



**POLITECNICO
DI TORINO**

Deliverable del WP 4.2.1

Metodologia speditiva per la modellazione di onde di piena a segui- to di collasso dello sbarramento

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 non forestati. 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. Nel capitolo 4 si considera l'eventualità del collasso di uno sbarramento, in particolare si ripropongono brevemente le teorie della propagazione dell'onda di dam-break e alcuni degli approcci numerici e sperimentali presenti in letteratura su questo tema. L'attenzione è poi rivolta ai piccoli invasi di competenza regionale (Cap.5), 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 nell'ambito dei progetti europei Alcotra Risba e Resba. 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, nel capitolo 6 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 que-

sto 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	5
1.1 Premessa	5
1.2 I piani di emergenza connessi alle dighe: impatto su grandi aree	7
1.3 Il sistema di grandi dighe In Piemonte e Valle d'Aosta	9
1.4 Il sistema delle stazioni di misura delle portate in Piemonte e Valle d'Aosta. Misura dei volumi di piena.....	13
1.5 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di grandi dighe.....	16
1.6 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di piccole dighe	18
2. Aggiornamento dei metodi di stima dei volumi di piena e degli idrogrammi di progetto	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.1 Statistiche dei volumi di piena e CRCP	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.2 Derivazione delle CRCP dai dati osservati	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3 Regionalizzazione	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.1 Riduzione del numero di descrittori iniziali	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.2 Trasformazioni preliminari delle caratteristiche dei bacini	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.3 Regressione lineare	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.4 Alternating Conditional Expectation algorithm (ACE)	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.5 Canonical Correlation Analysis (CCA)	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.4 Discussione e risultati	Errore. Il segnalibro non è definito.
3. Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione naturale e supervisionata	Errore. Il segnalibro non è definito.

3.1	Laminazione non supervisionata (statica)	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.1.1	Idrogramma in ingresso.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.1.2	Esempi di applicazione del metodo	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.2	Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione gestito mediante manovre degli organi di scarico	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.2.1	Curva d'invaso	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.2.2	Regole di apertura e chiusura dello scarico di fondo	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.2.3	Esempi di applicazione	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.3	Discussione e risultati	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.	Valutazione della propagazione di un'onda di dam-break su territori collinari	20
4.1	Introduzione teorica	21
4.1.1	Modelli di propagazione delle onde di piena	23
4.1.2	Soluzioni analitiche dell'onda di dam-break.....	24
4.1.3	Soluzioni numeriche dell'onda di dam-break	28
4.2	Studi sperimentali dell'onda di dam-break in letteratura.....	36
4.2.1	Articoli sperimentali con set-up bidimensionali	36
4.2.2	Articoli sperimentali con set-up tridimensionali.....	40
4.3	Il concetto di "rischio"	44
4.3.1	Il danno D_p	44
4.3.2	La vulnerabilità V	45
4.4	Uso del suolo	46
4.4.1	Forza di trascinamento e perdite di carico.	48
4.4.2	Attrito alla parete vs forza di trascinamento distribuita nella zona del fronte d'onda.....	51
5.	Piccoli invasi e valutazione del rischio: stima delle aree allagabili, stima della curva di vulnerabilità e dell'intensità dell'evento	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.1	Descrizione degli invasi e analisi statistiche	Errore. Il segnalibro non è definito.

5.2	Approccio numerico	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.3	Modello fisico 3D	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.3.1	Caratteristiche del fondo	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.3.2	Illuminazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.3.3	Strumenti di misura	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4	Esperimenti a fondo liscio	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4.1	Ripetibilità ed evoluzione del fronte	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4.2	Misura dell'altezza d'acqua	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4.3	Misura della velocità	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4.4	Studio della vena effluente..	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.5	Discussione e risultati	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.	Studio dell'impatto della vegetazione.....	53
6.1	Modello 2D	53
6.1.1	Il set-up sperimentale	54
6.1.2	Soluzione numerica delle equazioni di DSV	58
6.1.3	Risultati	59
6.1.4	Discussione	64
6.1.5	Conclusioni e ulteriori implicazioni.....	69
6.2	Modello 3D	70
6.2.1	Modello fisico	71
6.2.2	Modello numerico del caso 3D	75
6.2.3	Discussione e confronto dei risultati	75
7.	Conclusioni generali	83
8.	Bibliografia	96

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).

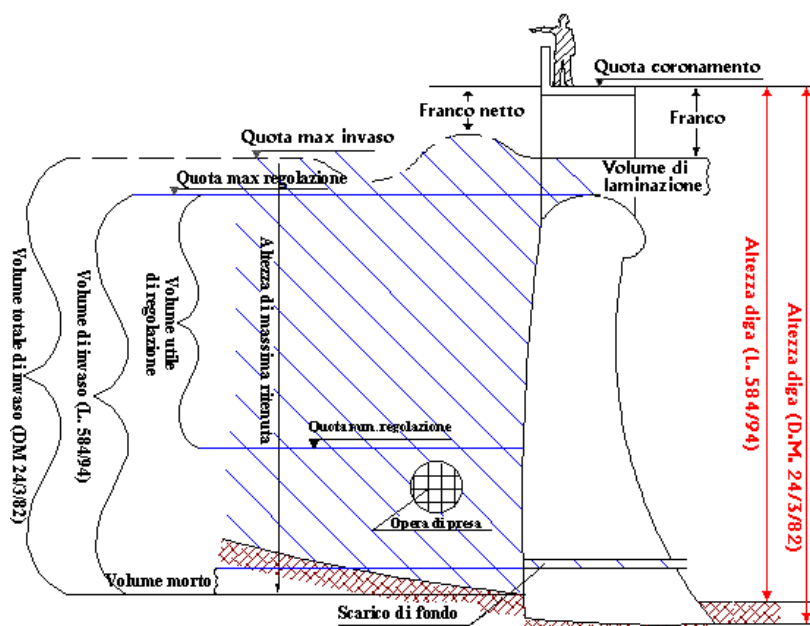


Figura 1: principali elementi e grandezze di una diga secondo la vigente normativa italiana (schema tratto dal sito www.dighe.eu a cura dell'Ing. Luigi A. Ghinami).

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 1 km^2 a circa 700 km^2 ; i più estesi sono quello di Gorge di Susa (697 km^2) e Roccasparvera (591 km^2). I più piccoli sono Rossana, Chabrière, Lomellina, Busin Inferiore e Alpe Larecchio compresi tra 1 e 3 km^2 . 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 m^3 . 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 Mm^3) 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 Mm^3) 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 confluiscono, 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 Il sistema delle stazioni di misura delle portate in Piemonte e Valle d'Aosta. Misura dei volumi di piena

Dal 2002 Arpa Piemonte ha acquisito le competenze del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) trasferite alle Regioni in attuazione del D.P.C.M. del 24 luglio 2002.

Il sistema di monitoraggio meteorologico della Regione Piemonte è costituito da strumenti dislocati sul territorio regionale e, per la maggior parte, organizzati in reti. Per consentire una elaborazione centralizzata dei dati in base alle diverse finalità cui sono destinati, tutti gli strumenti afferiscono al Centro Funzionale. La struttura di riferimento in materia all'interno di Arpa Piemonte è denominata "Idrologia ed effetti al suolo" e fa parte del Dipartimento tematico "Sistemi Previsionali". La realizzazione di questa rete di monitoraggio automatica (rete meteoroidro-nivometrica automatica) è stata iniziata nel 1988 e ad oggi si compone di circa 400 stazioni di rilevamento in teletrasmissione con una densità media di uno strumento ogni 100 km². Si tratta di una maglia più fitta di stazioni termopluviometriche che monitora la situazione di ogni bacino montano o collinare completata da un gruppo di stazioni nivometriche che forniscono informazioni sul manto nevoso e da un gruppo di stazioni idrometriche che registrano i livelli dei principali corsi d'acqua piemontesi.

Per quanto riguarda queste ultime, la dotazione strumentale minima consiste in un idrometro ad ultrasuoni per la misura del livello idrometrico a cui possono essere associati un idrometro a pressione, un pluviometro ed altri sensori meteorologici.

L'idrometro a ultrasuoni è un sensore composto da due trasduttori affiancati: uno trasmette un impulso ultrasonico diretto ad un corpo sottostante, mentre l'altro misura il tempo impiegato dall'impulso stesso per percorrere la distanza tra i trasduttori e la superficie del corpo. Questo tempo fornisce la misura dell'aumento o della diminuzione del livello del corpo sottostante. Il software di gestione depura il segnale compensando le turbolenze locali della superficie del liquido e le influenze della temperatura sul tempo di propagazione degli ultrasuoni. La precisione strumentale è dell'ordine di ± 1 cm.



**Figura 5: idrometro installato presso il ponte sul Po della SP122 Via Villastellone – Carignano (TO).
Immagini tratte dal sito di Arpa Piemonte.**

Sul sito dell'Arpa Piemonte, alla sezione “rischi naturali”(Arpa Piemonte, n.d.) è possibile consultare le osservazioni a scansione oraria in tempo reale e per i 7 giorni precedenti registrati dalle stazioni di misura presenti sul territorio. I dati consultabili sono: media oraria della temperatura, precipitazione cumulata oraria, media oraria della velocità del vento, media oraria della direzione del vento, media oraria dell'umidità relativa, media oraria della pressione atmosferica, media oraria dell'altezza di neve al suolo e media oraria del livello idrometrico.

Nello spirito della pubblicazione n. 17 del SIMN (catalogo sistematico delle piene in Italia la cui ultima edizione risale al 1970) e con il supporto del Politecnico di Torino, nel 2012, è stato aggiornato il catalogo delle piene a conclusione di un lavoro di sintesi da un lato di una sistematica ed estesa rivalutazione di altezze idrometriche già rilevate dal SIMN, ma mai convertite in valori di portata e dall'altro della raccolta dati effettuata presso stazioni idrometriche e invasi da diversi soggetti. Nel catalogo (Barbero et al., 2012) sono presenti dati sulle portate di piena per un totale di 140 bacini, ognuno dei quali con almeno 5 anni di misure. La tipologia di dato è variabile da sezione a sezione, e comprende valori di portata al colmo, massimi orari, giornalieri, o su finestre di 24 ore consecutive. Questa pubblicazione costituisce un riferimento per quanto riguarda le piene antecedenti al 2010. Ad oggi nuovi dati sono disponibili derivanti da stazioni all'epoca non esistenti o con un numero di anni di attività inferiore a 5.

Al fine dello studio dei volumi di piena (vedi capitolo 3) sono stati considerati 110 bacini alpini dei quali sono note le caratteristiche geomorfoclimatiche (Gallo et al., 2013). Per ciascuna stazione di misura, sono disponibili almeno 6 anni di serie di dati idrometrici. Gli anni di osservazione, con alcuni intervalli, coprono un periodo che va dal 1928 al 2015. In Figura 7 è rappresentata la distribuzione dei dati per le diverse stazioni di misura, mentre la Figura 6 mostra la collocazione sul territorio di detti idrometri. La maggior parte dei bacini considerati si trova in Piemonte, 3 sono in Valle d'Aosta e 5 in Liguria.

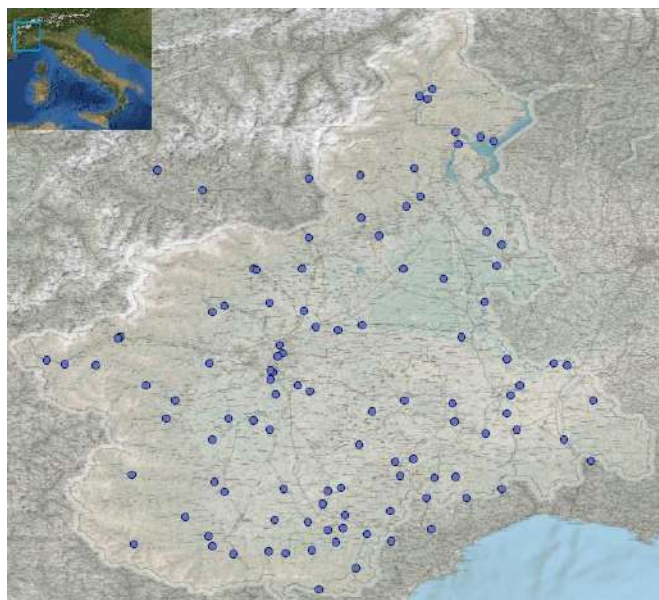


Figura 6: localizzazione delle stazioni idrometriche i cui dati sono stati utilizzati per lo studio dei volumi di piena (cap. 3).

L'origine dei dati è varia, è stato infatti creato un unico database partendo dai dati raccolti da 3 diverse fonti:

- Serie temporali registrate a scansione di 10' e 30' tra il 2000 e il 2015 fornite da Arpa Piemonte per 83 stazioni;
- Serie temporali di livelli idrometrici per 26 stazioni, a scansione di 5' e 15' per gli anni dal 1928 al 1994, raccolte e trasformate in idrogrammi nell'ambito del progetto di digitalizzazione delle serie storiche con lettore grafico GADI;
- Dati raccolti da Rossi F. e Villani, 1987 forniti in forma di rapporto di riduzione per le durate $D=1,2,3,4,5,6,9,12,18,24,48$ ore per 18 stazioni e relative agli anni 1928-1994.

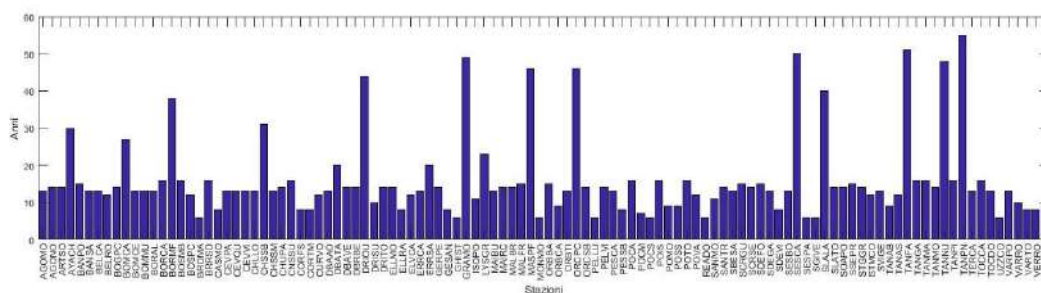


Figura 7: numero di anni di dati idrometrici disponibili per le diverse stazioni di misura.

Si noti che non tutte le serie di portata fornite da Arpa Piemonte sono complete sui 12 mesi dell'anno pertanto è stata eseguita una procedura di verifica finalizzata alla completa riabilitazione di alcuni anni o all'eliminazione degli stessi. Tutti gli anni con percentuale di valori mancanti superiore al 30% sono stati scartati a priori, mentre per gli anni con percentuale di valori mancanti inferiore al 30% vengono analizzate le serie di pioggia registrate da tutte le stazioni pluviometriche

presenti all'interno del bacino per capire se il valore di portata mancante si trovi in corrispondenza di un evento pluviometrico o meno.

Si calcola il fattore di crescita delle portate $K_{T,Q}$, definito come il rapporto tra la portata massima annuale e la media delle portate massime sull'intervallo dei 16 anni registrati (dal 2000 al 2015).

Si stima il fattore di crescita delle piogge, definito come il rapporto $K_{T,i}$ della massima altezza di pioggia misurata nel giorno di assenza di dati nella serie delle portate e la massima precipitazione media sulle 24 ore.

Se $K_{T,i} > K_{T,Q}$ allora l'evento pluviometrico potrebbe aver causato una portata, alla stazione idrometrica, superiore alla portata di picco registrata per l'anno considerato, pertanto l'anno viene considerato errato e non incluso nel nuovo database.

Soltanto 22 delle 26 stazioni descritte in b) possono essere utilizzate poiché per le altre non è disponibile la scala di deflusso per gli anni in cui è disponibile la serie dei livelli idrometrici. Ai fini esposti nel capitolo 3, in caso di sovrapposizione tra i dati di b) e c), viene calcolato il rapporto tra la portata media massima su una durata di 24 ore e la portata di picco nell'anno considerato; si confronta tale rapporto con il rapporto tra la massima portata giornaliera e la portata di picco fornite dal catalogo (Barbero et al., 2012) e si utilizzano i dati della fonte che minimizza la differenza tra i due rapporti.

1.5 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di grandi dighe

Nei primi paragrafi di questo capitolo si è posto l'accento sulla normativa inerente le dighe e, in particolare, sulle direttive e le leggi volte a tutelare i territori a valle. Fra tutte, la direttiva P.C.M. 27 febbraio 2004, demanda alle regioni il compito di 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”*. Tali strategie richiedono un'importante base di conoscenza tecnico-scientifica, la cui definizione è uno degli obiettivi di questo lavoro.

Per quel che riguarda l'interazione degli invasi con i fenomeni di piena naturali, riveste un ruolo fondamentale la stima dei volumi degli idrogrammi di piena di progetto. In funzione di questi volumi si può definire l'efficacia di laminazione delle grandi dighe. Un approccio possibile in tal senso è la realizzazione di simulazioni tipo Montecarlo che prevedono la generazione di un elevato numero di idrogrammi di progetto, la risoluzione di equazioni di continuità sulla geometria dell'opera considerata e la scelta dell'idrogramma più gravoso (a parità di portata di picco) come idrogramma di progetto. Per la definizione dell'idrogramma si possono utilizzare metodi afflussi-deflussi, modelli idrologici integrati (e.g. Sordo-Ward et al., 2013) o forme schematiche definite attraverso una serie di parame-

tri (e.g. Brunner et al., 2017). In quest'ultimo caso soprattutto, si ricorre spesso a modelli bivariati di tipo copula per la generazione di coppie portata di picco-volume (e.g. De Michele et al., 2005). A valle dell'utilizzo di questi metodi su diversi bacini si ricercano comportamenti comuni e indici per legare i risultati ottenuti a grandezze rappresentative.

In questa tesi si è scelto di utilizzare un approccio induttivo piuttosto che deduttivo. Partendo dal legame portate - volumi - durate espresso dalla curva di riduzione dei colmi di piena (si veda il capitolo 2), si ricercano i legami tra i parametri di tale curva e le caratteristiche idro-geo-morfologiche del bacino. L'intento è quello di rappresentare in modo semplice le dinamiche alla base del legame tra portata e volume, mantenendo un rapporto quanto più diretto possibile con i dati raccolti (serie storiche di portate e caratteristiche dei bacini idrografici). L'obiettivo finale è quello di realizzare un modello di regionalizzazione dei volumi di piena da utilizzare in siti non strumentati, usando caratteristiche idrologiche e fisiche analoghe a quelle dei bacini del database iniziale.

