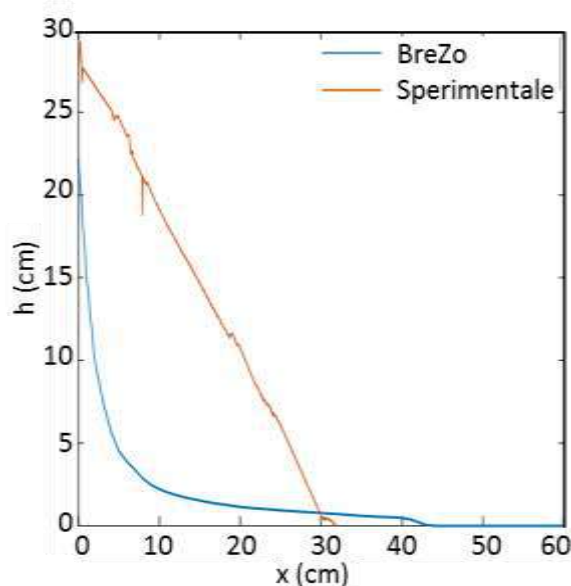


Figura 73: profilo delle vena effluente dal serbatoio a 2 s dall'apertura della paratoia. Confronto tra BreZo e misure sperimentali.

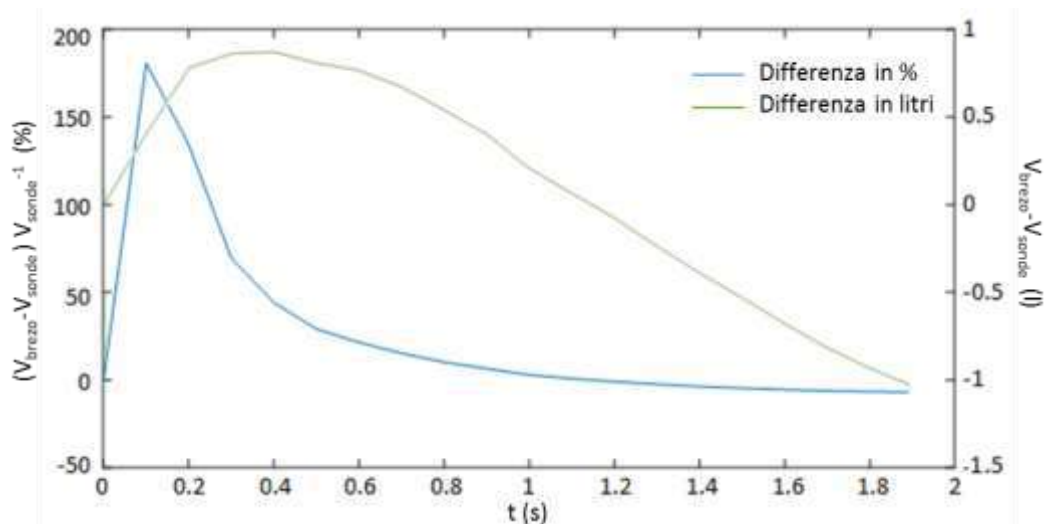


Figura 74: in verde la differenza nel tempo, in litri, tra il volume calcolato dal software e quello misurato dalle sonde nel serbatoio di monte. In blu la stessa quantità ma espressa come percentuale del volume misurato per via sperimentale.

In ultimo, considerando le velocità stimate con la soluzione dell'equazione di continuità, è possibile fare una stima della vulnerabilità lungo il settore centrale assegnando ad ogni sottoarea il valore di vulnerabilità ottenuto moltiplicando l'altezza media nell'area per il valore di velocità calcolato (Figura 75). Analogo procedimento può essere applicato a tutti gli 11 settori individuati.

Per una rappresentazione più agevole, in accordo con quanto descritto al par. 2.3.2, si considerano le soglie di vulnerabilità proposte da Clausen and Clark (1990) riferite ad edifici in contesto urbanizzato (ulteriori valutazioni sono necessarie per approfondire se tali valori siano eventualmente da correggere in funzione del contesto territoriale a valle degli invasi qui trattati). Nel dettaglio si ipotizza semplice inondazione qualora il parametro v_y sia inferiore a $3 \text{ m}^2/\text{s}$, danni strutturali limitati qualora esso sia compreso tra 3 e $7 \text{ m}^2/\text{s}$, totale distruzione nel caso esso superi $7 \text{ m}^2/\text{s}$. Il valore $1 \text{ m}^2/\text{s}$ rappresenta invece la soglia di vulnerabilità media riferita a un uomo adulto (RESCDAM, 2000)

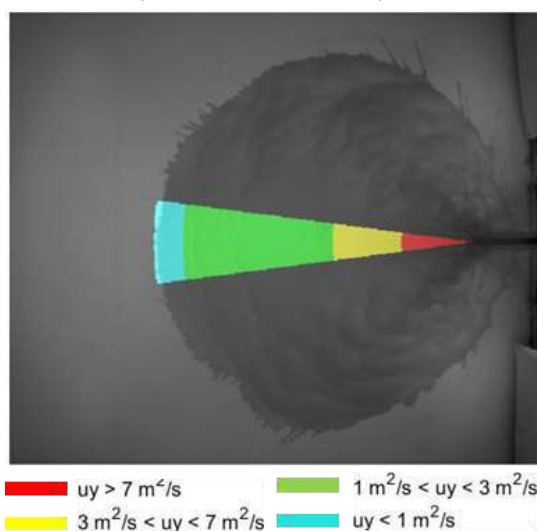


Figura 75: esempio di stima della vulnerabilità lungo il settore centrale a valle della breccia ($t=0.99 \text{ s}$). Si è considerato un esperimento con $H_0=0.40 \text{ m}$ e la scala geometrica del modello è fissata a $1/20$. Le soglie scelte sono tratte da Clausen and Clark (1990).