Legato al volume di piena e ai piani di laminazione in presenza di invasi, alla luce della normativa vigente, sorge spontaneo l'interrogativo su quali dighe valga la pena di investire risorse per la realizzazione di un piano di laminazione attiva, prevedendo cioè manovre sugli scarichi secondo un preciso protocollo e solo in previsione di un evento di una fissata entità svincolandosi dalla prescrizione del mantenimento di un livello di invaso inferiore alla quota di massima regolazione per determinati periodi dell'anno. A questo proposito, sulle orme degli indici semi-empirici SFA e FARL validi per laminazione naturale (senza manovre sugli scarichi e considerando l'arrivo dell'onda di piena con livello d'invaso alla quota di massima regolazione), si ricerca un metodo di classificazione preventiva delle dighe sulla base delle loro potenzialità di laminazione in un'ottica di gestione attiva degli scarichi. Il valore aggiunto di questo tipo di gestione volta allo svaso preventivo è legato al fatto che, se correttamente progettata, essa produce una diminuzione del rischio nei territori a valle e sull'opera stessa senza penalizzare il gestore. Nel cap. 3 si propongono dei diagrammi diagnostici ottenuti a partire dall'equazione di continuità ipotizzando semplici regole di scarico e considerando la reale curva di invaso.

La prima normativa inerente ai piani di laminazione risale, come noto al 2004, un approccio come quello qui trattato non è però da ritenersi ormai superato. Per quanto riguarda il bacino del Po, per esempio, l'ultimo documento in proposito è datato aprile 2015 e si tratta della relazione finale "Attività del Tavolo Tecnico per l'individuazione degli invasi utili alla laminazione delle piene al fine della definizione dei piani di laminazione". Tale tavolo tecnico era stato istituito, in parallelo con analoga attività presso le singole regioni, al fine di coordinare le attività conoscitive necessarie a valutare gli effetti della gestione dei volumi accumulati negli invasi regolati dalle dighe, sulla formazione e propagazione delle onde di piena nei tratti di valle ed eventualmente sul Po.

La citata relazione riassume i principali risultati ottenuti e si pone come base di successivi approfondimenti. Tra i sotto progetti ivi descritti vi sono la raccolta di documenti e la predisposizione di piani per la gestione inerenti i grandi laghi:

Maggiore, di Varese, di Como, d'Iseo, d'Idro e di Garda. Vengono inoltre raccolti i risultati delle ricognizioni regionali inerenti alle grandi dighe per le quali fossero già in atto o comunque già previste funzioni di laminazione (almeno a scala locale). Le dighe individuate furono: per la Lombardia la diga Olona, la traversa Lago Pusiano, la traversa Lago d'Idro (in collaborazione con la Provincia Autonoma di Trento); per la Provincia Autonoma di Trento le diga Ponte Pià e Malga Boazzo; per l'Emilia Romagna la diga Mignano, le traverse delle casse di espansione di Parma, Panaro, Crostolo e Rubiera ed infine, per il Piemonte, la diga Ingagna (Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte 6 ottobre 2014, n. 37-403).

Ad oggi, relativamente alla sola Regione Piemonte, la situazione è rimasta immutata dal punto di vista dei piani di laminazione approvati anche se una classificazione degli invasi, inerente alla sola laminazione naturale, è stata emanata con la Deliberazione della Giunta Regionale 27 aprile 2018, n. 22-6795. Nella stessa delibera è anche stato fatto un tentativo di classificazione basato sulla valutazione incrociata tra indice di laminazione naturale e indice di vulnerabilità (definito come numero totale di elementi poligonali, lineari e puntuali con rischio R4 intercettati nei 20 km di alveo a valle dello sbarramento in riferimento alla mappe della pericolosità e del rischio contenute nel Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del distretto idrografico Padano, approvato con D.P.C.M. 27 ottobre 2016). In questa classifica, che comprende 67 invasi, la diga di Ingagna si trova in 15° posizione.

1.6 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 5 e 6 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 capitolo 4, 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 4

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 nel capitolo 6, 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 bi-dimensionale, 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 5.2 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 legati 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 campo 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.

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

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 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.

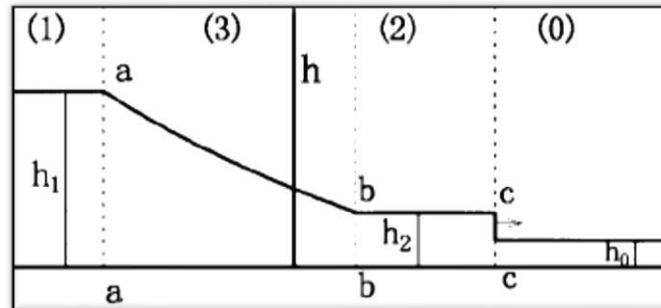


Figura 8: schematizzazione dell'onda d'impatto, definizione delle zone secondo Stokes (immagine tratta da Poggi et al., 2009).

Con riferimento alla schematizzazione indicata in Figura 8, 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 9):

- 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 $z_c = \frac{z_1+z_3+z_2}{3}$

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

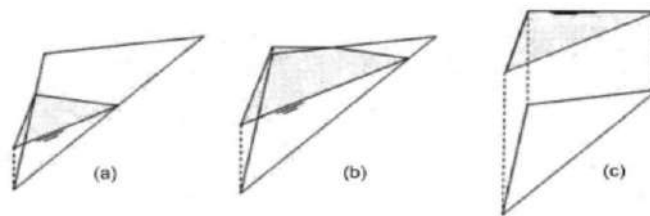


Figura 9: volume idrico presente all'interno della cella di calcolo (a) $z_1 < \eta \leq z_2$; (b) $z_2 < \eta \leq z_3$; (c) $z_3 < \eta$. Immagine tratta dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

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 10.

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.

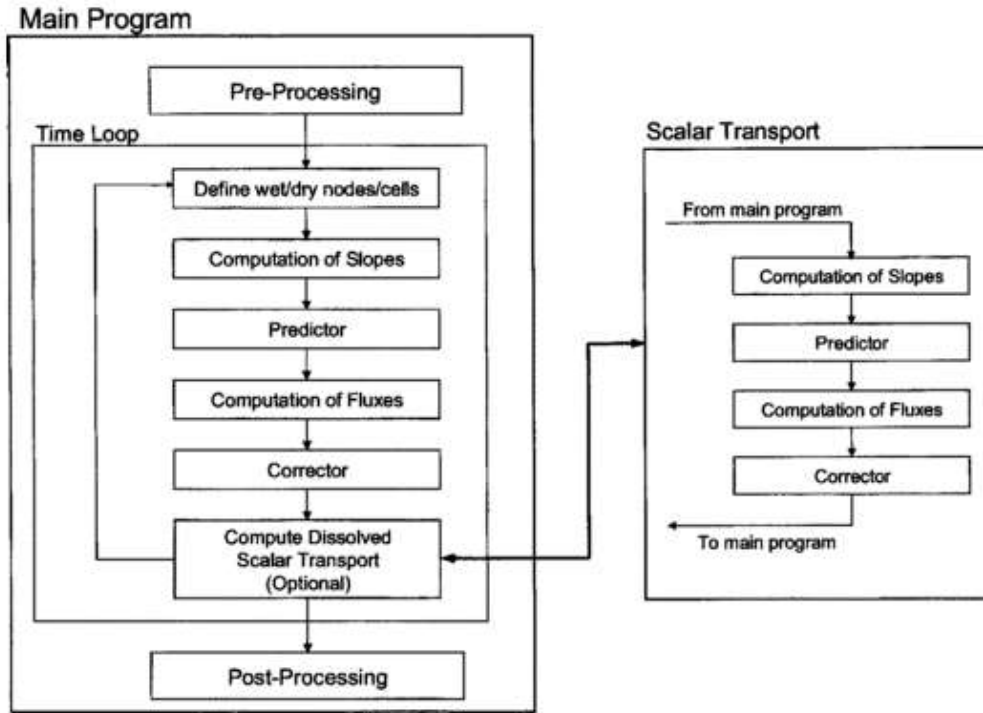


Figura 10: flowchart dell'algoritmo di calcolo implementato nel programma "Brezo" tratto dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

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).

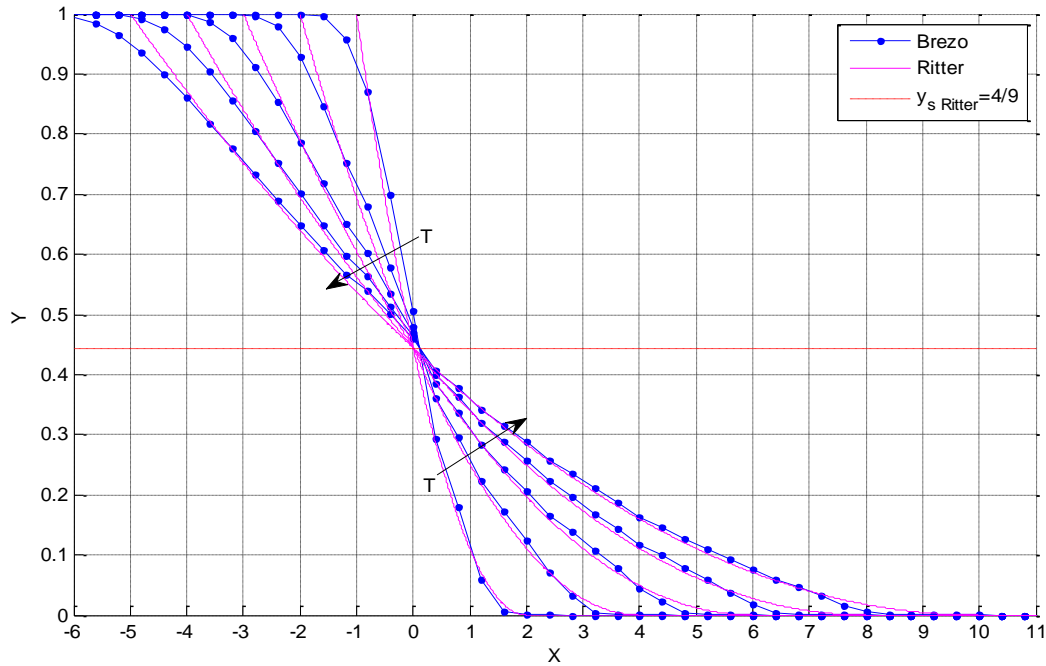


Figura 11: confronto dei profili $Y(X)$ per gli istanti adimensionali $T=1,2,3,4,5$ ($t=1.59s, 3.19s, 4.79s, 6.38s, 7.98s$). Immagine tratta da (Cordero, 2013).

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 11), 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**): 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 12). 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.

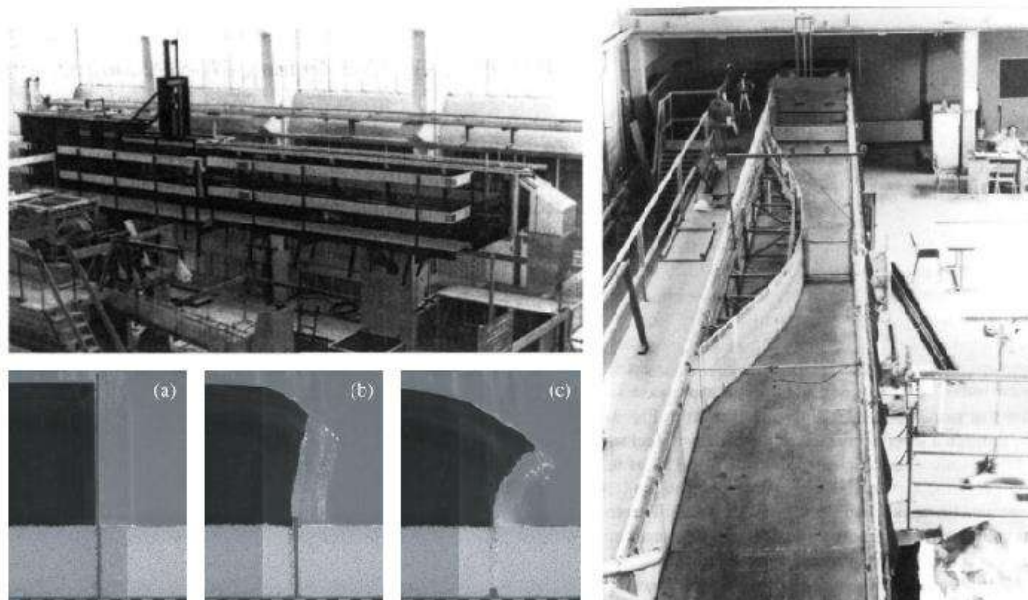


Figura 12: a sinistra in alto il canale sperimentale utilizzato da Lauber e Hager (Lauber and Hager, 1998a, 1998b), in basso a sinistra 3 fotogrammi tratti dall' articolo di Spinewine and Zech (2007). A destra, il canale sperimentale utilizzato da Bellos et al. (Bellos et al., 1992).

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 12): 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 12). Le configurazioni iniziali sono 6 e si differenziano sia per l'altezza d'acqua iniziale che per lo spessore dei sedimenti (sabbia o sferette 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 13) 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 13). 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.

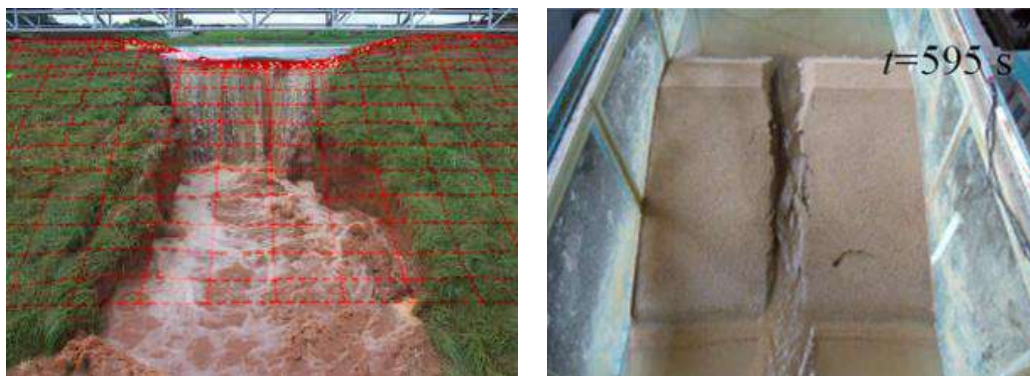


Figura 13: fotogrammi dell'evoluzione della breccia in uno sbarramento in terre tratti rispettivamente da (partendo da sinistra) Hanson et al. (2005) e Cao et al. (2011).

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 14). 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 14 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.

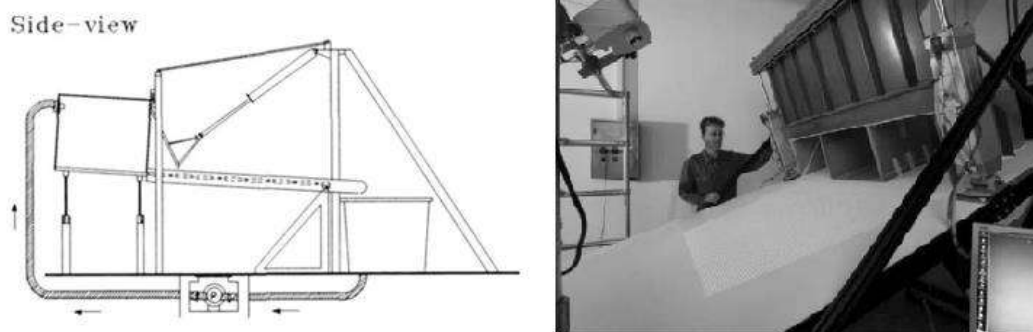


Figura 14: a sinistra vista laterale del modello sperimentale di Fraccarollo e Toro (immagine tratta da Fraccarollo and Toro, 1995). A destra il set-up sperimentale utilizzato da Cochard e Ancey (immagine tratta da Cochard and Ancey, 2008).

Nel 2005 Eaketet 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 14) 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 ($250 \mu\text{m}$ 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 15) 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 15). 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.

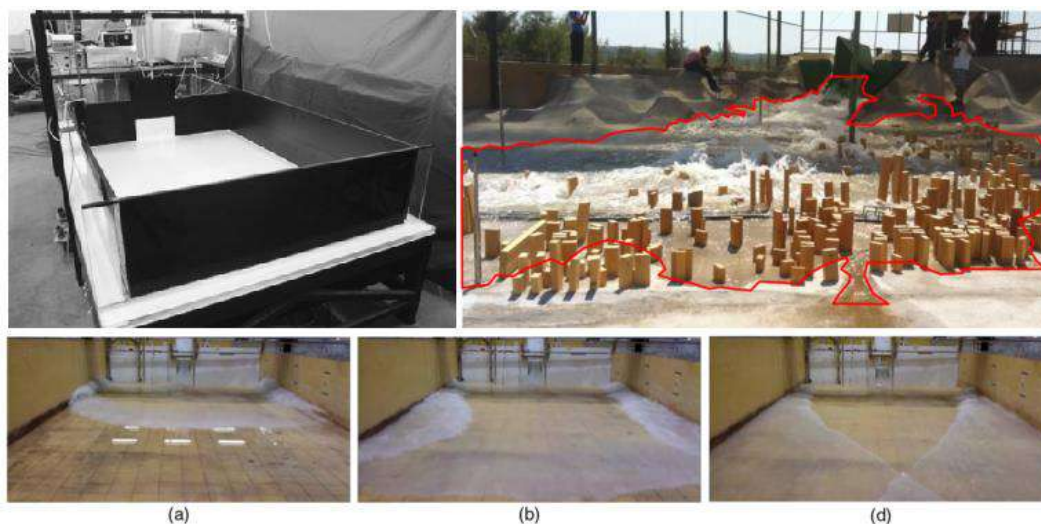


Figura 15: in alto a sinistra il set-up sperimentale di Aureli et al. 2008 e 2011 (immagine tratta da Aureli et al., 2011), a destra il modello in scala distorta di Güney et al. (immagine tratta da Güney et al., 2014). In basso 3 fotogrammi della propagazione dell'onda di dam-break tratti da Elkholy 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 15). 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. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) 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 16 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.

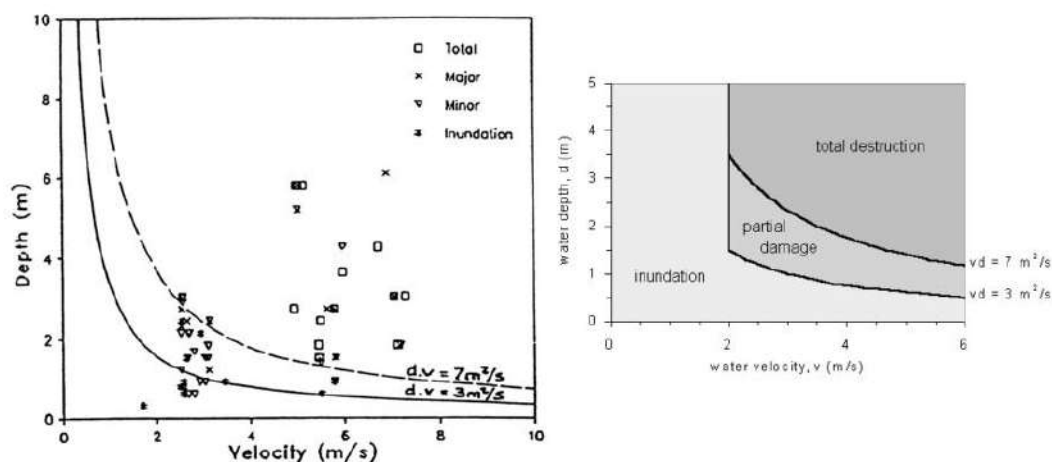


Figura 16: immagini tratte dal report tecnico RESCDAM (2000) e relative al lavoro di Clausen e Clark (1990). A sinistra dati sperimentali relativi ai danni riportati da palazzine a seguito del collasso della diga Dale Dike, UK (1864) e curve sperimentali dedotte da Clausen e Clark. A destra le curve 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. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) 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 3.2 si descrive l'approccio sperimentale tridimensionale utilizzato per osservare i suddetti aspetti, mentre nel capitolo 3.1 si presenta lo studio

dell'interazione tra la vegetazione e l'onda di dam-break in una canaletta 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; Kothiyari 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 3.1, 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.3.1 e 3.2). 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 ρ 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.

Convien 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 $Re=VL/v$, dove V e L sono rispettivamente la velocità caratteristica e la scala delle lunghezze e v 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 dall'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 definiti utilizzando diverse scale di velocità caratteristiche ma mantenendo $L = D$ nel-

la 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 17 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.

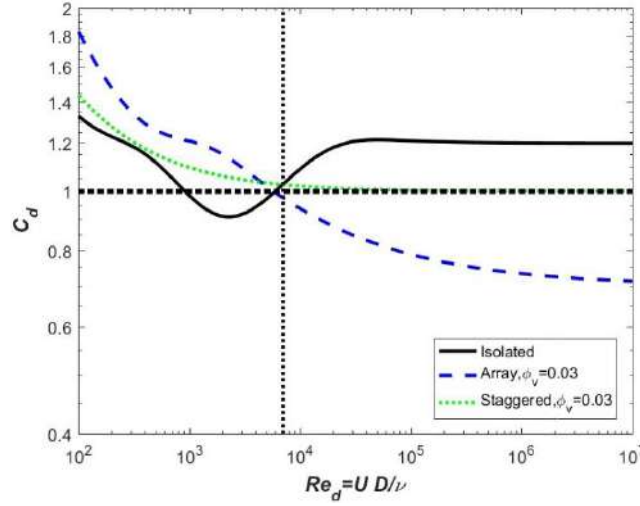


Figura 17: confronto tra C_d in funzione di $Re_d = UD/\nu$ per i casi di cilindro isolato (eq. 2.4-6), cilindri allineati (eq.2.4-9) con $\Phi_v = 0.03$ (setup sperimentale) e cilindri sfalsati (eq. 2.4-11) con $\lambda = 0.5(3\Phi_v)^{0.5}$. A $Re_d = 0.7 \times 10^4$, il modello a cilindri sfalsati 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 Modello 2D.

Capitolo 3

Studio dell'impatto della vegetazione

Nel capitolo 4, in particolare al paragrafo 2.4 è stata evidenziata l'importanza della presenza di vegetazione ad alto fusto nella valutazione dell'estensione dell'area potenzialmente allagabile nonché nella stima dell'intensità dell'onda (velocità e altezza d'acqua) e quindi della vulnerabilità del territorio (cap. 2.3.2). Tali aspetti sono ovviamente legati alle ridotte dimensioni e alla tipologia degli invasi considerati (cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

In questo capitolo si descrivono:

- i risultati ottenuti da un modello fisico bidimensionale realizzato per studiare l'effetto della forza di drag esercitata dalla vegetazione sulla corrente (cap. 3.1). La vegetazione è simulata con una serie di cilindri rigidi posti secondo uno schema regolare a rivestire interamente il fondo di un canale a pendenza i_f variabile. Viene proposta una formula per il calcolo del profilo idraulico che tiene conto di questi aspetti definendo j in funzione del coefficiente C_d tarato a partire dai dati sperimentali.
- le modifiche apportate al modello tridimensionale, presentato nel cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, per lo studio dell'effetto della presenza di vegetazione (cap. 3.2). I risultati ottenuti in termini di differenze con il caso a fondo liscio (cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) sono discussi al cap. 3.2.3.

3.1 Modello 2D

Nel presente capitolo si valuta sperimentalmente e numericamente l'effetto della resistenza delle vegetazione sulla cadente dei carichi j nell'ambito del dam-break. La vegetazione viene simulata con una serie di cilindri rigidi posti secondo uno schema regolare a rivestire interamente il fondo del canale (a pendenza i_f variabile) a valle della "diga". L'obiettivo è descrivere il profilo $h(x,t)$ dell'onda a

valle della diga per le diverse pendenze del fondo i_f e le diverse altezze d'acqua iniziali a monte h_0 .

3.1.1 Il set-up sperimentale

Gli esperimenti sono stati eseguiti nel laboratorio di Idraulica Giorgio Bidone del Politecnico di Torino. Nei paragrafi successivi si descrivono la canaletta, la “diga” e il meccanismo di apertura, le asticelle utilizzate per simulare la vegetazione e la loro disposizione sul fondo del canale, il sistema di acquisizione dei dati e gli esperimenti eseguiti variando altezza d'acqua iniziale e pendenza del fondo nonché gli esperimenti a fondo liscio utili come riferimento e confronto con la soluzione di Ritter. Le diverse parti del setup sperimentale sono mostrate e schematizzate in Figura 18

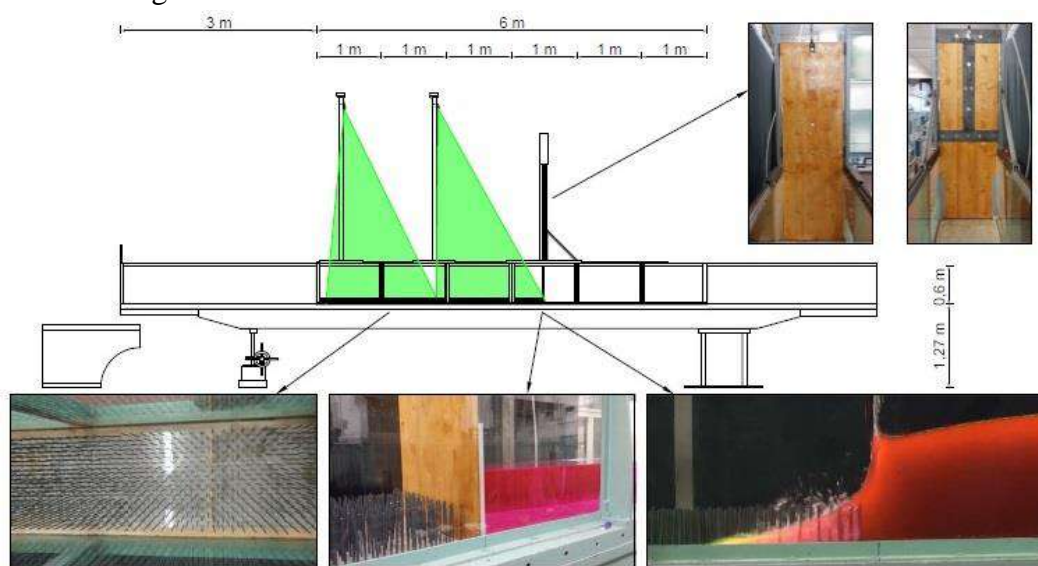


Figura 18: struttura sperimentale. In alto da sinistra la vista laterale della canaletta (flusso da destra a sinistra), la paratoia (vista da valle e da monte). In basso da sinistra la disposizione dei paletti che formano la vegetazione, acqua con rodamina nel bacino che si crea a monte della paratoia prima di ogni esperimento e un'immagine campione utilizzata per determinare il profilo della superficie dell'acqua in un istante di tempo poco successivo al sollevamento della paratoia.

La canaletta

Il canale prismatico utilizzato è lungo 11.6 m e ha sezione trasversale rettangolare di 0.5 m (= B) per 0.6 m di profondità. I primi 2.6 m di monte costituiscono la vasca di carico. Le pareti dei 6 m successivi sono suddivise in 6 moduli vetrati sorretti da un telaio metallico, ciò permette l'accesso ottico da entrambi i lati del canale. Sia la vasca di carico che il tratto terminale con relativo serbatoio di scarico sono in acciaio inox; la presenza di quest'ultima vasca consente di poter riutilizzare l'acqua per più esperimenti. L'uscita dal canale verso il serbatoio di scarico avviene con uno stramazzo rettangolare a luce libera.

Il fondo del canale è liscio ed è posto a 1.27 m da terra nella configurazione con pendenza nulla. Un ingranaggio ad azionamento manuale consente di modificare la pendenza del canale per un'inclinazione variabile dallo 0% al 3%.

Il dam-break

Il collasso istantaneo della diga è simulato con il rapido sollevamento di una paratoia in legno (spessore 1.6 cm opportunamente trattata con impregnate e flatting in modo da non deteriorarsi durante la durata della campagna di esperimenti) collegata ad un pistone pneumatico. La tenuta idraulica è garantita da una guarnizione in mouse di gomma, dal peso proprio della struttura e dalla presenza del pistone. La paratoia è fissata su un doppio supporto a T in metallo ai cui estremi sono imbullonati 4 carrelli che ne permettono lo scorrimento in direzione verticale su due binari fissati perpendicolarmente al telaio del canale (Figura 18). Il pistone pneumatico è ancorato sulla parte superiore della struttura verticale e alimentato da un compressore (da terra) con pressione ≥ 11 bar. Con questa pressione è possibile garantire l'apertura istantanea della paratoia secondo la definizione di Lauber e Hager, (1998a): *il sollevamento della paratoia si può considerare istantaneo se il tempo necessario per il sollevamento è uguale o inferiore al tempo che una particella d'acqua, che si trova sulla superficie libera del volume di acqua a contatto con il paramento di monte della paratoia, impiega per cadere sul fondo del canale*. In particolare, dai dati su fondo liscio ottenuti a partire dai fotogrammi acquisiti dal sistema di misura, il tempo medio di apertura è 0.15 s.

La vegetazione

La vegetazione immediatamente a valle della diga è composta da una serie di asticelle cilindriche rigide in resina polimerica fissate su sei pannelli di plastica ciascuno di 0.15 m di larghezza e 1.75 m di lunghezza. Per coprire l'intera sezione trasversale, i pannelli sono posizionati uno accanto all'altro tre alla volta per una lunghezza totale di 3.5 m. I pannelli sono attaccati al fondo del canale con un collante a base siliconica che impedisce alle aste di essere trascinate via durante le prove. Le bacchette hanno diametro uniforme $D = 0.006$ m, altezza $h_c = 0.10$ m e sono disposte in una configurazione sfalsata con una distanza di 0.035 m trasversalmente e longitudinalmente (la distanza in diagonale è 0.0175 m). Questa disposizione produce una densità $\zeta = 1.206$ cilindri per metro.

Prima del posizionamento dei pannelli con le asticelle sono stati eseguiti gli esperimenti a fondo liscio.

Sistema di misura del livello idrico e acquisizione dei dati

La variabile principale che si vuole misurare qui è la variazione del livello dell'acqua $h(x, t)$ lungo il canale a intervalli temporali regolari. Per ottenere $h(x, t)$ senza interferire con il flusso, vengono utilizzate tre fotocamere Sony Handycam HDR-XR500 poste lateralmente al canale su una barra orizzontale (allineata con il fondo del canale quando la pendenza è 0%) a una distanza di 1m l'una dall'altra. L'obiettivo è filmare l'evoluzione dell'onda di dam-break e successivamente estrarne il profilo da ogni singolo fotogramma. Questo tipo di telecamera compatta è dotata di display LCD touch-screen, obiettivo tipo G di Sony e telecomando per l'avvio in remoto e simultaneo di più dispositivi. Il video viene registrato in formato AVCHD (Advanced Video Codec High Definition) ad alta definizione e

memorizzato in una memoria interna da 120 GB. La risoluzione spatio-temporale utilizzata nell'esperimento è la migliore disponibile per questo modello di fotocamera (1.920×1.080 pixel a 29.97 fotogrammi al secondo).

La distanza tra le telecamere e il vetro laterale della canaletta è 1.5 m, consentendo a ciascuna telecamera di inquadrare completamente un pannello vetrato. Le tre telecamere coprono una lunghezza totale di 3 m partendo da 0.5 m a monte della paratoia. Per evitare i riflessi delle finestre del laboratorio, due teli neri sono stati posizionati dietro le telecamere e dietro la canaletta. Inoltre per rendere più agevole il rilevamento automatico del profilo superficiale l'acqua è stata miscelata con un colorante (rodamina) che diventa fluorescente ed emette luce rosso-arancione se eccitato con luce a diverse lunghezze d'onda. Qui viene utilizzata la luce verde emessa da due generatori laser con potenza di 200 mW fissati al disopra del canale su due supporti saldati al telaio metallico della struttura. Ogni laser emette un fascio di luce verde che attraversa un cilindro di vetro con un diametro di 3 mm; quando la luce attraversa il cilindro, viene rifratta e genera un piano di luce verde perpendicolare al fondo del canale con la stessa direzione del flusso. L'aggiunta di tale colorante migliora il contrasto dell'immagine e il rilevamento automatico della superficie dell'acqua anche in presenza di vegetazione non totalmente sommersa.

Come per il caso 3D, anche qui occorre calibrare le telecamere sia per correggere la distorsione dovuta alle lenti, sia per passare da pixel ad unità metriche. Analogamente a quanto descritto al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si utilizza il tool di Matlab® “Single Camera Calibrator App”. La scacchiera di calibrazione è composta da 20×9 quadrati di lato 50mm e viene posizionata dentro la canaletta a contatto con il vetro. Vengono scattate 20 foto muovendo la telecamera in modo da non superare mai l'angolo di 45° tra il piano della scacchiera e la videocamera. In Figura 19 si può apprezzare il buon esito della calibrazione: in verde i punti riconosciuti dal software e quelli calcolati a valle del processo di calibrazione. La precisione raggiunta è sub-millimetrica.

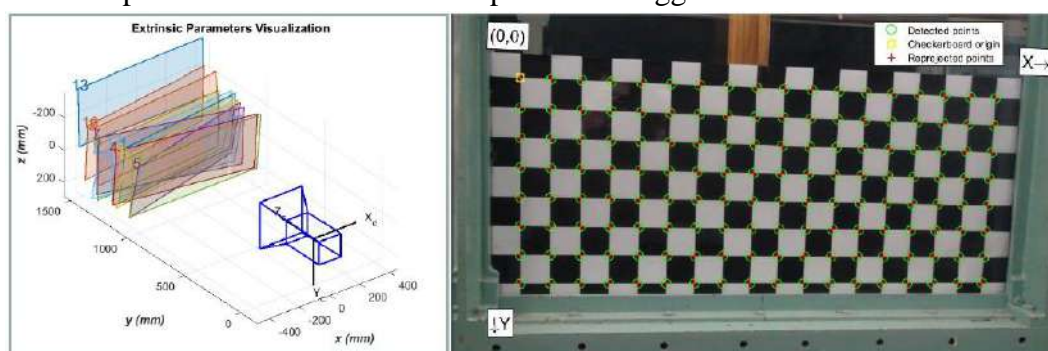


Figura 19: rappresentazione delle immagini scattate per la calibrazione in una visualizzazione elaborata dal “Single Camera Calibrator App” di Matlab (a sinistra). A destra in verde i punti della scacchiera rilevati dall’App e in rosso quelli calcolati utilizzando i parametri di calibrazione.

La frequenza di acquisizione dei fotogrammi delle videocamere è poco meno di 30 fps, siccome la velocità del fronte è di circa 1 m/s significa che tra 2 fotogrammi successivi il fronte si sarà spostato di circa 30mm: la precisione della fotocamera è dai 2 ai 3 ordini di grandezza inferiore a tale distanza dunque il fronte e il profilo della superficie vengono correttamente individuati.

Condizioni iniziali

Le prove sono state eseguite utilizzando quattro diversi livelli di acqua iniziali nel serbatoio di monte ($H_0 = 0.15, 0.20, 0.25, 0.30$ m) e quattro diverse inclinazioni del fondo ($i_f = 0\%, 1\%, 2\%, 3\%$) con un totale di 16 configurazioni. La configurazione con pendenza 0% è stata ripetuta 10 volte per ogni H_0 , consentendo in tal modo l'acquisizione di dati statisticamente robusti del livello della superficie, non influenzati da valori anomali. Il risultato dell'analisi ha mostrato una bassa deviazione standard tra diversi profili dopo cinque repliche e ciò ha portato alla decisione di eseguire solo cinque repliche per ogni configurazione H_0 - i_f . I dati riportati nel seguito come livelli della superficie libera per ciascuna delle 16 configurazioni, sono valori medi delle cinque repliche eseguite. Per ogni prova, dapprima viene impostata la pendenza del canale su uno dei quattro valori di i_f , poi, prima la paratoia viene abbassata in modo tale da creare un serbatoio d'acqua dietro la stessa. Il serbatoio viene riempito fino al raggiungimento dell' H_0 desiderato (misurato in corrispondenza della paratoia), mentre la porzione di canaletta rimanente, a valle della diga, è inizialmente asciutta. Il livello H_0 è misurato da un idrometro fissato al pannello di vetro della struttura del canale. L'acqua dietro la diga viene quindi miscelata con una quantità precisa di rodamina calcolata in relazione al volume di acqua immagazzinato. L'obiettivo è raggiungere un colore che abbia la stessa tonalità di rosso per ogni esperimento quando non è possibile riutilizzare l'acqua usata in precedenza. Una volta settato il canale, si passa al settaggio dell'apparecchiatura di acquisizione delle immagini. I due laser vengono avviati girando la loro chiave di attivazione. Il compressore collegato al pistone idraulico viene acceso con un interruttore che consente di raggiungere rapidamente la pressione di 11 bar. Le tre telecamere vengono accese contemporaneamente con un telecomando. L'esperimento viene avviato quando l'aria compressa viene pompata nel pistone attraverso un tubo di gomma e la paratoia si solleva, e termina quando tutta l'acqua viene scaricata. I video acquisiti vengono convertiti in immagini e quindi analizzati utilizzando MATLAB® (Mathworks, Natick, Massachusetts, USA). L'analisi trasforma il livello dell'acqua rilevato dalle coordinate in pixel alle coordinate metriche fornendo quindi $h(x, t)$ per ogni esperimento e per ciascuna delle 16 configurazioni. Ogni realizzazione ha una durata da 7 a 10 secondi e l'onda di dam-break attraversa lo spazio filmato dalle tre telecamere in 4-5 secondi.