Bibliografia

- Alsdorf, D., Birkett, C., Dunne, T., Melack, J., Hess, L., 2001. Water level changes in a large Amazon lake measured with spaceborne radar interferometry and altimetry. *Geophys. Res. Lett.* 28, 2671–2674.
- Alsdorf, D.E., Melack, J.M., Dunne, T., Mertes, L.A.K., Hess, L.L., Smith, L.C., 2000. Interferometric radar measurements of water level changes on the Amazon flood plain. *Nature* 404, 174.
- Alsdorf, D.E., Rodríguez, E., Lettenmaier, D.P., 2007. Measuring surface water from space. *Rev. Geophys.* 45.
- Arpa Piemonte, n.d. www.arpa.piemonte.it/rischinaturali [WWW Document]. URL <https://www.arpa.piemonte.it/rischinaturali/tematismi/acqua/osservazioni-in-tempo-reale/rete-meteo-idrografica> (accessed 12.1.18).
- Aureli, F., Maranzoni, A., Mignosa, P., Ziveri, C., 2011. An image processing technique for measuring free surface of dam-break flows. *Exp. Fluids* 50, 665–675. <https://doi.org/10.1007/s00348-010-0953-6>
- Aureli, F., Maranzoni, A., Mignosa, P., Ziveri, C., 2008. Dam-Break Flows: Acquisition of Experimental Data through an Imaging Technique and 2D Numerical Modeling. *J. Hydraul. Eng.* 134, 1089–1101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:8\(1089\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:8(1089))
- Ayalew, T.B., Krajewski, W.F., Mantilla, R., 2013. Exploring the Effect of Reservoir Storage on Peak Discharge Frequency. *J. Hydrol. Eng.* 18, 1697–1708. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000721](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000721).
- Azizian, A., Azizian, Asghar, 2018. Uncertainty Analysis of Time of Concentration Equations based on First-Order-Analysis (FOA) Method. *Am. J. Eng. Appl. Sci.* 11, 327–341. <https://doi.org/10.3844/ajeassp.2018.327.341>
- Bacchi, B., Brath, A., Kottegoda, N.T., 1992. Analysis of the Relationships Between Flood Peaks and Flood Volumes Based on Crossing Properties of River Flow Processes. *Water Resour. Res.* 28, 2773–2782.
- Bacova Mitková, V., Halmová, D., 2014. Joint modeling of flood peak discharges, volume and duration: a case study of the Danube River in Bratislava. *J. Hydrol. Hydromechanics* 62. <https://doi.org/10.2478/johh-2014-0026>
- Baptist, M.J., Babovic, V., Rodríguez Uthurburu, J., Keijzer, M., Uittenbogaard, R.E., Mynett, A., Verwey, A., 2007. On inducing equations for vegetation resistance. *J. Hydraul. Res.* 45, 435–450. <https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521778>
- Barbero, S., Graziadei, M., Zaccagnino, M., Saladin, A., Claps, P., Ganora, D., Laio, F., Radice, R., 2012. Catalogo delle portate massime annuali al colmo del bacino occidentale del Po. Arpa Piemonte.
- Beer, A., 1852. Bestimmung der Absorption des rothen Lichts in farbigen Flüssigkeiten. *Ann. der Phys. und Chemie* 86, 78–88.
- Begnudelli, L., Sanders, B.F., 2007. Simulation of the Francis dam-break flood. *J. Eng. Mech.* 133, 1200–1212.
- Begnudelli, L., Sanders, B.F., 2006. Unstructured Grid Finite-Volume Algorithm for Shallow-Water Flow and Scalar Transport with Wetting and Drying. *J.*