Misure per il caso non vegetato sono state realizzate per $H_0 = 0.15, 0.20, 0.25$ e 0.30 m, ma solo per il caso piano ($i_f=0\%$). L'obiettivo è quello di constatare la validità della soluzione di Ritter (eq.2.1-17) alle equazioni di DSV (2.1-9) quando $j = i_f = 0$ (Fasanella, 2017). Considerando la velocità adimensionalizzata a partire dalle definizioni secondo Ritter (2.1.2), $u_n=(x/t)(gH_0)^{0.5}$, le stime dell'eq. 2.1-17 e i dati sperimentali si sono rivelati abbastanza in accordo (Figura 20 e Figura 21) per $u_n \in [0, 2]$, come mostrato in Figura 20. Ciò va a supporto delle approssimazioni utilizzate per dedurre l'eq. 2.1-5 in assenza di j a partire dalla profondità media delle equazioni di Navier-Stokes e suggerisce anche che, per questa canaletta, l'attrito laterale e del fondo è minimo rispetto agli altri termini nell'equazione di

DSV dunque è lecito assumere che l'attrito alla parete e al fondo possa essere ignorato rispetto all'effetto dovuto alla presenza delle asticelle che simulano la presenza di vegetazione.

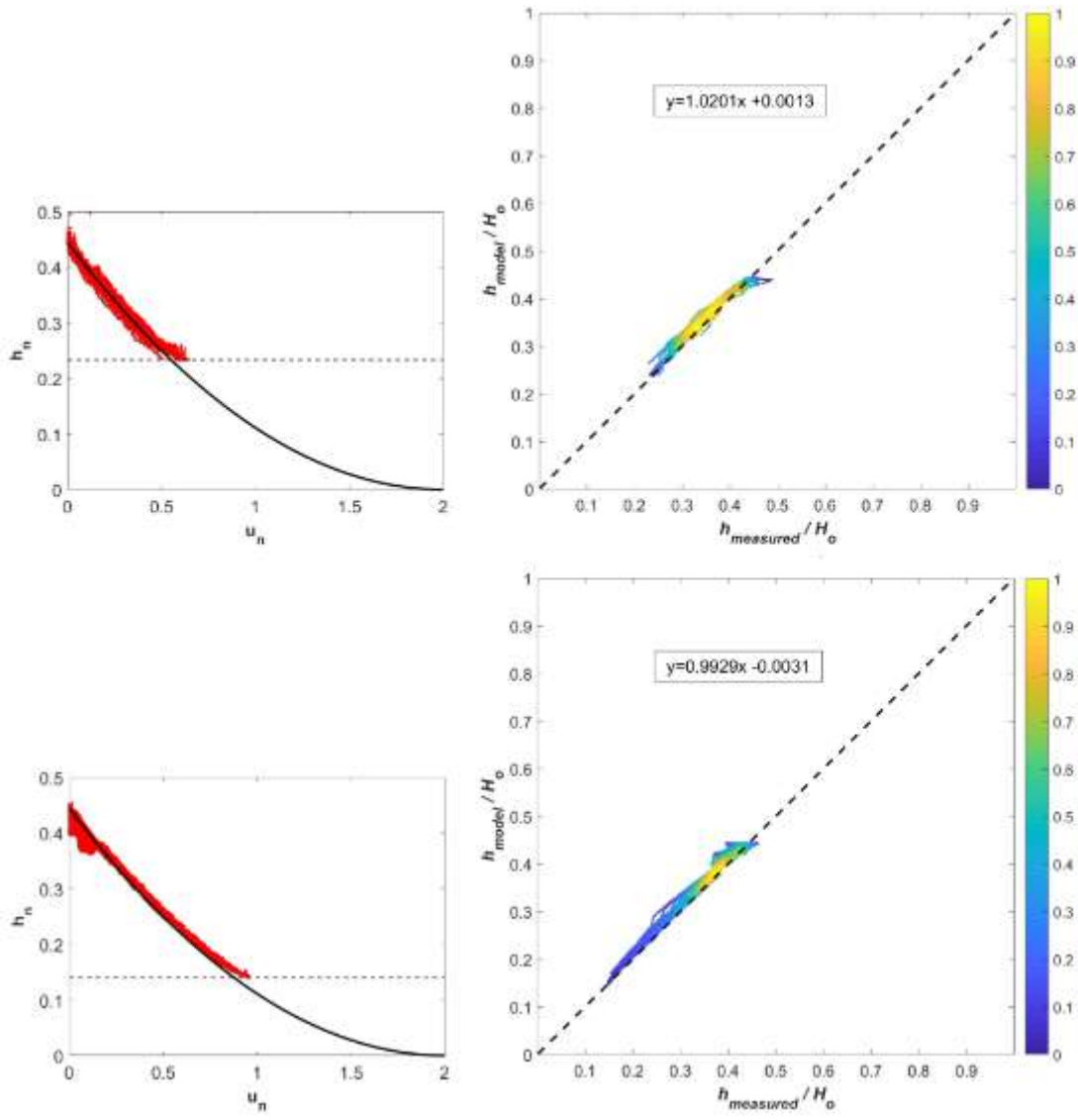


Figura 20: Confronto tra il profilo della superficie dell'acqua misurata normalizzata $h_n=h/H_0$ (cerchi rossi) e h_n modellato (linea nera) utilizzando la soluzione di Ritter per $i_f=0$ nel caso di fondo liscio (pannelli di sinistra). In alto a sinistra si considera $H_0 = 0.15$ m mentre in basso a sinistra si considera $H_0 = 0.25$ m in entrambi i casi per $x > 0$, $t > 0$. La linea tratteggiata orizzontale in tutti i pannelli di sinistra indica il livello dell'acqua al di sotto del quale le telecamere non possono vedere a causa del telaio metallico della canaletta. Viene anche mostrato il confronto uno-a-uno tra h_n misurato e h_n modellato per queste due esecuzioni (pannelli a destra). I colori indicano la densità dei punti di campionamento secondo quanto specificato nella colorbar. Vengono anche riportate le equazioni delle rispettive rette di regressione tra le suddette quantità.

3.1.2 Soluzione numerica delle equazioni di DSV

Lo schema numerico usato per risolvere le equazioni (2.1-5) rispetto a $h(x,t)$ e $U(x,t)$ per $x > 0$ e $t > 0$ è dettagliato in Keskin and Agiralioglu, (1997). In breve la formula ivi proposta, valida nell'ipotesi che sia $\frac{\partial j}{\partial x} = 0$, è la seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \alpha \frac{\partial Q}{\partial x} + \beta = 0 \quad 3.1-1$$

con

$$\alpha = 2 \frac{Q}{A} + \frac{\frac{gA}{B} - \frac{Q^2}{A^2}}{\frac{Q}{A} \left(\frac{5}{3} - \frac{4R}{3B} \right)} \quad e \quad \beta = gA(j - i_f) \quad 3.1-2$$

L'impostazione del dominio di calcolo corrisponde agli esperimenti precedentemente descritti, dove i_f e H_0 cambiano per ciascuna prova, così come le condizioni iniziali sono le stesse degli esperimenti: condizioni di fondo asciutto con $h(x,0) = U(x,0) = 0$ per tutte le prove. Occorre anche specificare due condizioni al contorno (cioè, $h(0,t)$ e $U(0,t)$): la condizione $h(0,t)$ è dedotta direttamente dagli esperimenti per ciascuno coppia i_f e H_0 mentre la condizione $U(0,t)$ non è stata misurata direttamente ma è stata stimata dal volume dell'idrogramma (V_{in}) acquisito dalle videocamere. Il $V_{in}(t)$ è stato quindi utilizzato per determinare la portata in ingresso $Q_{in}(t) = \Delta V_{in} / \Delta t$. La velocità del flusso può quindi essere calcolata dall'equazione di conservazione della massa $U(0,t) = Q_{in}(t) / [B \cdot h(0,t)]$ (si veda la tesi di Melis, (2018) per ulteriori dettagli sulla definizione dell'idrogramma in ingresso).

Con queste condizioni iniziali e al contorno, lo schema numerico è stato utilizzato per valutare in che modo le varie parametrizzazioni di j descritta dalle eq. 2.4-1 e 2.4-5 influenzino $h(x,t)$. Per l'equazione 2.4-1 si utilizza il parametro di Manning $n = 0.05$, ritenuto ottimale per la riproduzione della velocità dell'onda in moto stazionario per tutti i 16 casi (discussi in seguito). Questo valore è anche in accordo con molti altri esperimenti sul flusso attraverso vegetazione rigida parzialmente sommersa (Bonetti et al., 2017; Konings et al., 2012; Noarayanan et al., 2012).

Per l'equazione 2.4-5, sono stati considerati sia $C_{d,iso}$, $C_{d,\alpha}$, $C_{d,s}$ che C_d (par.2.4.1). I risultati di tutte queste configurazioni di calcolo sono state confrontate con $h(x,t)$ ottenuto dagli esperimenti per le diverse coppie H_0 , i_f .

3.1.3 Risultati

I risultati in termini di $h(x,t)$ ottenuti per il caso vegetato nelle 16 differenti configurazioni vengono presentati in forma adimensionale e confrontati, a titolo di riferimento, con la soluzione di Ritter in Figura 21. Tale confronto per i diversi x e t evidenzia 3 aspetti dovuti alla presenza della vegetazione:

- le variabili adimensionali selezionate per normalizzare la soluzione Ritter non fanno sì che i risultati sperimentali collassino su di un'unica curva come avveniva per il caso liscio (Figura 20);
- l'altezza h / H_0 misurata è maggiore di quella prevista dalla soluzione di Ritter, la differenza maggiore si osserva immediatamente a valle della diga dove la soluzione di Ritter è circa il 70% dei valori misurati;
- la riduzione iniziale di h_n con l'aumentare di u_n è molto più marcato rispetto a quanto stimato con l'eq. 2.1-17 per tutte le combinazioni di i_f e H_0 , evidenziando il ruolo complessivo di j .

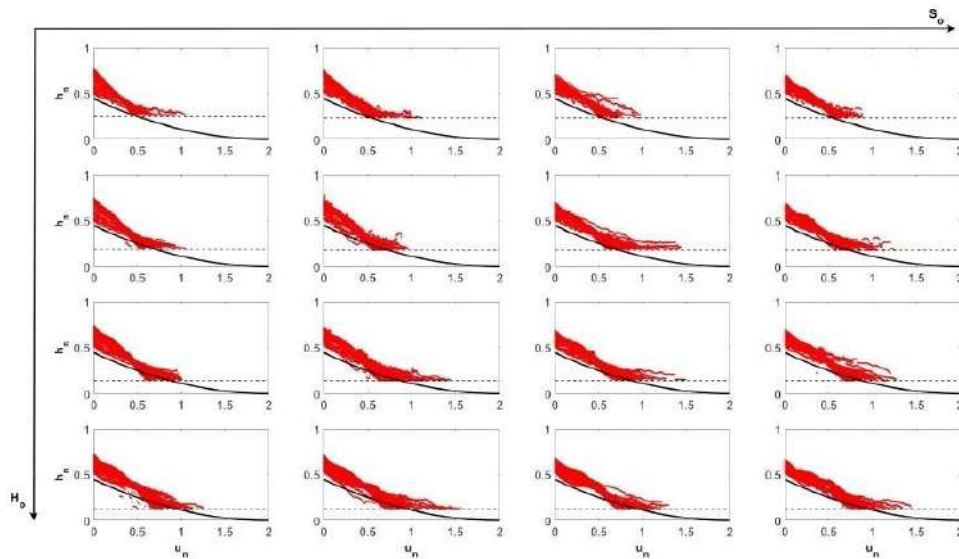


Figura 21: Confronto tra superficie dell'acqua misurata normalizzata $h_n=h/H_0$ (cerchi rossi) e h_n modellato (linea nera) utilizzando la soluzione Ritter per $i_f=0$ rispetto alla velocità adimensionale $u_n=(x/t)(gH_0)^{0.5}$ per tutte le 16 configurazioni con vegetazione (e $x > 0$, $t > 0$). I pannelli da sinistra a destra indicano un aumento di $i_f = 0, 1, 2, 3\%$ (freccia orizzontale), mentre i pannelli da cima a fondo indicano un aumento di $H_0 = 0.15, 0.20, 0.25, 0.30$ m (freccia verticale). La linea tratteggiata orizzontale in tutti i pannelli indica il livello dell'acqua al di sotto del quale le telecamere non possono vedere a causa del telaio metallico della canaletta.

Stima dei coefficienti C_d e n

Prima di risolvere numericamente le equazioni di DSV per tutte le 16 prove sperimentali per i vari modelli C_d e per la costante n , è stata effettuata una stima preliminare di C_d e n utilizzando un piccolo sottogruppo di misurazioni del livello dell'acqua per una sola realizzazione ($i_f = 0$ e $H_0 = 0.15$ m). Nella Figura 22 è mostrato il profilo della superficie dell'acqua misurata ripreso in due fotogrammi separati da circa $\Delta t = 1$ s. Le misure nella figura 5 confermano l'esistenza di una forma quasi lineare per le variazioni di h ($< h_c$) lungo x nei due istanti coerente con l'assunzione di C_d costante impiegata per arrivare all'equazione 2.4-16.

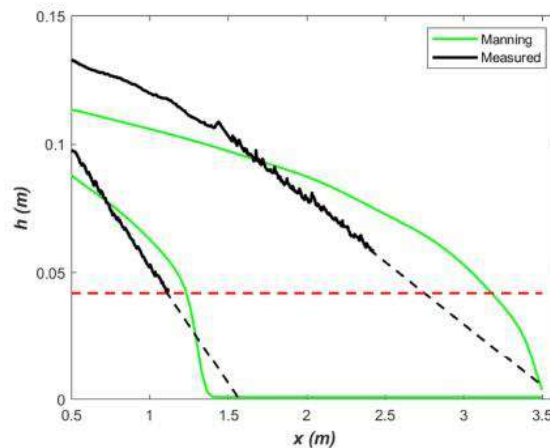


Figura 22: confronto tra il profilo idrico misurato normalizzato $h_n=h/H_0$ (in nero) e il profilo ottenuto dal modello numerico (in verde) con $n=0.05$. Considerando il tratto lineare di $h(x,t)$ è stato determinato un valore circa costante di $C_d=0.4$. La linea tratteggiata orizzontale in tutti i pannelli indica il livello dell'acqua al di sotto del quale le telecamere non possono vedere a causa del telaio metallico della canaletta.

L'equazione 2.4-15 può essere quindi utilizzata per determinare C_d a partire dalla velocità del fronte misurata sperimentalmente (U_f) in modo da evitare costanti di integrazione o a partire dalle misure di $\partial h / \partial x$, m e Φ_v tramite

$$C_d = \left(-\frac{\partial h}{\partial x} \right) \frac{2g(1 - \Phi_v)}{U_f^2 \xi D} \quad 3.1-3$$

Per i due istanti mostrati in Figura 22, è stata stimata la regressione di h su x . Il $\partial h / \partial x$ misurato è stato quindi determinato calcolando come media della pendenza delle due rette di regressione. La velocità del fronte è calcolata come $U_f \approx \Delta x / \Delta t$, dove Δx è stato determinato come differenza tra le due intercette stimate. Questa distanza è equivalente a alla distanza orizzontale percorsa dal fronte d'onda ottenuta estrapolando linearmente i profili di superficie libera sino a $h = 0$. Utilizzando l'equazione 3.1-3 con $\xi = 1.206$ e $\Phi_v = 0.03$, è stato calcolato un $C_d = 0.4$. Nella zona del fronte è $h < h_c$, pertanto, il valore così basso di C_d , non può essere attribuito agli effetti della vegetazione sommersa in cui si prevede che la velocità di massa sia molto più alta della velocità tra gli elementi della vegetazione (Huthoff et al., 2007b; Gabriel G. Katul et al., 2011; Konings et al., 2012; Poggi et al., 2009b). L'analisi è stata ripetuta anche per altri istanti e per altre realizzazioni ed il risultato ottenuto è simile, in particolare il valore medio ottenuto è $C_d \approx 0.4 \pm 0.1$. Questo valore di C_d appare sensibilmente più basso rispetto a quanto riportato in letteratura (circa il 40% dell'usuale $C_{d,s}$ utilizzato e osservato per flussi tra vegetazione uniforme ad alti Re_d). Le possibili cause (approfondite nel cap. 3.1.4) possono essere legate a: (i) disallineamento tra il vettore della velocità totale e gli assi dei cilindri, (ii) la presenza di onde, (iii) il numero di Froude, (iv) l'effetto di separazione.

L'equazione 2.4-17 è stata utilizzata per calcolare n , garantendo in media l'accordo con U_f , tuttavia la forma di $h(x,t)$ vicino al fronte d'onda non può essere riprodotta correttamente da questo tipo di modello (attrito alla parete). Questo risultato è anche illustrato in Figura 22, dove la velocità dell'onda è corretta, rispetto a quella osservata, per $n = 0.05$ ma non così i profili della superficie libera (come previsto nel par. 2.4.2). Un'analisi più estesa è stata condotta su altre prove e in tutte un $n = 0.05$ sembra riprodurre ragionevolmente le velocità del fronte.

Nelle Figura 23 e Figura 24 vengono mostrati 2 esempi dei confronti tra i valori $h(x,t)$ ottenuti dalle 16 realizzazioni sperimentali e le soluzioni numeriche relative a $n=0.05$, $C_{d,iso}$, $C_{d,a}$, $C_{d,s}$ e $C_d = 0.4$. In particolare gli esempi riflettono i due estremi degli esperimenti effettuati in termini di condizioni iniziali (H_0 e i_f) per la formula di Manning con $n = 0.05$, $C_{d,a}$ e $C_d = 0.4$. Non sorprende che tutti i modelli riproducano ragionevolmente $h(x,t)$ negli istanti iniziali, dato che l'idrogramma in ingresso è specificato dai dati. Tuttavia, i modelli cominciano a divergere ma mano che l'onda avanza verso a valle. I confronti con i dati sperimentali suggeriscono che $C_d = 0.4$ (costante) sia migliore rispetto agli altri modelli. L'uso di $C_{d,s}$ senza ulteriori riduzioni, sovrastima $h(x,t)$ ai tempi successivi specialmente per le condizioni di i_f e H_0 maggiori. Risultati simili a $C_{d,s}$ si ottengono sia per $C_{d,iso}$ che per $C_{d,a}$ mentre la formula di Manning con $n = 0.05$ cattura con buona approssi-

mazione gli schemi spazio-temporali osservati, ma non la forma dettagliata dei profili di superficie libera.

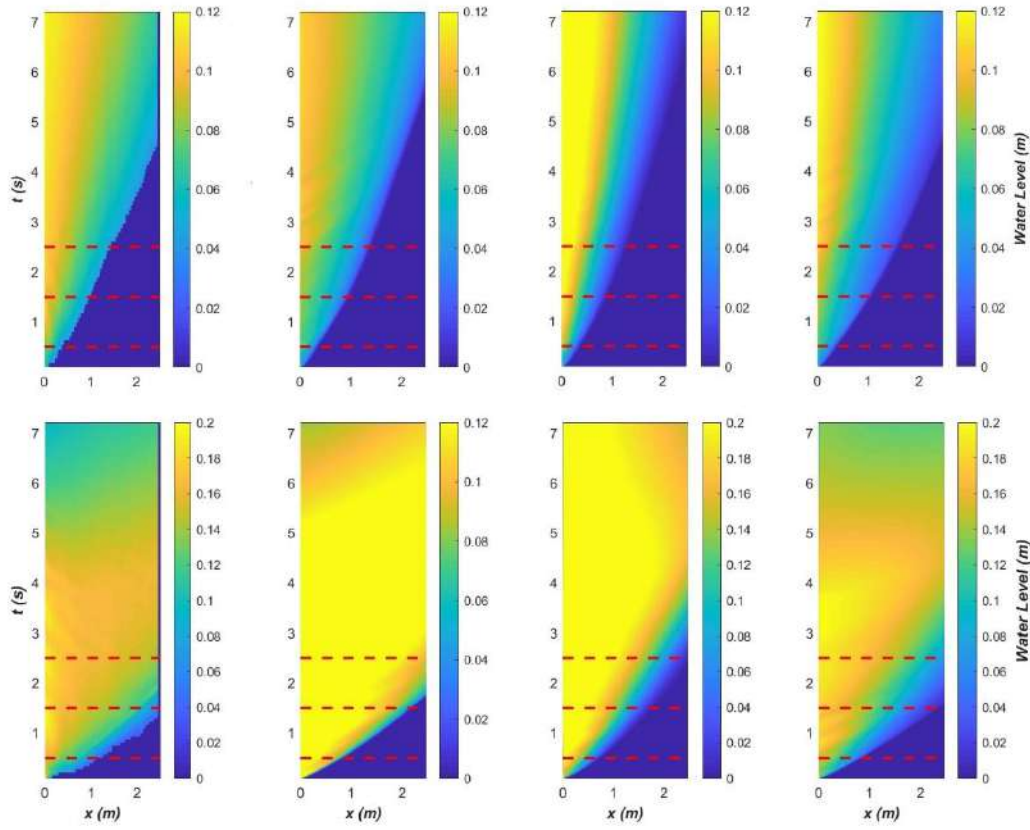


Figura 23: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati (prima colonna) e ottenuti dai diversi modelli, da sinistra a destra partendo dalla seconda colonna, rispettivamente formulazione alla Manning per j con $n=0.05$, formule in funzione del coefficiente di drag $C_{d,a}$ e $C_d=0.4$. Le condizioni iniziali sono $i_t=0$ e $H_0=15$ cm per la prima riga e $i_t=3\%$ e $H_0=30$ cm per la seconda riga. Gli istanti in corrispondenza delle linee tratteggiate si riferiscono al confronto dei profili riportato in Figura 24.

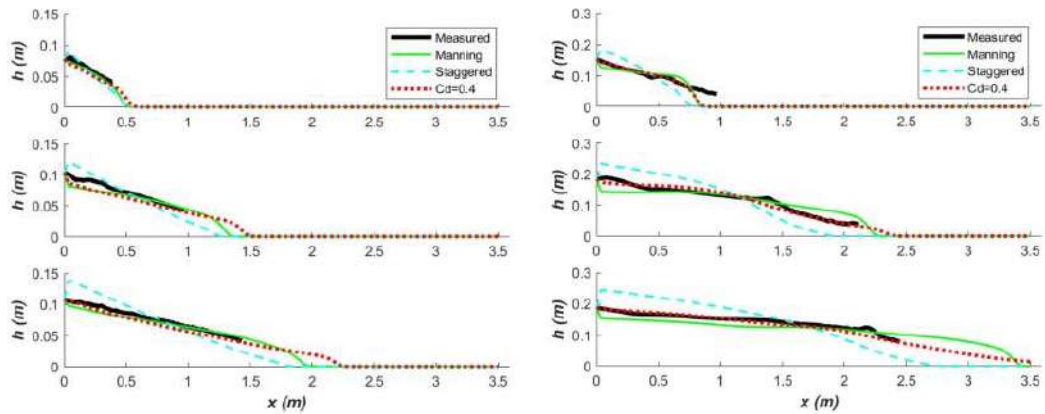


Figura 24: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati e ottenuti dai diversi modelli per le 2 condizioni iniziali estreme ($i_t=0$, $H_0=15$ cm nella colonna di sinistra e $i_t=3\%$, $H_0=30$ cm nella colonna di destra) agli istanti evidenziati in Figura 23. Si ricorda che i profili non vengono definiti per $h<3.5$ cm per mancanza di accesso ottico della videocamera dovuto alla presenza del telaio metallico della canaletta.

La Figura 25 mostra una visione d'insieme dei confronti tra i profili $h(x,t)$ misurati e modellati usando un C_d costante ($= 0.4$), $n = 0.05$ e $C_{d,s}$ parametrizzato con valore asintotico rispettivamente 1 e 0.4. La Tabella 1 riassume le statistiche di regressione associate con la Figura 8 per la valutazione dei modelli. Il coefficiente di determinazione (R^2) è sempre alto, ciò suggerisce che tutti e tre i modelli riproducano la variabilità spazio-temporale nel livello misurato, ma le distorsioni del modello (interpretate qui come intercetta di regressione diversa da zero e pendenza di regressione diversa dall'unità) sono significative sia per n costante che per $C_{d,s}$. Le stime del modello con $C_d = 0.4$ si dispongono sulla bisettrice con scarti dell'ordine del 10%; in generale la formulazione alla Manning sottostima i livelli mentre il modello con il coefficiente di resistenza per cilindri sfalsati ($C_{d,s}$) li sovrastima (presumibilmente perché il coefficiente di resistenza risultante è elevato). Risultati analoghi a quest'ultimo si ottengono per $C_{d,iso}$ e $C_{d,a}$.

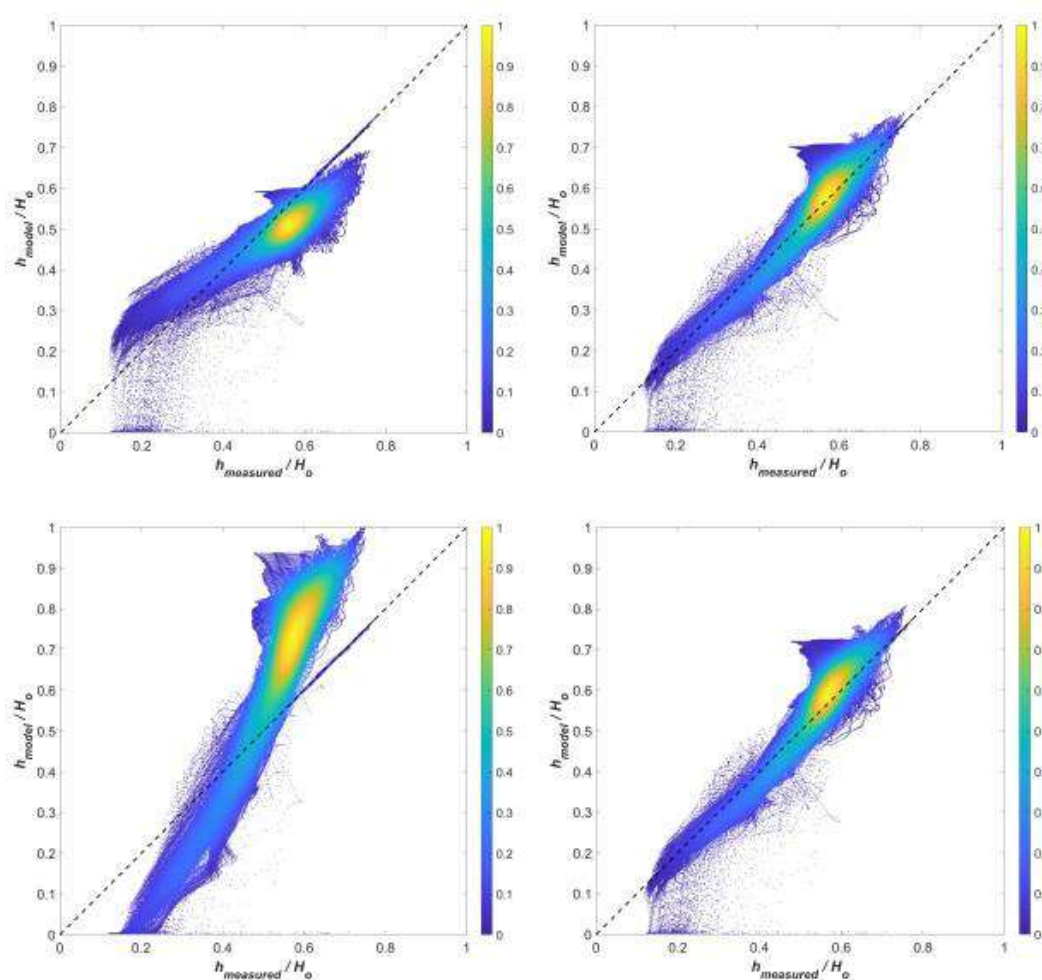


Figura 25: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati (asse delle ascisse) e ottenuti dai diversi modelli (asse delle ordinate) per ogni posizione lungo il canale, per ogni istante temporale e per le 16 realizzazioni (> 800000 punti per ciascuna legge di resistenza). I modelli sono: in alto a sinistra la formula di Manning per l'attrito alla parete con $n=0.05$, in alto a destra il coefficiente di trascinamento distribuito e costante $C_d=0.4$, $C_d=C_{d,s}$ in basso a sinistra e $C_d=C_{d,s}$ modificato (valore asintotico 0.4 anziché 1.0) in basso a destra. I diversi colori indicano la densità dei punti e la linea tratteggiata ha pendenza 1:1 ed è tracciata come riferimento.

3.1.4 Discussione

La presenza di vegetazione uniforme, relativamente al problema del dam-break su fondo vegetato, sembra semplificare l'andamento del profilo superficiale dell'acqua nelle vicinanze del fronte poiché C_d diventa debolmente o quasi indipendente dal numero di Reynolds. Questa semplificazione è in contrasto con un modello alla Manning con n costante ed attrito alla parete equivalente all'effetto della vegetazione. In quest'ottica è stato previsto un andamento di $h(x)$ lineare con x e l'ipotesi è stata confermata da tutte le 16 configurazioni sperimentali.

Un risultato inaspettato emerso dagli esperimenti è la significativa riduzione di C_d ($= 0.4$) al di sotto dei valori riportati in letteratura ottenuti per le correnti in presenza di vegetazione uniforme o sfalsata. A alti numeri di Reynolds ($Re_d < 3 \times 10^5$), il C_d per un cilindro isolato si avvicina asintoticamente a $C_{d,iso} = 1.2$, mentre $C_{d,s} \approx 1$ e $C_{d,a} \approx 0.8$. Riduzioni di $C_{d,iso}$ sono comunemente attribuite a effetti di schermatura (sheltering), sebbene raramente esperimenti di correnti in moto uniforme riportino un fattore di riduzione di 3 volte (Figura 17). In merito a quale possa essere la causa (o le cause) di tale grande riduzione di C_d si possono fare solo delle ipotesi a fronte dei dati disponibili. Nel seguito si discute la plausibilità di quattro possibili ipotesi (già elencate al par. 3.1.3), nondimeno è possibile che la reale causa sia dovuta ad una combinazione di due o più di queste. Ulteriori elementi per comprendere le reali cause del fenomeno verranno aggiunti al termine di esperimenti, attualmente in fase di preparazione, nei quali si prevede di installare delle celle di carico per misurare le forze agenti su alcune bacchette nonché l'utilizzo di traccianti per studiare le traiettorie e le velocità del flusso.

Tabella 1: valutazione del modello mediante regressione lineare (l'ascissa rappresenta il profilo misurato sperimentalmente e l'ordinata quello ottenuto dal modello) per le diverse leggi di resistenza ($C_d=0.4$, $n=0.05$, $C_{d,s}$, $C_{d,s}$ -modificato, $C_{d-Froude}$ e $C_{d-separazione}$ per le 16 realizzazioni, per ogni posizione lungo il canale e per ogni istante temporale (> 800000 punti per ciascuna legge di resistenza). Vengono riportati la pendenza e l'intercetta della linea di regressione e il coefficiente di determinazione R^2 .

	pendenza	intercetta	R^2
$n=0.05$	0.76	0.08	0.87
$C_d=0.4$	0.90	0.05	0.91
$C_{d,s}$	1.24	-0.03	0.87
$C_{d,s}$ -modificato	0.93	0.05	0.91
$C_{d-Froude}$	0.89	0.06	0.89
$C_{d-separazione}$	0.96	0.04	0.91

Disallineamento tra il vettore della velocità totale e l'asse del cilindro

Ad alti Re_d la resistenza è dovuta principalmente alla forma e non agli effetti viscosi, pertanto nella stima del coefficiente di drag occorre considerare la sola componente di velocità perpendicolare all'asse del singolo cilindro. La componente di velocità parallela all'asse del cilindro non contribuisce alla resistenza dovuta alla forma. Se la velocità totale è U_T , allora il componente di velocità responsabile del trascinamento è $U_T \sin(\theta)$, dove θ è l'angolo tra U_T e l'asse del cilindro. Ne consegue direttamente che le deviazioni da $\theta = \pi/2$ devono essere prese in

considerazione se si utilizza un fattore di riduzione dovuto alla resistenza da trascinamento pari a $[\sin(\theta)]^2$. Per ottenere una riduzione del 50% del C_d è necessario che sia $\theta = \pi/4$, che potrebbe non essere un valore grande immediatamente dopo la rottura della diga, ma è grande per la zona del fronte d'onda in movimento. Se si utilizza l'angolo formato dal profilo della superficie libera con le aste verticali come stima di θ allora θ non scende mai al di sotto di 0.4π (invece di $\theta = \pi/2$). La stima di θ in prossimità del fronte d'onda che avanza non è purtroppo possibile in questo set-up sperimentale sia per la risoluzione delle telecamere che per la presenza del telaio metallico del canale che rende difficile rilevare la parte più avanzata del fronte usando telecamere laterali. Nonostante questa limitazione sperimentale, il punto fondamentale è che qualsiasi disallineamento tra il vettore di velocità e l'asse del cilindro porta a riduzioni del C_d stimato a partire da esperimenti in moto uniforme in cui $\theta = \pi/2$.

Effetti dell'onda

Indubbiamente, l'idrogramma in ingresso presenta onde transitorie che possono influenzare C_d . Esperimenti di laboratorio sul flusso all'interno di vegetazione fitta ed emergente in presenza di onde generate da battionde che consentono una frequenza variabile mantenendo costante il livello medio dell'acqua (Kobayashi et al., 1993) conducono all'eq. 3.1-4. Si tratta di un'equazione empirica che però descrive una varietà di combinazioni densità di vegetazione – frequenza delle onde.

$$C_d = 0.08 + \left(\frac{2200}{Re_d}\right)^{2.4} \quad 3.1-4$$

Il valore $C_d = 0.08$ è assai basso e suggerisce che a Re_d molto alti, a parità di Re_d la presenza di onde agisca per ridurre C_d rispetto ai valori attesi per moto uniforme in pressione o a pelo libero. I meccanismi fisici per la riduzione della resistenza dovuta alla forma non sono troppo diversi da quelli discussi al sottoparagrafo precedente, anche se le forze inerziali non possono essere generalmente ignorate in presenza di onde. Tuttavia, a grandi numeri di Keulegan-Carpenter (Keulegan and Carpenter, 1958), la resistenza dovuta alla forma prevale sulle forze inerziali e C_d può essere interpretato come rappresentativo della forza di resistenza totale che agisce su un cilindro.

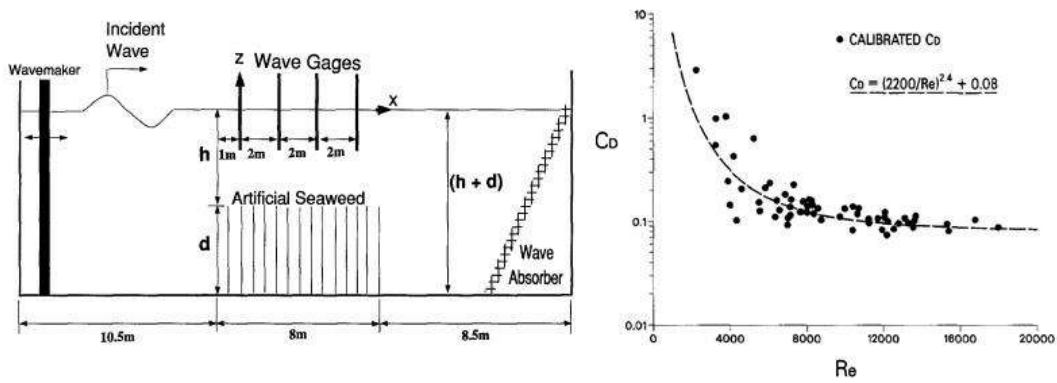


Figura 26: schema del set-up sperimentale (Asano et al., 1988) e risultati in termini di C_d in funzione del numero di Reynolds tratti da Kobayashi et al. (1993).