- Hydraul. Eng. 132, 371–384.
- Bellos, C. V., Sakkas, J.G., 1987. 1-D dam-break flood-wave propagation on dry bed. *J. Hydraul. Eng.* 113, 1510–1524.
- Bellos, C. V., Soulis, V., Sakkas, J.G., 1992. Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows. *Etude expérimentale de l'écoulement bi-dimensionnel produit par la rupture d'un barrage. J. Hydraul. Res.* 30. <https://doi.org/10.1080/00221689209498946>
- Bianucci, P., Sordo-ward, Á., Moralo, J., Garrote, L., 2015. Probabilistic-Multiobjective Comparison of User-Defined Operating Rules. Case Study: Hydropower Dam in Spain. <https://doi.org/10.3390/w7030956>
- Blöschl, G., Sivapalan, M., Wagener, T., Viglione, A., Savenije, H., (Eds.), 2013. *Runoff Prediction in Ungauged Basins: Synthesis across Processes, Places and Scales.* Cambridge University Press, N.Y.
- Bonetti, S., Manoli, G., Manes, C., Porporato, A., Katul, G.G., 2017. Manning's formula and Strickler's scaling explained by a co-spectral budget model. *J. Fluid Mech.* 812, 1189–1212.
- Bouguet, J.Y., 2015. Camera Calibration Toolbox for Matlab [WWW Document]. URL http://www.vision.caltech.edu/bouguetj/calib_doc/ (accessed 3.23.19).
- Box, G.E.P., Cox, D.R., 1964. An analysis of transformations. *J. R. Stat. Soc.* 26, 211–252. <https://doi.org/10.1080/01621459.1981.10477649>
- Breiman, L., Friedman, J.H., 1985a. Estimating Optimal Transformations for Multiple Regression and Correlation. *J. Am. Stat. Assoc.* 80, 580–598. <https://doi.org/10.2307/2288473>
- Breiman, L., Friedman, J.H., 1985b. Estimating Optimal Transformations for Multiple Regression and Correlation - rejoinder. *J. Am. Stat. Assoc.* 80, 614–619. <https://doi.org/10.2307/2288477>
- Briano, J., 2019. *Analisi sperimentale dell'onda di dam break su superfici lisce e vegetate.* Politecnico di Torino.
- Brunner, M.I., Furrer, R., Sikorska, A.E., Viviroli, D., Seibert, J., Favre, A.C., 2018. Synthetic design hydrographs for ungauged catchments: a comparison of regionalization methods, Stochastic Environmental Research and Risk Assessment. Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/s00477-018-1523-3>
- Brunner, M.I., Viviroli, D., Sikorska, A.E., Vannier, O., Favre, A.-C., Seibert, J., 2017. Flood type specific construction of synthetic design hydrographs. *Water Resour. Res.* 53, 1390–1406. <https://doi.org/10.1002/2016WR019535>
- Buzzerio, A., 2019. Particle tracking per la stima della velocità superficiale di un'onda di dam break. Politecnico di Torino.
- Cao, Z., Yue, Z., Pender, G., 2011. Landslide dam failure and flood hydraulics. Part II: Coupled mathematical modelling. *Nat. Hazards* 59, 1021–1045. <https://doi.org/10.1007/s11069-011-9815-7>
- Carollo, F.G., Ferro, V., Termini, D., 2002. Flow velocity measurements in vegetated channels. *J. Hydraul. Eng.* 128, 664–673. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2002\)128:7\(664\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:7(664))
- Castellarin, A., Galeati, G., Brandimarte, L., Montanari, A., Brath, A., 2004. Regional flow-duration curves: reliability for ungauged basins. *Adv. Water Resour.* 27, 953–965.
- Cavaillé, Y., 1965. Contribution à l'étude de l'écoulement variable accompagnant

- la vidange brusque d'une retenue, in: Publ. Scient. et Techn. Du Ministère de l'Air. Paris, France.
- Chanson, H., 2009a. Application of the method of characteristics to the dam break wave problem. *J. Hydraul. Res.* 47, 41–49. <https://doi.org/10.3826/jhr.2009.2865>
- Chanson, H., 2009b. Application of the method of characteristics to the dam break wave problem. *J. Hydraul. Res.* 47, 41–49.
- Chapman, J.A., Wilson, B.N., Gulliver, J.S., 2015. Drag force parameters of rigid and flexible vegetal elements. *Water Resour. Res.* 51, 3292–3302. <https://doi.org/10.1002/2014WR015436>
- Chaudhry, M.H., Larocque, L.A., Imran, J., Asce, M., Chaudhry, M.H., Asce, F., 2015. Discussions and Closures Closure to “ Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows , ” by Lindsey Ann LaRocque , Jasim Imran ,. *J. Hydraul. Eng.* 14, 7014022. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705)
- Chen, S.-C., Lin, T.-W., Chen, C.-Y., 2015. Modeling of natural dam failure modes and downstream riverbed morphological changes with different dam materials in a flume test. *Eng. Geol.* 188, 148–158. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.01.016>
- Cheng, N.-S., 2015. Single-layer model for average flow velocity with submerged rigid cylinders. *J. Hydraul. Eng.* 141, 6015012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001037](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001037)
- Cheng, N.-S., 2012. Calculation of drag coefficient for arrays of emergent circular cylinders with pseudofluid model. *J. Hydraul. Eng.* 139, 602–611. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000722](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000722)
- Cheng, N.-S., Nguyen, H.T., 2010. Hydraulic radius for evaluating resistance induced by simulated emergent vegetation in open-channel flows. *J. Hydraul. Eng.* 137, 995–1004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000377](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000377)
- Chow, V.T., 1959. Open-channel hydraulics, 1988th ed. McGraw-Hill, New York.
- Claps, P., Laio, F., 2008. Aggiornamento delle procedure di valutazione delle piene in Piemonte, con particolare riferimento ai bacini sottesi da invasi artificiali - vol. I.
- Clausen, L., Clark, P.B., 1990. The development of criteria for predicting dambreak flood damages using modeling of historical dam failures., in: White, W.R. (Ed.), International Conference on River Flood Hydraulics.
- Cochard, S., Ancey, C., 2008. Tracking the free surface of time-dependent flows : image processing for the dam-break problem. *Exp. Fluids* 44, 59–71. <https://doi.org/10.1007/s00348-007-0374-3>
- Connaughton, J., King, N., Dong, L., Ji, P., Lund, J., 2014. Comparing Simple Flood Reservoir Operation Rules. *Water* 6, 2717–2731. <https://doi.org/10.3390/w6092717>
- Cordero, S., 2013. Modellazione numerica della propagazione di onde di dam-break, caso studio: gli sbarramenti in terra. Politecnico di Torino.
- Cordero, S., Cagninei, A., Poggi, D., 2018. Three-dimensional evolution of a dam-break flow: construction and calibration of a physical model, in: Aronne, A., Elena, N. (Eds.), Proc. Of the 5th IAHR Europe Congress — New Challenges In Hydraulic Research and Engineering Editor(s) Aronne. https://doi.org/10.3850/978-981-11-2731-1_314-cd
- Cunnane, C., 1988. Methods And Merits Of Regional Flood Frequency-Analysis.