L'ipotesi di KC grande è ammissibile poiché il fronte mantiene una velocità media U_f quasi costante (cioè, $\partial U_f / \partial t$ è piccolo). Il transiente dovuto alle onde persiste nei primi 2-3 s sui 7-10 s della durata dell'esperimento in ciascuna prova. Tuttavia, queste onde non sono monocromatiche (come nel caso del battionde) e sono sovrapposte a una corrente veloce completamente assente nei flussi dovuti al moto ondoso.

Al solo fine della discussione, si può sostenere che il valore limite di C_d a Re_d (qui di seguito indicato come il valore asintotico) si trova tra 0.08 (per le onde) e 0.8 (per uno schema di ostacoli uniformemente distribuiti, densi e sfalsati), con un valore medio di circa 0.4 poiché le onde persistono per circa il 50% del periodo dell'idrogramma in ingresso associato al fronte d'onda. A monte del fronte d'onda, il numero di Reynolds è più basso, la profondità dell'acqua si avvicina gradualmente a quella di moto uniforme come evidenziato dalla Figura 7, e $\partial C_d / \partial Re_d$ si avvicina a quanto previsto dagli studi su correnti in moto uniforme sullo stesso tipo di ostacoli (vegetazione simulata da cilindri sfalsati). Queste due osservazioni possono essere in prima battuta semplicemente sovrapposte per ottenere l'eq. 3.1-5 che descrive il valore di C_d definito $C_{d,s-modificato}$ nel seguito.

$$C_d = 0.4 + 10(Re)^{-2/3} \quad 3.1-5$$

Un confronto globale tra il profilo $h(x, t)/H_0$ per tutte le 16 esecuzioni di prova è mostrato in Figura 25, e le statistiche di regressione sono riassunte nella Tabella 1.

Una riduzione del valore asintotico di C_d da 1.0 a 0.4 ha migliorato il confronto tra il profilo osservato e quello previsto dal modello rispetto a $C_{d,s}$ originale; tuttavia questo miglioramento è inferiore a quanto ottenuto utilizzando $C_d = 0.4$.

Effetto del numero di Froude

Le leggi di resistenza associate ai flussi traslazionali possono essere viste come relazioni tra il numero di Froude Fr e un gruppo di numeri adimensionali, incluso il numero di Reynolds. Ad esempio, l'espressione di Chezy in cui lo sforzo dovuto alla resistenza è espresso in forma cinematica come $C_h U^2$ dà:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gR_h}} = \sqrt{\frac{i_f}{C_h}} \quad 3.1-6$$

dove C_h è la costante di Chezy. L'eq. 3.1-7 può essere riscritta come

$$C_h = \frac{i_f}{Fr^2} \quad 3.1-7$$

Nel caso della vegetazione di fondo C_h può essere legato a C_d , che va poi inversamente legato a Fr . Sperimentalmente è stato dimostrato (Ishikawa et al., 2000) che l'espressione 3.1-8 approssima le misure ottenute in moto uniforme in presenza di vegetazione non totalmente sommersa per una vasta gamma di Φ_v e Re_d .

$$C_d = 1.24 - 0.32(Fr) \quad 3.1-8$$

Per il problema del dam-break la velocità del fronte d'onda U_f si avvicina ad un valore quasi costante con l'aumentare di x ; tuttavia, $\sqrt{R_h}$ diminuisce portando all'aumento di Fr all'aumentare di x . La conseguenza immediata di questa analisi è che $\partial Fr / \partial x$ deve essere positiva all'aumentare di x . Sulla base dell'equazione 3.1-8, $\partial C_d / \partial x$ è negativo nelle vicinanze del fronte d'onda a causa della profondità non uniforme. Un C_d che varia solo con $Re_d = UD/v$ semplicemente non può rilevare questa diminuzione poiché $U \approx U_f$ non cambia nello spazio, mentre R_h nelle vicinanze del fronte d'onda sì. L'unico modo per includere questa diminuzione di C_d in un'espressione C_d-Re_d è quello di ridurre artificialmente il C_d al di sotto del valore atteso per un flusso in moto uniforme in presenza di vegetazione (qui $C_{d,s}$). Quindi, è afferribile che un C_d ridotto pari a 0.4 sia semplicemente un artefatto di del modellare C_d in funzione di Re_d e che le variazioni di h o R_h non possano essere interpretate. Si ricerca ora, un'alternativa all'espressione C_d-Re_d sulla base di un'espressione simile all'eq. 3.1-8 che può essere riscritta simbolicamente come

$$C_d = a_1 + a_2(Fr)^{a_3} \quad 3.1-9$$

dove $a_1 = 1.24$, $a_2 = -0.32$, e $a_3 = 1$ danno la curva di miglior adattamento in presenza di moto uniforme secondo Ishikawa et al. (2000). Utilizzando lo stesso sottoinsieme di dati usati per determinare $n = 0.05$ e $C_d = 0.4$, si ottiene per il caso in esame $a_1 = 0.1$, $a_2 = 0.25$ e $a_3 = -0.5$. Confrontando questi valori con quelli dell'eq. 3.1-8 è necessario fare una serie di chiarimenti: (1) l'equazione 3.1-8 stima $C_d < 0$ quando $Fr > 3.87$, mentre l'espressione derivata qui stima $C_d \approx 0.1$ costante Fr grande; (2) l'espressione derivata qui stima $C_d \in [0.24, 0.36]$ per $Fr \in [1, 4]$ (che per l'intervallo che copre il regime super-critico osservato nelle vicinanze del fronte d'onda); (3) per $Fr < 1$, C_d aumenta rapidamente con il diminuire di Fr , ma rimane ben al di sotto dei valori stimati con l'eq. 3.1-8. Si osserva tuttavia che la curva (eq. 3.1-9) che meglio si adatta ai dati rimane ben al di sotto dell'eq. 3.1-8 anche nella regione di monte, lontana dal fronte, dove il flusso è quasi uniforme. Come controllo finale, sono stati utilizzati $a_1 = 0.1$, $a_2 = 0.25$ e $a_3 = -0.5$ nell'eq. 3.1-9 per stimare $h(x, t) / H_0$ per tutte le 16 serie (il C_d così ottenuto è stato etichettato come $C_{d-Froude}$). Un confronto tra i valori stimati e misurati è riassunto Tabella 1. Nel complesso, le prestazioni del modello dato dall'eq. 3.1-9 non sono peggiori di quelle del modello con $C_d = 0.4$, ciò suggerisce che la tendenza ad ave-

re C_d al di sotto del valore $C_{d,s}$ non sia un artefatto della scelta di Re_d indipendente da R_h .

Separazioni e la “crisi del drag”

Per un cilindro isolato con $Re_d < 3 \times 10^5$, lo strato limite attaccato al cilindro è laminare e generalmente si separa nella metà anteriore del cilindro portando alla formazione di scie sulla zona posteriore. In presenza di vegetazione fitta l'effetto di schermatura è legato alle interazioni tra queste scie. La pressione nella regione di separazione sul lato di valle del singolo cilindro è pressoché costante ma comunque inferiore alla pressione del flusso privo di ostacoli e ciò porta a valori grandi di C_d . Questa situazione (Figura 27) è stata presa in considerazione in studi precedenti relativi alla separazione del flusso in moto uniforme all'interno di sistemi vegetati sfalsati (Etminan et al., 2017). Per $Re_d > 3 \times 10^5$, il meccanismo di separazione sopra menzionato diventa molto più complesso: lo strato limite laminare che inizia a formarsi sulla parte anteriore del cilindro diventa instabile a breve distanza dal punto di primo contatto cilindro-corrente; lo strato limite passa a uno stato turbolento e si ricollega alla metà anteriore del cilindro. Questo strato limite turbolento appena formato si separa nuovamente sulla metà posteriore del cilindro. Il risultato complessivo è una diminuzione della zona di separazione che porta ad avere una pressione maggiore e quasi pari al valore in presenza di flusso libero (senza ostacoli) causando un notevole calo di C_d (ben oltre il 70% per cilindri isolati). Questa improvvisa riduzione del C_d è talvolta definita etichettata come “crisi del drag” (Vogel, 1996).

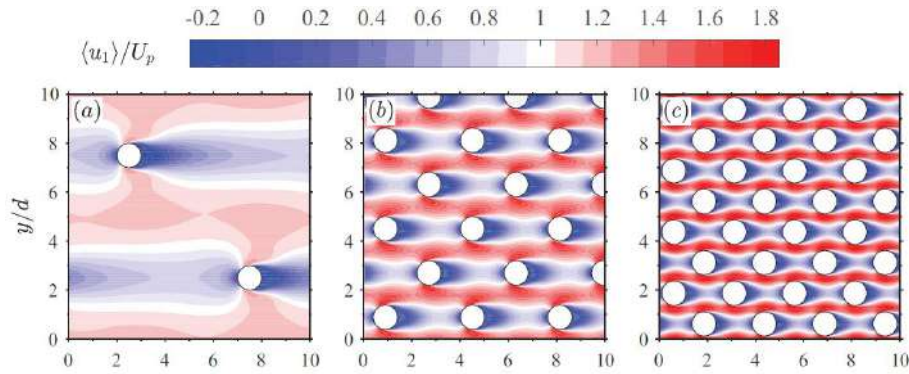


Figura 27: separazione del flusso in moto uniforme all'interno di sistemi vegetati sfalsati (immagine tratta da Etminan et al., 2017); andamento della componente di velocità lungo la direzione principale della corrente adimensionalizzata e mediata nel tempo e lungo la verticale. Da sinistra a destra diventa più fitta la densità delle bacchette che simulano la presenza di vegetazione

Nella zona del fronte d'onda Re_d è inferiore a 3×10^5 di circa un ordine di grandezza, mentre il flusso è assai disturbato e instabile nella zona retrostante. In effetti, dalle registrazioni degli esperimenti si osservano schizzi d'acqua intorno alle bacchette; questi grandi disturbi e instabilità del flusso causano una rapida destabilizzazione dello strato limite embrionale che si forma sul lato anteriore del singolo cilindro, provocando così una transizione precoce allo stato turbolento. Se lo strato limite turbolento si separa più tardivamente nella zona posteriore del cilindro, allora il C_d complessivo può diminuire anche del 50% (Figura 28). Infatti, se la separazione avviene a metà del lato posteriore del cilindro, allora l'area fron-

tale effettiva (o D_{eff}) sarà ridotta di un fattore 2. Questa riduzione da D a D_{eff} da sola porta ad un fattore di riduzione di 2 in $C_d m D_{eff}$ anche ponendo $C_d = C_{d,s}$ a parità di Re_d . Questo scenario non può essere trascurato o ignorato e può spiegare la debole dipendenza di C_d da Re_d qui riscontrata. La condizione necessaria (ma non sufficiente) per il suo verificarsi è che Re_d e le perturbazioni dello strato limite laminare embrionale sul lato anteriore dei cilindri rimangano grandi a sufficienza per poterlo destabilizzare.

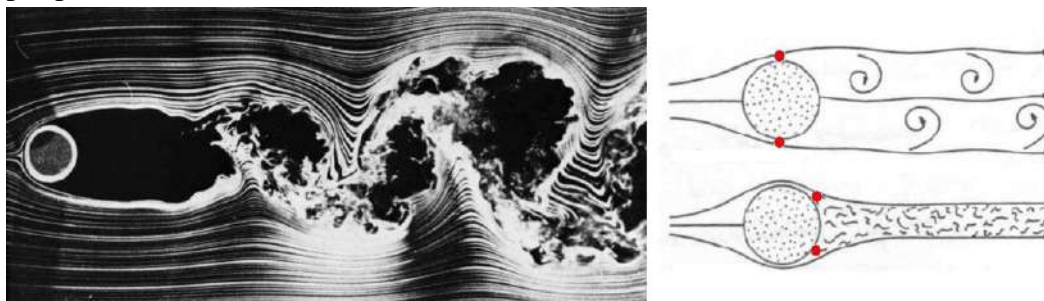


Figura 28: a sinistra, effetto della presenza di un cilindro isolato in una corrente a $Re=10^4$ (immagine tratta da Van Dyke, 1982). A destra, schema della riduzione dell'area frontale effettiva dovuta al diverso punto in cui avviene la separazione dello strato limite.

Come controllo indiretto sul fenomeno di separazione, i calcoli sono stati ripetuti per tutte le 16 realizzazioni sperimentali con $C_d = C_{d,s}$ utilizzando $D_{eff} = 0.5D$ (per tenere conto della riduzione nella regione di scia dietro al cilindro). Questa riduzione di D riduce anche Re_d , e quindi un Re_d inferiore e un C_d più alto sono attesi nella zona lontana dal fronte d'onda. Il confronto tra i livelli d'acqua misurati e stimati è in Tabella 1. Nel complesso, le prestazioni del modello nell'eq.3.1-9 rappresentano un piccolo miglioramento rispetto all'utilizzo di C_d costante (= 0.4). Cioè, accentuare gli effetti di Re_d su C_d porta minori benefici al confronto tra h/H_0 misurato e modellato, e la spiegazione dovuta alla separazione pare essere plausibile.

3.1.5 Conclusioni e ulteriori implicazioni

Il presente lavoro considera gli effetti della resistenza idraulica sull'evoluzione del profilo di superficie libera $h(x, t)$ a seguito dell'apertura istantanea di una paratoia (dam-break) in un lungo canale prismatico inclinato con fondo vegetato (simulato da una disposizione fitta e regolare di bacchette sfalsate). Il punto centrale è la ricerca di un legame tra la pendenza della linea dei carichi j nelle equazioni di DSV e la scabrezza dovuta alla vegetazione. In particolare, il modo in cui il drag rallenta la propagazione del fronte è stato determinato utilizzando tre classi di modelli di attrito: un modello senza attrito con $j = 0$ (soluzione Ritter) usato come riferimento, un modello con j descritto da attrito alla Coulomb o alla parete (formula di Manning con rugosità costante n) e un modello che considera la presenza di una forza di trascinamento distribuita (drag). In quest'ultimo caso il coefficiente di resistenza C_d è stato stimato utilizzando le equazioni standard per cilindri isolati, serie di cilindri distanziati uniformemente e cilindri posizionati in mo-

do sfalsato. Le seguenti conclusioni possono essere tratte dagli esperimenti, dai risultati del modello e dalle simulazioni:

- Quando si impone $j=0$, la soluzione di Ritter riproduce bene il livello d'acqua misurato in assenza di vegetazione, ma lo sottostima in presenza di vegetazione a parità di velocità del fronte d'onda. La differenza maggiore tra livello misurato e stimato si ha immediatamente dopo la diga ma prima dell'inizio della sezione vegetata. In questa posizione, la soluzione Ritter porta a una sottostima di circa il 30% dell'altezza del pelo libero. Inoltre, con l'aumento della velocità del fronte, l'abbassamento misurato di h è più ripido di quanto stimato con la soluzione Ritter, ciò suggerisce che il termine g_j sia un termine significativo nell'eq.2.1-5 di DSV.
- Rappresentando l'effetto della vegetazione su j usando l'attrito equivalente alla parete (o Coulomb) come per la formula di Manning con n costante, è possibile ottenere la velocità del fronte d'onda misurata con valori plausibili di n ($\approx 0,05 \text{ s m}^{-1/3}$) ma non la forma precisa di h . Il profilo della superficie ottenuto da una rappresentazione alla Manning di j è stato descritto da una legge di potenza in x con esponente inferiore a 1 per ogni istante t .
- Modellando j con un approccio basato sulla forza di trascinamento distribuita con C_d costante, l'accordo tra misure e modello è soddisfacente con un coefficiente di determinazione superiore a 0.9 e pendenze di regressione che deviano dall'unità di meno del 10%. Il modello stima che la forma del profilo di superficie libera vicino al fronte d'onda sia quasi lineare in x e possa essere teoricamente collegato a C_d .
- La costante $C_d \approx 0.4$ stimata da tale legame è molto più piccola di C_d riportata per esperimenti in moto uniforme con cilindri sfalsati a parità di numero di Reynolds dell'elemento. Ciò suggerisce che i meccanismi di riduzione del drag associati alla non uniformità, alla non stazionarietà e ai transienti in presenza di onde, nonché ai disturbi del flusso siano più simili a quelli ottenuti con l'effetto di riparo (sheltering) convenzionale.

Questo lavoro evidenzia la necessità di nuove leggi di attrito che descrivano j in condizioni di flusso non uniforme, disturbato e non stazionario oltre alle convenzionali rappresentazioni di attrito alla parete o alla Coulomb.

È probabile che questi sviluppi vengano utilizzati a breve combinando questo tipo di chiusura per le equazioni di DSV con i dati idrometrici acquisiti da radar satellitari (Als Dorf et al., 2001, 2007, 2000). Vi è urgenza di progressi su questo fronte poiché i cambiamenti climatici comportano eventi di inondazione più frequenti e il miglioramento dei sistemi di allerta e monitoraggio delle alluvioni ha un evidente importanza sociale.

3.2 Modello 3D

In precedenza (par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), si è già discusso dell'importanza dell'uso del suolo per la valutazione del danno potenziale e della vulnerabilità nelle aree a valle dei piccoli invasi di versante o di

pianura, in questo capitolo si descrivono le modifiche apportate al modello sperimentale introdotto al cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per lo studio dell'effetto della presenza di vegetazione ad alto fusto sulla propagazione dell'onda conseguente all'apertura istantanea della paratoia (dam-break). La presenza di vegetazione altera la forma del fronte, la sua velocità e il battente nel generico punto all'interno dell'area allagata.

Sovrapponendo, in ambiente gis, il layer con la posizione degli invasi di competenza regionale con i livelli 2 (aree coltivate) e 3 (boschi e aree semi-naturali) della mappa di uso del suolo Corine 2000 ci si può fare un'idea di quali siano le tipologie vegetali realmente presenti nelle aree di interesse.

Se si sommano le percentuali di boschi di latifoglie, frutteti, vigneti e aree a vegetazione boschiva in evoluzione, si arriva al 64%.

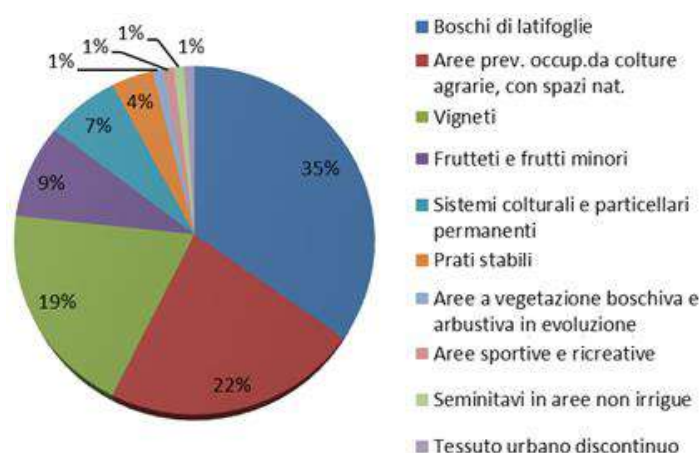


Figura 29: uso del suolo a valle dei piccoli invasi (sono stati considerati 101 sbarramenti in terra nelle province di Cuneo e Torino e i layer 2 e 3 della carta Corine Land Cover del 2000).

3.2.1 Modello fisico

A partire dal modello sperimentale descritto nel cap. 6.3 è stata realizzata una copertura composta da una serie di asticelle equispaziate e disposte secondo uno schema regolare. Il modello può essere ricondotto alla scala reale con un fattore tra 20 e 30, in questo intervallo le asticelle utilizzate per simulare la presenza di vegetazione possono essere pensate come rappresentative di frutteti o pioppeti o zone boscate con sottobosco pulito con piante giovani.

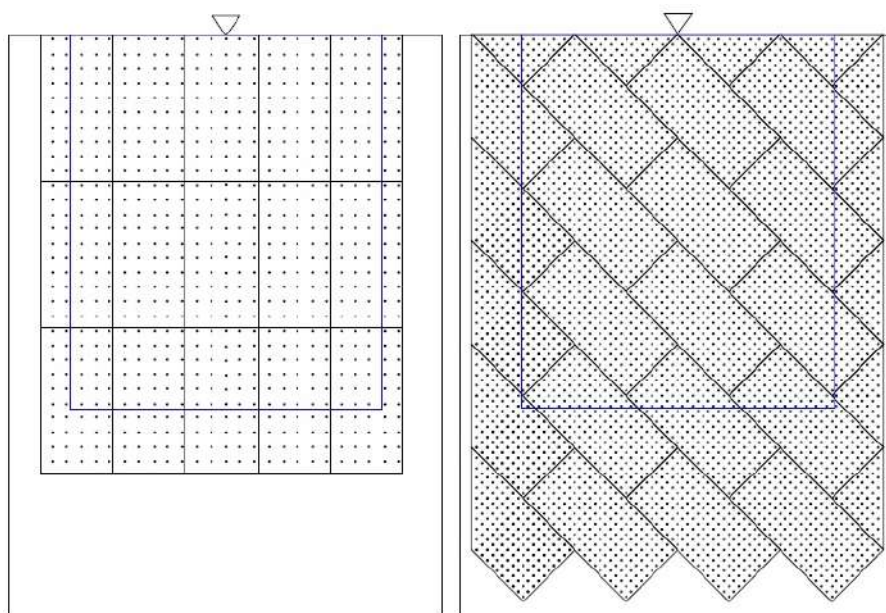


Figura 30: esempi di disposizione dei pannelli e di allineamento delle asticelle per le prove con vegetazione. A sinistra la configurazione 2 e a destra la configurazione 3. Il triangolo in alto segna la posizione della breccia e il rettangolo blu l'area inquadrata dalla telecamera (Zyla 5.5).

Sono stati realizzati dei pannelli in vetro sintetico bianco opaco (1 m x 0.5 m) con una serie di asticelle in alluminio (alte 5 cm con diametro 0.4 cm) fissate ciascuna con una vite passante attraverso la lastra (la testa della vite, una volta chiusa, resta nello spessore del pannello) e avvitata per circa 1/4 della lunghezza della bacchetta in alluminio. In totale si tratta di 15 pannelli con interasse tra le bacchette 5 cm lungo entrambe le direzioni parallele ai lati del pannello e 15 pannelli con interasse 10 cm, per un totale di rispettivamente 50 e 200 bacchette a pannello (Figura 30). Per poter realizzare anche configurazioni inclinate a 45° sono poi stati realizzati altri 5 pannelli ciascuno tagliato a formare un triangolo e un trapezio rettangolo per coprire gli spazi vuoti in destra e sinistra idraulica e altri 4 a forma triangolare per completare la fascia di monte.

Le 4 configurazioni possibili sono:

- Configurazione 1 – bacchette con interasse 5cm e orientamento dei pannelli 0° (dimensione maggiore perpendicolare alla paratoia), per un totale di 3000 asticelle;
- Configurazione 2 – bacchette con interasse 10cm e orientamento dei pannelli 0° (dimensione maggiore perpendicolare alla paratoia), per un totale di 750 asticelle;
- Configurazione 3 – bacchette con interasse 5 cm e orientamento dei pannelli 45° rispetto alla paratoia, per un totale di 4130 asticelle;
- Configurazione 4 – bacchette con interasse 10 cm e orientamento dei pannelli 45° rispetto alla paratoia, per un totale di 1015 asticelle.

I pannelli restano in posizione per azione del loro stesso peso avendo l'accortezza di coprire le discontinuità tra i singoli pannelli con nastro adesivo trasparente e di sigillare con mastice da botte le discontinuità a ridosso della breccia.

Sono state eseguite 2 prove per ciascuna configurazione con livello iniziale nell'invaso 30 cm e 40 cm.

In Figura 31 si riportano 3 scatti per 4 delle prove eseguite con altezza d'acqua iniziale nell'invaso 30 cm, da un confronto a parità di istante temporale appare evidente l'impatto della vegetazione, nonché della disposizione della stessa sulla forma del fronte.

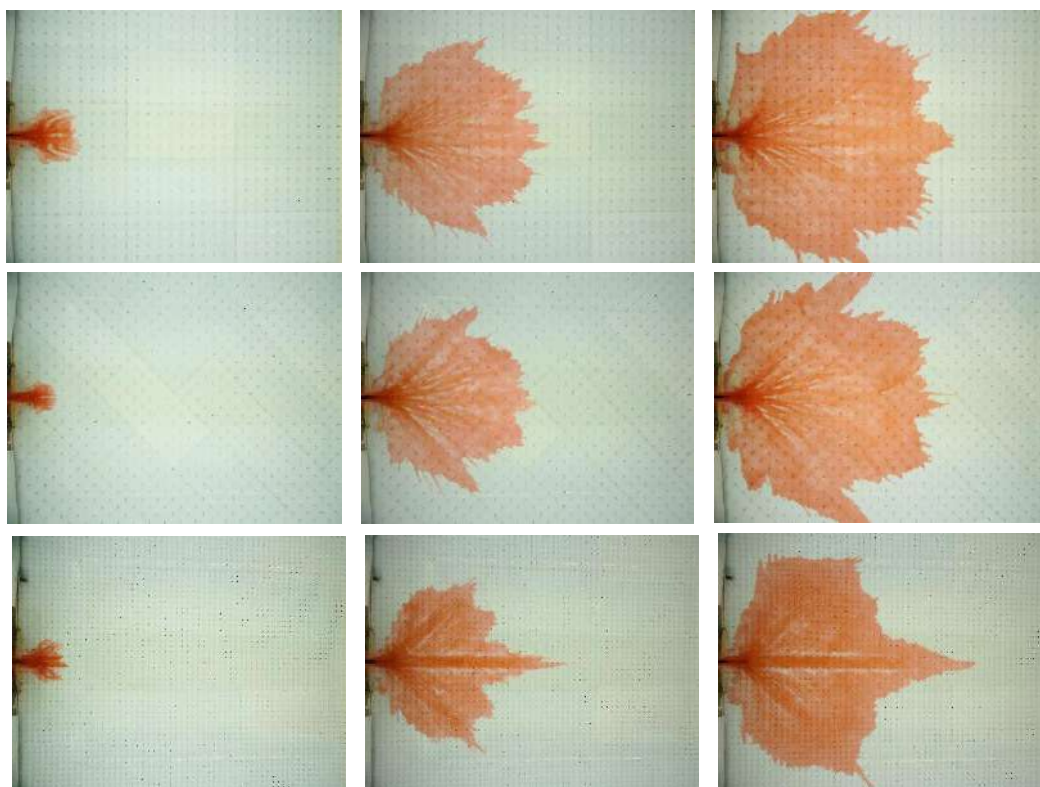




Figura 31: dall'alto, configurazione 1, 3, 2 e 4. Immagini di 3 scatti a circa 0.8s l'uno dall'altro a partire dal secondo scatto successivo al sollevamento della paratoia (modalità raffica con velocità 5 fps). L'altezza d'acqua iniziale nel serbatoio è 30 cm.

3.2.2 Modello numerico del caso 3D

Il caso in presenza di vegetazione è stato riprodotto nel modello numerico introducendo nella maglia di calcolo dei buchi di raggio 4 mm (diametro delle asticelle utilizzate nel modello sperimentale). Di tutte le configurazioni utilizzate in laboratorio si è scelto di ricreare la geometria con interasse tra le bacchette 5 cm e orientamento dei pannelli 45° (Natali, 2019).

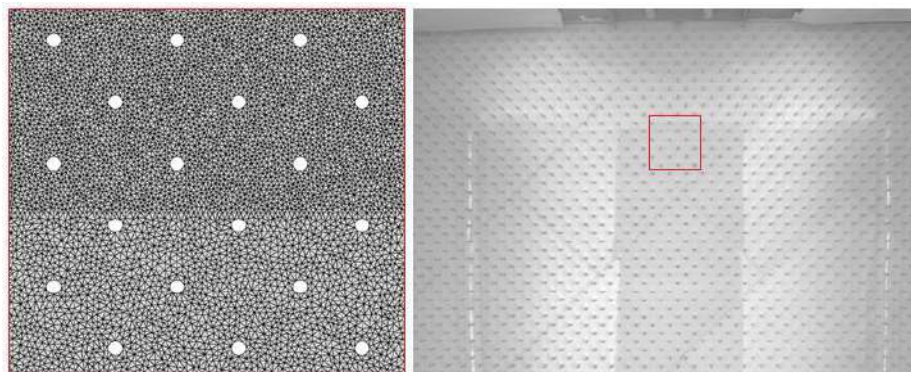


Figura 32: a destra una parte dell'area di misura con la configurazione di bacchette numero 3 (interasse 5 cm, 45°). A sinistra uno zoom della maglia di calcolo che riproduce l'area di piano delimitata dal quadrato rosso a destra.

Poiché non è possibile inserire delle geometrie circolari nel file che descrive la maglia di calcolo, l'impronta delle bacchette è stata approssimata con un deca-gono.

Come per il caso liscio (par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), anche in questo caso il dominio di calcolo è stato suddiviso in 3 zone con diversa area massima delle celle di calcolo: 0.5 cm^2 per il serbatoio, 2.5 mm^2 per la zona immediatamente a valle della breccia (larga 1m e lunga 0.5 m con lato lungo centrato sull'asse della breccia) e 4.5 mm^2 per il resto del piano di valle, per un totale di 4'342'984 celle. La durata dell'evento simulato è sempre di 2 s, mentre il numero di Courant è stato mantenuto più basso (0.4) per minimizzare le instabilità locali dovute alla presenza delle bacchette: l'intervallo di calcolo è $0.3 \times 10^{-11} \text{ s}$. Il coefficiente di Manning ottenuto a seguito di un processo di ottimizzazione è $0.001 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$, più basso rispetto a quello utilizzato nella simulazione a fondo liscio coerentemente con il diverso materiale che costituisce il supporto delle bacchette.

3.2.3 Discussione e confronto dei risultati

Un primo confronto qualitativo tra i risultati delle diverse realizzazioni è possibile sovrapponendo i fronti d'onda ottenuti dalle immagini con la medesima tecnica utilizzata per il caso di fondo liscio e descritta al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**. In Figura 33 si riportano, a titolo di esempio, i fronti d'onda agli istanti $t = 0.24 \text{ s}$, 0.60 s e 1.93 s dall'apertura della breccia per le 4 configurazioni di scabrezza utilizzate e per il caso a fondo liscio a parità di condizione iniziale ($H_0 = 0.30 \text{ m}$). Si osserva subito una modifica macroscopica della forma del fronte con il formarsi di corridoi preferenziali lungo le direzioni in cui il flusso incontra una minor resistenza (centrale e a 45° a seconda dell'orientamento dei pannelli). Parallelamente si ha un avanzamento molto più lento nelle zone al di

fuori di tali corridoi. Globalmente la velocità di propagazione dell'onda risulta rallentata ma nei corridoi preferenziali è uguale al caso liscio e talvolta anche leggermente più elevata.

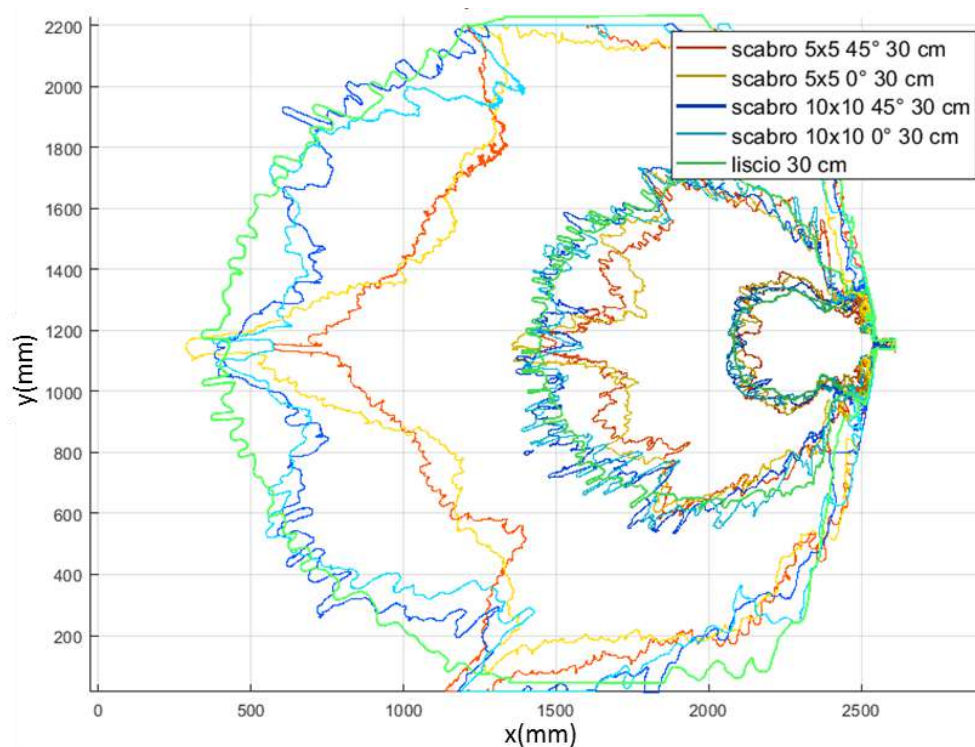


Figura 33: fronte d'onda agli istanti $t = 0.24$ s, 0.60 s e 1.93 s dall'apertura della breccia. Confronto tra le 4 configurazioni di scabrezza utilizzate e quella a fondo liscio a parità di condizione iniziale ($H_0 = 0.30$ m). La breccia si trova tra circa a metà dell'asse verticale.

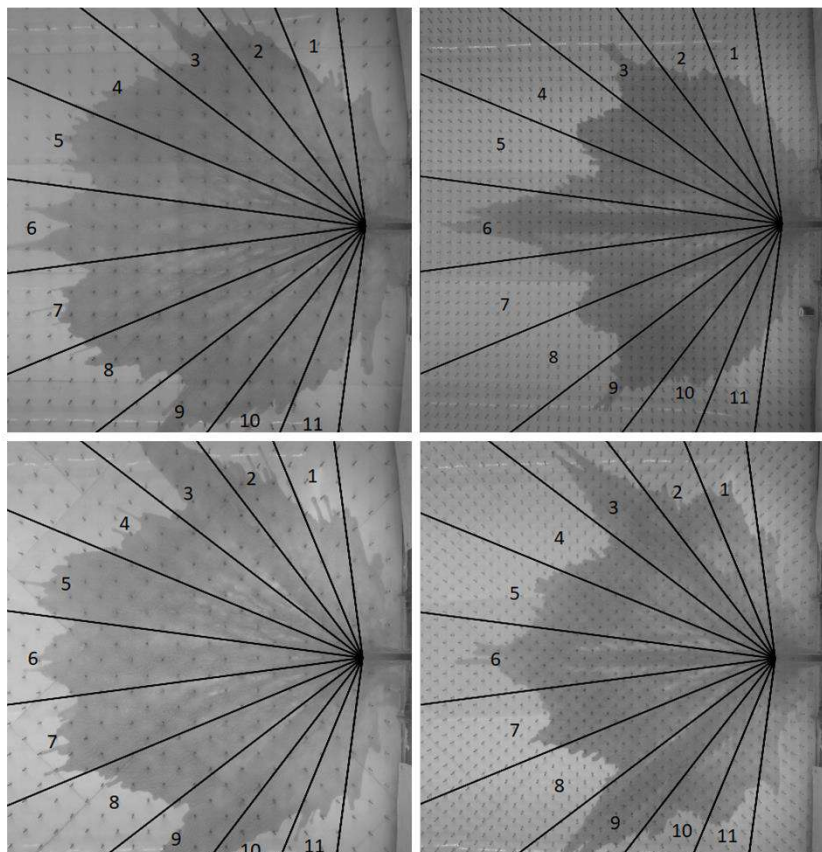


Figura 34: suddivisione delle immagini in settori radiali. Si può apprezzare lo schema di bacchette che l'onda incontra lungo ciascuna delle 11 direzioni individuate dall'asse dei settori.

In Figura 34 è possibile osservare quale sia la disposizione delle bacchette in rapporto alla direzione preferenziale di flusso nei diversi settori (asse del settore radiale).