- J. Hydrol. 100, 269–290.
- D’Oria, A.D., 2019. Studio sperimentale di onde di collasso su superfici non confinate. Politecnico di Torino.
- Dalrymple, T., 1960. Flood frequency analyses, Water Supply Paper. U.S. Geological Survey, Reston, Va.
- De Saint-Venant, A.J.C.B., 1871. Theorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et a l’introduction des mers dans leurs lits. Comptes Rendus des seances l’Academie des Sci. 73, 237–240.
- Dijkstra, J.T., Uittenbogaard, R.E., 2010. Modeling the interaction between flow and highly flexible aquatic vegetation. Water Resour. Res. 46. <https://doi.org/10.1029/2010WR009246>
- Draper, N.R., Smith, H., 1998. An introduction to nonlinear estimations, in: Draper, N.R., Harry, S. (Eds.), Applied Regression Analysis. John Wiley & Sons, Incorporated, pp. 505–566.
- Dressler, R., 1954. Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave, in: Proc. Int. Assoc. Scientific Hydrology Assemblée Générale. Rome, Italy, pp. 319–328.
- Dressler, R.F., 1952. Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions, Journal of Research National Bureau of Standards. National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Eaket, J., Hicks, F.E., Peterson, A.E., 2005. Use of Stereoscopy for Dam Break Flow Measurement. J. Hydraul. Eng. 131, 24–29. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2005\)131:1\(24\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:1(24))
- Elkholy, M., LaRocque, L.A., Chaudhry, M.H., Imran, J., 2016. Experimental Investigations of Partial-Breach Dam-Break Flows 142, 04016042-1/04016042-12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001185](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001185).
- Estrade, J., 1967. Contribution à l’étude de la suppression d’un barrage. Phase initiale de l’écoulement, in: Bulletin de La Direction Des Etudes et Recherches, Series A, Nucléaire, Hydraulique et Thermique, No. 1. EDF Chatou, pp. 3–128.
- Etminan, V., Lowe, R.J., Ghisalberti, M., 2017. A new model for predicting the drag exerted by vegetation canopies. Water Resour. Res. 53, 3179–3196. <https://doi.org/10.1002/2016WR020090>
- Farr, T.G., Rosen, P.A., Caro, E., Crippen, R., Duren, R., Hensley, S., Kobrick, M., Paller, M., Rodriguez, E., Roth, L., Seal, D., Shaffer, S., Shimada, J., Umland, J., Werner, M., Oskin, M., Burbank, D., Alsdorf, D., 2007. The Shuttle Radar Topography Mission. Rev. Geophys. 45. <https://doi.org/10.1029/2005RG000183>
- Fasanella, G., 2017. Studio sperimentale dell’influenza di macroscabrezze sulla propagazione di onde di piena. Politecnico di Torino.
- Faure, J., Nahas, N., 1961. Etude numérique et expérimentale d’intumescences a forte courbure du front. La houille blanche 576–587.
- Fiorentino, M., Rossi, F., Villani, P., 1987. Effect of the basin geomorphoclimatic characteristics on the mean annual flood reduction curve, in: Proceedings of the IASTED International Conference, Modeling and Simulation. pp. 1777–1784.
- Fletcher, R., 1987. Practical methods of optimization. New York:John Wiley & Sons.
- Fraccarollo, L., Toro, E.F., 1995. Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems. J.

- Hydraul. Res. 33, 843–864. <https://doi.org/10.1080/00221689509498555>
- Franchini, M., Galeati, G., 2000. Comparative analysis of some methods for deriving the expected flood reduction curve in the frequency domain. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 4(1), 155–172.
- FRIEDMAN, J.H., STUETZLE, W., 1982. Smoothing of scatterplots. California.
- Froehlich, D.C., 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *J. Hydraul. Eng.* 1708–1721.
- Froehlich, D.C., 1995. Peak outflow from breached embankment dam. *J. water Resour.* 121, 90–97.
- Gallo, E., Ganora, D., Laio, F., Masoero, A., Claps, P., 2013. Atlante dei bacini imbriferi piemontesi.
- Gan, K., McMahon, T., O'Neill, I.C., 1991. Transposition of Monthly Streamflow Data to Ungauged Catchments. *Nord. Hydrol.* 22, 109–122.
- Ganora, A., Laio, F., Claps, P., 2014. Valutazione probabilistica delle piene in Piemonte e Valle d' Aosta Metodologia Regionale Spatially Smooth.
- Ganora, D., Claps, P., Laio, F., Viglione, A., 2009. An approach to estimate nonparametric flow duration curves in ungauged basins. *Water Resour. Res.* 45. <https://doi.org/10.1029/2008WR007472>
- Ghinami, L.A., 2019. www.dighe.eu [WWW Document].
- Green, J.C., 2005. Modelling flow resistance in vegetated streams: {R}eview and development of new theory. *Hydrol. Process.* 19, 1245–1259. <https://doi.org/10.1002/hyp.5564>
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F., Porfiri, M., Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F., Porfiri, M., 2012. Time of concentration : a paradox in modern hydrology. *Hydrol. Sci. J.* ISSN 57, 217–228. <https://doi.org/10.1080/02626667.2011.644244>
- Guerra, P., 2018. Progettazione e verifica di un light box per lo studio sperimentale di onde di dam-break. Politecnico di Torino.
- Güney, M.S., Tayfur, G., Bombar, G., Elci, S., 2014. Distorted Physical Model to Study Sudden Partial Dam Break Flows in an Urban Area. *J. Hydraul. Eng.* 140. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000926](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000926).
- Guo, Y., Adams, B.J., 1998. Hydrologic analysis of urban catchments with event-based probabilistic models. *Water Resour. Res.* 34, 3421–3431.
- Hanson, G.J., Cook, K.R., Hunt, S.L., 2005. Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Trans. ASAE* 48, 1783–1794.
- Heikkilä, J., Silven, O., 1997. A four-step camera calibration procedure with implicit image correction, in: *IEEE International Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*.
- Hooshyaripor, F., Tahershamsi, A., 2015. Effect of reservoir side slopes on dam-break flood waves. *Eng. Appl. Comput. Fluid Mech.* 9, 458–468. <https://doi.org/10.1080/19942060.2015.1039630>
- Horton, R.E., 1907. Weir Experiments , Coefficients , and Formulas. *Proc., U.S. Geol. Surv. Water Supply*.
- Hosking, J.R.M., Wallis, J.R., 1997. *Regional Frequency Analysis: An Approach Based on L-Moments*. Cambridge University Press.
- Huai, W.-X., Zeng, Y.-H., Xu, Z.-G., Yang, Z.-H., 2009. Three-layer model for vertical velocity distribution in open channel flow with submerged rigid vegetation. *Adv. Water Resour.* 32, 487–492. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2008.11.014>
- Huthoff, F., Augustijn, D., Hulscher, S.J.M.H., 2007a. Analytical solution of the

- depth-averaged flow velocity in case of submerged rigid cylindrical vegetation. *Water Resour. Res.* 43. <https://doi.org/10.1029/2006WR005625>
- Huthoff, F., Augustijn, D.C.M., Hulscher, S.J.M.H., 2007b. Analytical solution of the depth-averaged flow velocity in case of submerged rigid cylindrical vegetation. *Water Resour. Res.* 43, 1–10. <https://doi.org/10.1029/2006WR005625>
- Ishikawa, Y., Mizuhara, K., Ashida, S., 2000. Effect of density of trees on drag exerted on trees in river channels. *J. For. Res.* 5, 271–279. <https://doi.org/10.1007/BF02767121>
- James, C.S., Birkhead, A.L., Jordanova, A.A., O'sullivan, J.J., 2004. Flow resistance of emergent vegetation. *J. Hydraul. Res.* 42, 390–398. <https://doi.org/10.1080/00221686.2004.9728404>
- Järvelä, J., 2002. Flow resistance of flexible and stiff vegetation: a flume study with natural plants. *J. Hydrol.* 269, 44–54. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(02\)00193-2](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(02)00193-2)
- Jovanovik, M., Djordjevik, D., 1995. Experimental verification of the MacCormack numerical scheme. *Adv. Eng. Softw.* 9978, 61–67.
- Katul, Gabriel G., Poggi, D., Ridolfi, L., 2011. A flow resistance model for assessing the impact of vegetation on flood routing mechanics. *Water Resour. Res.* 47. <https://doi.org/10.1029/2010WR010278>
- Katul, Gabriel G., Poggi, D., Ridolfi, L., 2011. A flow resistance model for assessing the impact of vegetation on flood routing mechanics. *Water Resour. Res.* 47, 1–15. <https://doi.org/10.1029/2010WR010278>
- Katul, G.G., Wiberg, P., Albertson, J., Hornberger, G., 2002. A mixing layer theory for flow resistance in shallow streams. *Water Resour. Res.* 38. <https://doi.org/10.1029/2001WR000817>
- Keskin, M.E., Agiralioglu, N., 1997. A simplified dynamic model for flood routing in rectangular channels. *J. Hydrol.* 202, 302–314.
- Keulegan, G.H., Carpenter, L.H., 1958. Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid. *J. Res. Natl. Bur. Stand.* 60, 423–440. <https://doi.org/10.6028/jres.060.043>
- Kim, J., Ivanov, V.Y., Katopodes, N.D., 2012. Hydraulic resistance to overland flow on surfaces with partially submerged vegetation. *Water Resour. Res.* 48. <https://doi.org/10.1029/2012WR012047>
- Kobayashi, N., Raichle, A.W., Asano, T., 1993. Wave attenuation by vegetation. *J. Waterw. Port, Coastal, Ocean Eng.* 119, 30–48.
- Konings, A.G., Katul, G.G., Thompson, S.E., 2012. A phenomenological model for the flow resistance over submerged vegetation. *Water Resour. Res.* 48. <https://doi.org/10.1029/2011WR011000>
- Köppen, W., 1936. *Handbuch der Klimatologie*, in: Köppen, W., (Eds.), R.G. (Eds.), *Gebrüder Bornträger*, Berlin, pp. 1–44.
- Kothyari, U.C., Hayashi, K., Hashimoto, H., 2009. Drag coefficient of unsubmerged rigid vegetation stems in open channel flows. *J. Hydraul. Res.* 47, 691–699. <https://doi.org/10.3826/jhr.2009.3283>
- Kouwen, N., Unny, T.E., Hill, H.M., 1969. Flow retardance in vegetated channels. *J. Irrig. Drain. Div.* 95, 329–344.
- Laaha, G., Blöschl, G., 2006. A comparison of low flow regionalisation methods—catchment grouping. *J. Hydrol.* 323, 193–214. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.09.001>
- Laio, F., Ganora, D., Claps, P., Galeati, G., 2011. Spatially smooth regional estimation of the flood frequency curve (with uncertainty). *J. Hydrol.* 408,

- 67–77. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.07.022>
- Lambert, J.H., 1760. *Photometria sive de mensura et gradibus luminis, colorum et umbrae*. Augusta, Detleffsen.
- LaRocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2013. Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows [WWW Document]. *J. Hydraul. Eng.* [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705)
- LaRocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2013. Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows. *J. Hydraul. Eng.* 139, 569–579. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705)
- LaRocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2012. Experimental and numerical investigations of two-dimensional dam-break flows. *J. Hydraul. Eng.* 139, 569–579.
- Lauber, G., 1997. Experimente zur Talsperrenbruchwelle im glatten geneigten Rechteckkanal. VAW-ETH, Zürich, , Switzerland.
- Lauber, G., Hager, W.H., 1998a. Experiments to dambreak wave: Horizontal channel. *J. Hydraul. Res.* 36, 291–307. <https://doi.org/10.1080/00221689809498620>
- Lauber, G., Hager, W.H., 1998b. Experiments to dambreak wave: Sloping channel. *J. Hydraul. Res.* 36, 761–773. <https://doi.org/10.1080/00221689809498620>
- Lawrence, D.S.L., 2000. Hydraulic resistance in overland flow during partial and marginal surface inundation: {E}xperimental observations and modeling. *Water Resour. Res.* 36, 2381–2393. <https://doi.org/10.1029/2000WR900095>
- Lee, J.K., Roig, L.C., Jenter, H.L., Visser, H.M., 2004. Drag coefficients for modeling flow through emergent vegetation in the {F}lorida {E}verglades. *Ecol. Eng.* 22, 237–248. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2004.05.001>
- Levenberg, K., 1944. A Method for the Solution of Certain Problems in Least Squares. *Q. Appl. Math.* 2, 164–168.
- Limare, A., Tal, M., Reitz, M.D., Lajeunesse, E., Métivier, F., 2011. Optical method for measuring bed topography and flow depth in an experimental flume. *Solid Earth* 2, 143–154. <https://doi.org/10.5194/se-2-143-2011>
- Lobovský, L., Botia-Vera, E., Castellana, F., Mas-Soler, J., Souto-Iglesias, a., 2014. Experimental investigation of dynamic pressure loads during dam break. *J. Fluids Struct.* 48, 407–434. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2014.03.009>
- Maione, U., Mignosa, P., Tomirotti, M., 2003. Regional estimation of synthetic design hydrographs. *Int. J. River Basin Manag.* 151–163. <https://doi.org/10.1080/15715124.2003.9635202>
- Manning, R., 1891. On the flow of water in open channels and pipes. *Trans. Inst. Civ. Eng. Irel.* 20, 161–207.
- Marchi, E., Rubatta, A., 1981. *Meccanica dei Fluidi – principi e applicazioni idrauliche*. UTET, Torino.
- Marjoribanks, T.I., Hardy, R.J., Lane, S.N., 2014. The hydraulic description of vegetated river channels: the weaknesses of existing formulations and emerging alternatives. *Wiley Interdiscip. Rev. Water* 1, 549–560.
- Marquardt, D.W., 1963. An algorithm for Least-Squares Estimation of Non Linear Parametres. *J. Soc. Ind. Appl. Math.* 11, 431–441.
- Masoero, A., Ganora, D., Claps, P., Petaccia, A., 2014. Effects of reservoirs on downstream flood frequency curves, in: III IAHR Europe Congress, Porto - Portugal.
- Massau, J., 1900. *Mémoire sur l'intégration graphique des équations aux dérivées*

- partielles. Imprimeur du roi.
- Mazzotta, S., Aprilini, G., Chiarolla, D., Greco, A., Maistri, A., 2008. Registro italiano dighe: Ricostituzione in ente pubblico.
- McDonnell, J., Woods, R., 2004. On the need for catchment classification. *J. Hydrol.* 299. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.09.003>
- Mediero, L., Jiménez-Álvarez, A., Garrote, L., 2010. Design flood hydrographs from the relationship between flood peak and volume. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 14, 2495–2505. <https://doi.org/10.5194/hess-14-2495-2010>
- Melis, M., 2018. Dam-break wave propagation on a rough surface : Experimental and numerical study. Politecnico di Torino, Duke University.
- Melis, M., Poggi, D., Fasanella, G.O.D., Cordero, S., Katul, G.G., 2019. Resistance to Flow on a Sloping Channel Covered by Dense Vegetation following a Dam Break. *Water Resour. Res.* 55. <https://doi.org/10.1029/2018WR023889>
- Miglia, I., 2015. Un metodo speditivo per l'analisi del rischio legato ad invasi di competenza regionale. Politecnico di Torino.
- Miotto, F., Claps, P., Laio, F., Poggi, D., 2007. An analytical index for flood attenuation due to reservoirs, in: XXXII IAHR Congress, Electronic Proceedings. Venice, Italy, pp. 1–10.
- Moré, J.J., Sorensen, D.C., 1983. Computing a Trust Region Step 4, 553–572. <https://doi.org/https://doi.org/10.1137/0904038>
- Natali, M., 2019. Experimental and numerical analysis of dam-break wave propagation on vegetated slopes. Politecnico di Torino.
- Nepf, H.M., 2012. Flow and transport in regions with aquatic vegetation. *Annu. Rev. Fluid Mech.* 44, 123–142. <https://doi.org/10.1146/annurev-fluid-120710-101048>
- Nepf, H.M., 1999. Drag, turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation. *Water Resour. Res.* 35, 479–489. <https://doi.org/10.1029/1998WR900069>
- NERC, 1975. Estimation of flood volumes over different duration. *Flood Stud. Rep. I*, 352–373.
- Noarayanan, L., Murali, K., Sundar, V., 2012. Manning's n coefficient for flexible emergent vegetation in tandem configuration. *J. Hydro-environment Res.* 6, 51–62.
- Ouarda, T., Ba, K.M., Diaz-Delgado, C., Carsteanu, A., Chokmani, K., Gingras, H., Quentin, E., Trujillo, E., Bobee, B., 2008. Intercomparison Of Regional Flood Frequency Estimation Methods At Ungauged Sites For A Mexican Case Study. *J. Hydrol.* 348, 40–58. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.09.031>
- Ouarda, T., Girard, C., Cavadias, G.S., Bobee, B., 2001. Regional flood frequency estimation with canonical correlation analysis. *J. Hydrol.* 254, 157–173.
- Ouarda, T.B.M.J., Hache, M., Bruneau, P., Bobe, B., 2000. Regional flood peak and Volume estimation in northern canadian basin. *J. COLD Reg. Eng.* 14, 176–191.
- Ozmen-Cagatay, H., Kocaman, S., Guzel, H., 2014. Investigation of dam-break flood waves in a dry channel with a hump. *J. Hydro-environment Res.* 8, 304–315. <https://doi.org/10.1016/j.jher.2014.01.005>
- Poggi, D., Cordero, S., Dieudonné, S., 2015a. Aree vulnerabili per onde di piena dovute a rottura di sbarramenti - Zones vulnérables aux ondes de crue provoquées par la rupture des barrages., in: Progetto RISBA Rischio Degli

- Sbarramenti Artificiali - Projet RISBA Risque Des Barrages - Stampa - ISBN: 9788894069501. pp. 153–170.
- Poggi, D., Cordero, S., Dieudonné, S., 2015b. Metodi speditivi per la mappatura delle aree vulnerabili per onde dovute a rottura di sbarramenti / Evaluation de l'onde de rupture en aval de l'ouvrage. REPORT FINALE Azione3.1/RAPPORT FINAL Action3.1.
- Poggi, D., Grimaldi, S., Perucca, E., Miotto, F., Pozzallo, M., Cagninei, A., 2009a. Definizione di una metodologia speditiva per il calcolo del coefficiente di rischio globale per gli sbarramenti di competenza regionale.
- Poggi, D., Krug, C., Katul, G.G., 2009b. Hydraulic resistance of submerged rigid vegetation derived from first-order closure models. *Water Resour. Res.* 45. <https://doi.org/10.1029/2008WR007373>
- Raupach, M.R., 1992. Drag and drag partition on rough surfaces. *Boundary-Layer Meteorol.* 60, 375–395. <https://doi.org/10.1007/BF00155203>
- RESCDAM, 2000. The Use Of Physical Models In Dam-Break Flood Analysis, in: Final Report of Helsinki University of Technology. p. 57.
- Rinaldi, M., 2019. Formazione dell'onda di dam-break bidimensionale: studio sperimentale con macro particelle neutre. Politecnico di Torino.
- Ritter, A., 1892. Die fortpflanzung der wasserwellen. *Zeitschrift des Vereines Dtsch. Ingenieure* 36, 947–954.
- Rossi F. e Villani, P., 1987. La valutazione della piena media annua istantanea e di assegnata durata attraverso le caratteristiche geomorfoclimatiche del bacino., Rapporto annuale Linea 1. GNDICI-CNR.
- Rossi, F., Villani, P., 1994. Valutazione delle Piene in Campania. Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento di Protezione Civile, Salerno.
- Rousseeuw, P., Ruts, I., W. Tukey, J., 1999. The Bagplot: A Bivariate Boxplot. *Am. Stat.* - *AMER Stat.* 53, 382–387. <https://doi.org/10.1080/00031305.1999.10474494>
- Sanders, B.F., 2008. Integration of a shallow water model with a local time step. *J. Hydraul. Res.* 46, 466–475. <https://doi.org/10.3826/jhr.2008.3243>
- Scarrott, R., Reed, D., Bayliss, A., 1999. Indexing the attenuation effect attributable to reservoirs and lakes, in: Institute of Hydrology (Ed.), Flood Estimation Handbook. Wallingford.
- Schoklitsch, A., 1917. Über Dambruchwellen, in: Kaiserliche Akademie Der Wissenschaften. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse, Sitzungberichte IIa, Wien, pp. 1489–1514.
- Silvagni, G., 1984. Valutazione dei massimi deflussi di piena.
- Skoien, J.O., Merz, R., Blöschl, G., 2006. Top-kriging - geostatistics on stream networks. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 10, 277–287.
- Snyder, W.M., 1962. Some possibilities for multivariate analysis in hydrologic studies. *J. Geophys. Res.* 67, 721–729. <https://doi.org/10.1029/JZ067i002p00721>
- Soares-Frazão, S., 2007. Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill. *J. Hydraul. Res.* 45, 19–26. <https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521829>
- Soares-Frazão, S., Zech, Y., 2007. Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle. *J. Hydraul. Res.* 45, 27–36. <https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521830>
- Sordo-Ward, A., Garrote, L., Martín-carrasco, F., Dolores, M., 2012. Extreme flood abatement in large dams with fixed-crest spillways. *J. Hydrol.* 466–467, 60–72.

- Spector, P., Friedman, J., Tibshirani, R., Lumley, T., Garbett, S., Baron, J., 2016. ACE and AVAS for Selecting Multiple Regression Transformations. Packag. 'acepack.' <https://doi.org/10.1080/01621459.1985.10478157>>
- Spinewine, B., Zech, Y., 2007. Small-scale laboratory dam-break waves on movable beds. *J. Hydraul. Res.* 45, 73–86. <https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521834>
- Stansby, P.K., Chegini, A., Barnes, T.C.D., 1998. The initial stages of dam-break flow †. *J. Fluid Mech.* 374, 407–424.
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Foufoula-Georgiou, E., 1993. Frequency analysis of extreme events, in: Maidment, D.R. (Ed.), *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill.
- Stoesser, T., Kim, S.J., Diplas, P., 2010. Turbulent flow through idealized emergent vegetation. *J. Hydraul. Eng.* 136, 1003–1017. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000153](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000153)
- Stoker, J.J., 1957. *Water waves*. Interscience Publishers, New York, pp. 331–341.
- Su, S.-T., Barnes, A.H., 1970. Geometric and Frictional Effects on Sudden Releases. *J. Hydraul. Div.* 96, 2185–2200.
- Szucs, P., Horne, R.N., 2009. Applicability of the ACE algorithm for multiple regression in hydrogeology. *Comput. Geosci.* 13, 123–134. <https://doi.org/10.1007/s10596-008-9112-z>
- Tanino, Y., Nepf, H.M., 2008. Laboratory investigation of mean drag in a random array of rigid, emergent cylinders. *J. Hydraul. Eng.* 134, 34–41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:1\(34\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:1(34))
- Theil, H., 1961. *Economic forecasts and policy*, 2nd rev. e. ed. Amsterdam : North-Holland Pub. Co.
- Tomirotti, M., Mignosa, P., 2017. A methodology to derive Synthetic Design Hydrographs for river flood management. *J. Hydrol.* 555, 736–743. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.10.036>
- Townson, M.J., Al-Salihi, A.H., 1989. Models of dam-break flow in r-t space. *J. Hydraul. Eng.* 115, 561.
- Van Dyke, M., 1982. *An Album of Fluid Motion*.
- Varnes, D.J., 1984. *Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice*. Paris, France.
- Viglione, A., Claps, P., Laio, F., 2007. Mean annual runoff estimation in North-Western Italy, in: La-Loggia, G. (Ed.), *Water Resources Assessment and Management under Water Scarcity Scenarios*. Edizioni CSDU, Milano, pp. 97–121.
- Vischer, V.L., Hager, W.H., 1997. *Dam hydraulics*. Wiley, New York.
- Vogel, S., 1996. *Life in moving fluids: {T}he physical biology of flow*. Princeton University Press, Princeton, NJ.
- Wang, W.-J., Huai, W.-X., Thompson, S., Katul, G.G., 2015. Steady nonuniform shallow flow within emergent vegetation. *Water Resour. Res.* 51, 10047–10064. <https://doi.org/10.1002/2015WR017658>
- Ward, A.D., Elliot, W.J., 1995. *Environmental hydrology*. CRC Press, New York.
- Whitham, G.B., 1955. The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem. *Proc. R. Soc. London A* 227, 399–407.
- Wong, T.S., 1963. A multivariate statistical model for predicting mean annual flood in New England. *Ann. Assoc. Am. Geogr.* 53, 298–311. <https://doi.org/10.1111/j.1467-8306.1963.tb00451.x>

- Wu, C., Huang, G., Zheng, Y., 2000. Theoretical solution of dam break shock wave. *J. Hydraul. Eng.* 125, 1210–1215.
- Wu, F.C., Shen, H.W., Chou, Y.J., 1999. Variation of roughness coefficients for unsubmerged and submerged vegetation. *J. Hydraul. Eng.* 125, 934–942. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1999\)125:9\(934\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:9(934))
- Xiao, Y., Guo, S., Liu, P., Yan, B., Chen, L., 2009. Design flood hydrograph based on multicharacteristic synthesis index method. *J. Hydrol. Eng.* 14, 1359–1364. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2009\)14:12\(1359\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2009)14:12(1359))
- Young, C.A., Escobar-Arias, M.I., Fernandes, M., Joyce, B., Kiparsky, M., Mount, J.F., Mehta, V.K., Purkey, D., Viers, J.H., Yates, D., 2009. Modeling the hydrology of climate change in California's Sierra Nevada for subwatershed scale adaptation. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 45, 1409–1423. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2009.00375.x>
- Yue, S., Ouarda, T.B.M., Bobée, B., Legendre, P., Bruneau, P., 1999. The Gumbel mixed model for flood frequency analysis. *J. Hydrol.* 226, 88–100. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(99\)00168-7](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694(99)00168-7)
- Yue, S., Ouarda, T.B.M.J., Bobée, B., Legendre, P., Bruneau, P., 2002. Approach for Describing Statistical Properties of Flood Hydrograph. *J. Hydrol. Eng.* 7, 147–153. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2002\)7:2\(147\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2002)7:2(147))
- Zdravkovich, M.M., 2000. Flow around circular cylinders: {A}pplications. Oxford University Press, Oxford, United Kingdom.
- Zech, Y., Soares-Frazão, S., 2007. Dam-break flow experiments and real-case data. A database from the European IMPACT research. *J. Hydraul. Res.* 45, 5–7. <https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521827>
- Zech, Y., Soares-Frazão, S., Spinewine, B., Le Grelle, N., 2008. Dam-break induced sediment movement: Experimental approaches and numerical modelling. *J. Hydraul. Res.* 46, 176–190.
- Zhang, L., Singh, V.P., 2006. Bivariate Flood Frequency Analysis Using the Copula Method. *J. Hydrol. Eng.* 11, 150–164. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2006\)11:2\(150\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2006)11:2(150))
- Zhang, Z., 2000. A flexible new technique for camera calibration. *IEEE Trans. Pattern Anal. Mach. Intell.* 22, 1330–1334. <https://doi.org/10.1109/34.888718>
- Zhao, K., Cheng, N.S., Wang, X., Tan, S.K., 2013. Measurements of fluctuation in drag acting on rigid cylinder array in open channel flow. *J. Hydraul. Eng.* 140, 48–55. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000811](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000811)