Un confronto quantitativo della posizione dei fronti nel tempo è riportato in Figura 35 in analogia a quanto esposto in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per il caso liscio. Si confrontano qui le distanze percorse dal fronte nei diversi settori a parità di condizione iniziale ma al variare della disposizione dei paletti. Data la natura simmetrica del fenomeno (come confermato in Figura per un caso di esempio) si riportano i risultati relativi ai soli settori in destra idraulica e al settore centrale.

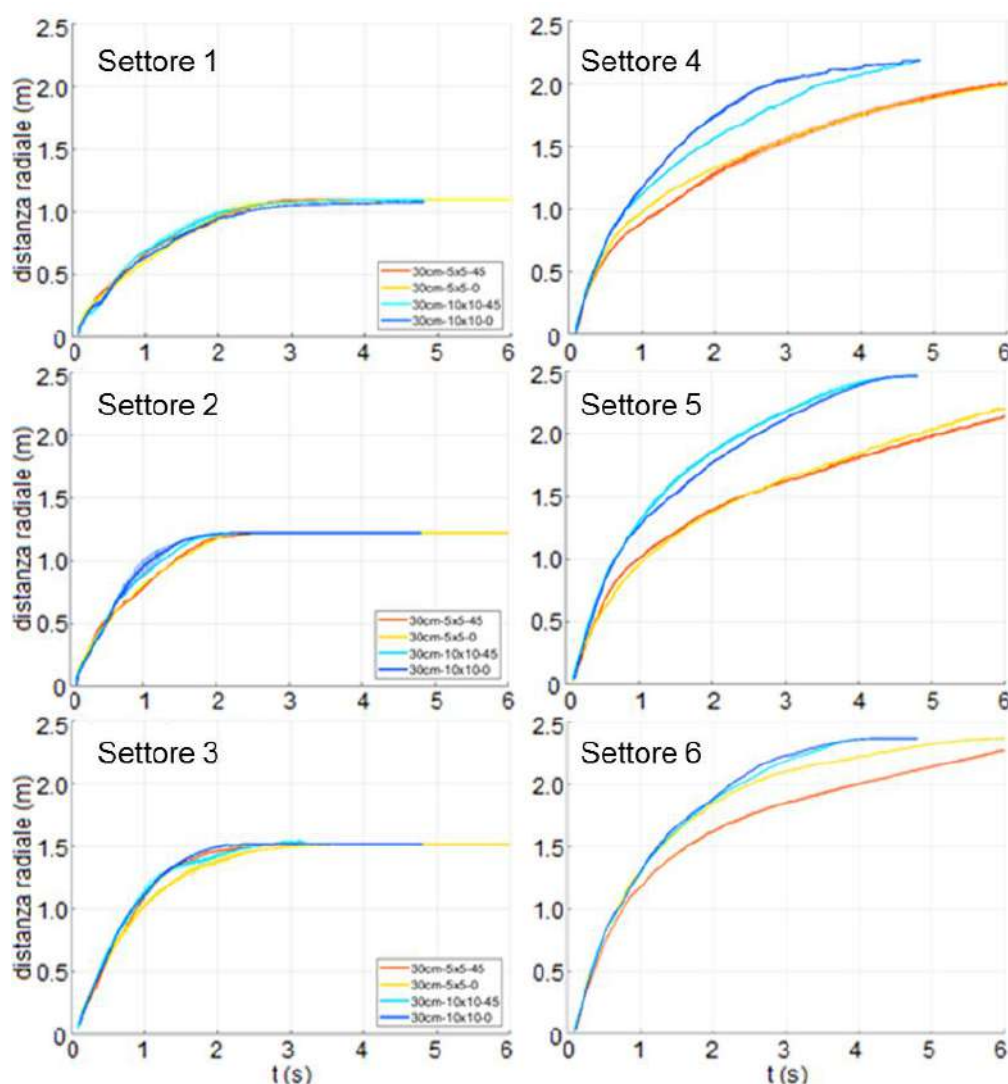


Figura 35: confronto tra le distanze cumulate percorse dall'onda per le diverse configurazioni a fondo vegetato a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m). Si riportano i risultati del settore centrale e dei settori in sponda destra.

Si riscontrano differenze di velocità del tutto prevedibili nei settori 4 e 5, mentre nei settori a 45° (3 e 9) le quattro curve si sovrappongono pressoché perfettamente. Si discosta di poco solo la configurazione 1 (5×5 cm 0°) che è quella più fitta per questi settori. Per il settore centrale invece si discosta maggiormente la configurazione 3 (5×5 cm 45°) che a sua volta è quella che determina la maggior densità dei bacchette vista dall'onda in questo settore.

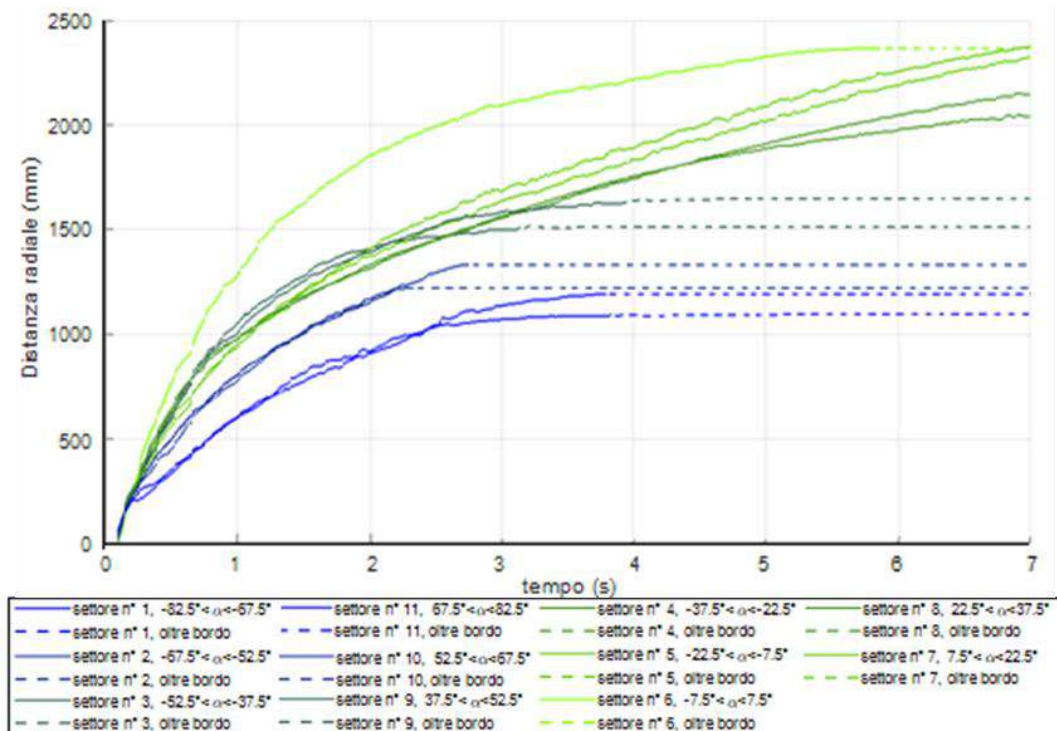


Figura 147: confronto tra le distanze percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (Figura 97) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m e bacchette in configurazione 1 (5 cm x 5 cm 0°). Le linee diventano tratteggiate quando l'onda raggiunge il limite della zona di misura.

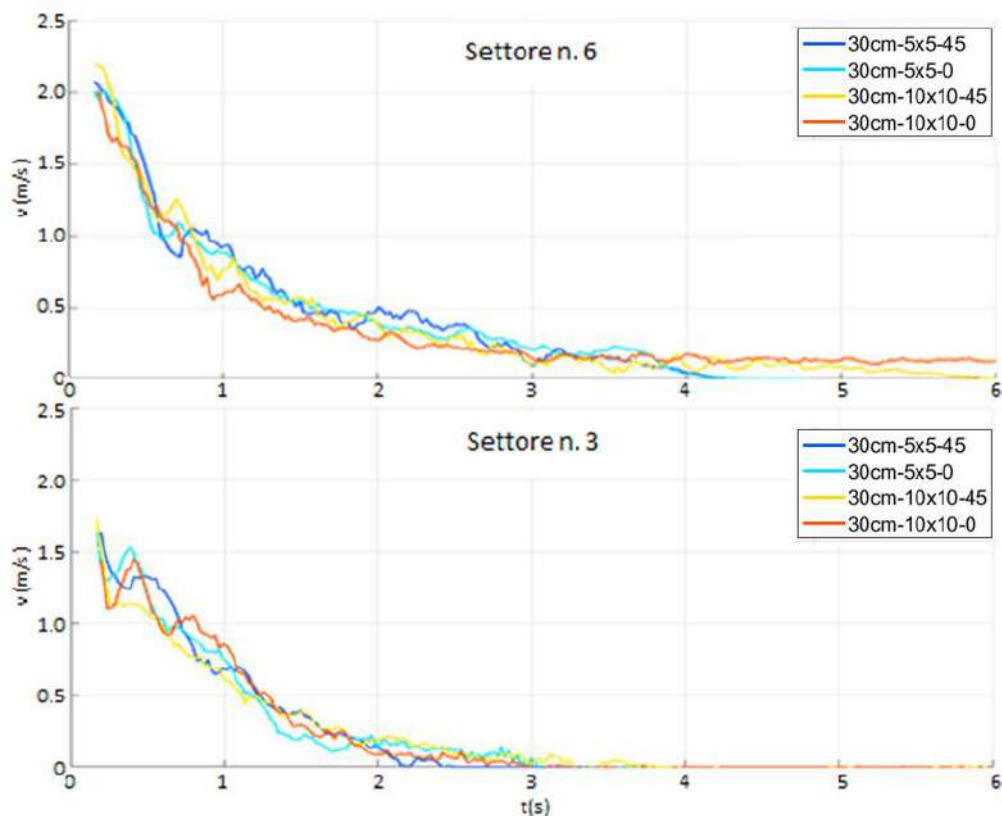


Figura 36: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 34) per le quattro configurazioni di vegetazione considerate, a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m).

Il confronto in termini di velocità è visibile in Figura 36 per i settori preferenziali 6 e 3. Come nel caso di fondo liscio si apprezza anche qui un andamento che riflette la presenza dell'onda negativa di ritorno e causa una duplice variazione di pendenza nelle curve della velocità nel tempo. L'andamento spezzato delle curve è imputabile al metodo di derivazione delle stesse, direttamente legato al valore medio della posizione del fronte nel settore che viene spesso alterata dalla presenza di un andamento molto frastagliato dovuto appunto alla presenza delle bacchette.

A conclusione di quanto osservato relativamente ai soli fronti d'onda, in Figura 37 si può apprezzare la distanza del fronte nel tempo riferita alla breccia e calcolata lungo l'asse del settore 6 (centrale). La distanza di riferimento, in corrispondenza della quale sono segnati i tempi di arrivo, è il limite di valle della zona di misura (2.56 m dal serbatoio di monte). Le curve verdi corrispondono agli esperimenti a fondo liscio nelle 3 diverse configurazioni iniziali. L'onda con $H_0=0.20$ m impiega più del doppio del tempo di quella con $H_0=0.40$ m a uscire dall'area di misura.

Le configurazioni scabre sono tutte relative ad $H_0=0.30$ m e impiegano un tempo maggiore rispetto alla corrispondente configurazione liscia, tuttavia solo per la configurazione più fitta (maglia 5cm con pannelli inclinati a 45°) il tempo di arrivo è inferiore a quello della configurazione liscia a $H_0=0.20$ m.

L'orientamento dei pannelli con maglia più larga non dà alcun effetto sulla propagazione in questo settore.

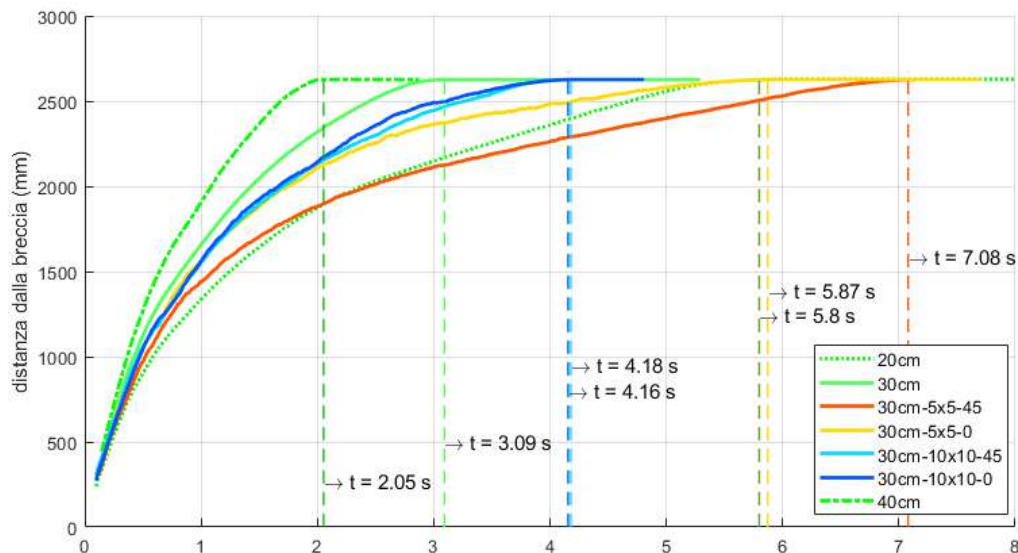


Figura 37: distanza percorsa dal fronte d'onda nel tempo lungo la direzione passante per l'asse della breccia e del settore centrale. Il tempo di arrivo del fronte al bordo di valle dell'area di misura è evidenziato. Sono mostrate le stesse configurazioni presenti in Figura 33, oltre al caso liscio con condizione iniziale 0.20 e 0.40 m (tutte le linee verdi si riferiscono al fondo liscio).

La stessa tecnica di misura della profondità d'acqua in ogni punto dell'area allagata a partire dalle immagini, utilizzata per gli esperimenti su fondo liscio è stata applicata anche al caso vegetato. Come immagine di background è stata utilizzata

un'immagine priva di bacchette per evitare che il riflesso sul materiale dei pannelli, evidente in assenza di acqua, compromettesse le misure.

In Figura 38 si riporta un confronto tra i fronti d'onda a 0.5, 1 e 1.5 s dall'apertura della breccia per una realizzazione a fondo liscio con altezza iniziale nel serbatoio 0.30 m e una realizzazione in configurazione 3 (cioè maglia fitta e pannelli inclinati a 45°). L'individuazione delle direzione preferenziali risulta evidente. Considerando la sezione tracciata nel primo pannello, negli altri 3 viene mostrato il profilo della superficie libera nei due casi ai 3 istanti successivi. Si nota che la zona allagata appare più stretta, a parità di tempo, per il caso vegetato a causa della maggiore resistenza al moto in direzione trasversale. Le altezze sono in generale maggiori in presenza di vegetazione (come ci si aspettava) e il profilo appare più irregolare. In questo caso ogni asticella crea innalzamenti locali e scie che rendono la superficie libera ancor meno regolare rispetto al caso precedente e causano riflessi locali che aumentano il rumore nell'immagine sorgente.

Continua ad essere evidente il comportamento dell'onda nel suo complesso, ovvero, nelle zone centrali, vicino alla breccia e lungo l'asse longitudinale l'altezza è maggiore e va via via uniformandosi su una stessa altezza, più bassa, allontanandosi dalla zona centrale e all'aumentare del tempo trascorso dal collasso.

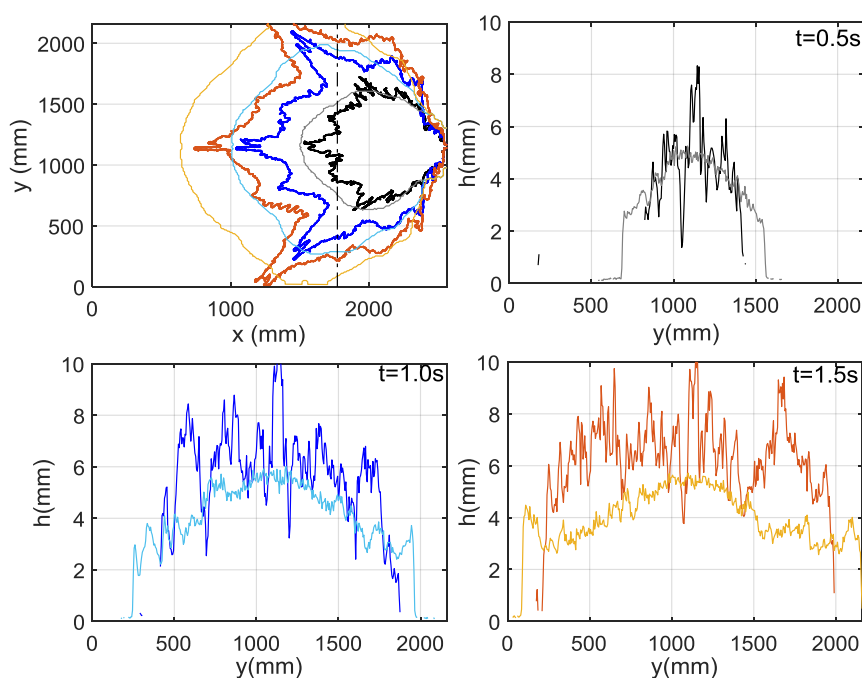


Figura 38: confronto tra due realizzazioni con $H_0=0.30$ m una con fondo liscio e una con fondo vegetato secondo la configurazione 3 (distanza tra le asticelle 5cm e inclinazione dei pannelli 45°). In alto a sinistra i fronti d'onda a 0.5 s, 1 s e 1.5 s; negli altri riquadri l'altezza d'acqua nella sezione tracciata nel primo pannello. La linea più scura di ogni coppia rappresenta i risultati del caso vegetato.

Si riscontra un discreto accordo anche con i risultati del modello numerico, oltre che in termini di fronte d'onda (Figura 39), indice più che altro di una buona taratura del coefficiente di Manning oltre che delle potenzialità del software, anche in termini di distribuzione delle altezze all'interno dell'area allagata (Figura 40).

I corridoi preferenziali vengono individuati anche dal modello numerico ma sono in generale di ampiezza inferiore così come ha una forma differente anche la distribuzione delle altezze nelle zone frontali dei settori 4 e 8 a minor energia cinetica, complice probabilmente una minore diffusine laterale (che si può notare in Figura 39).

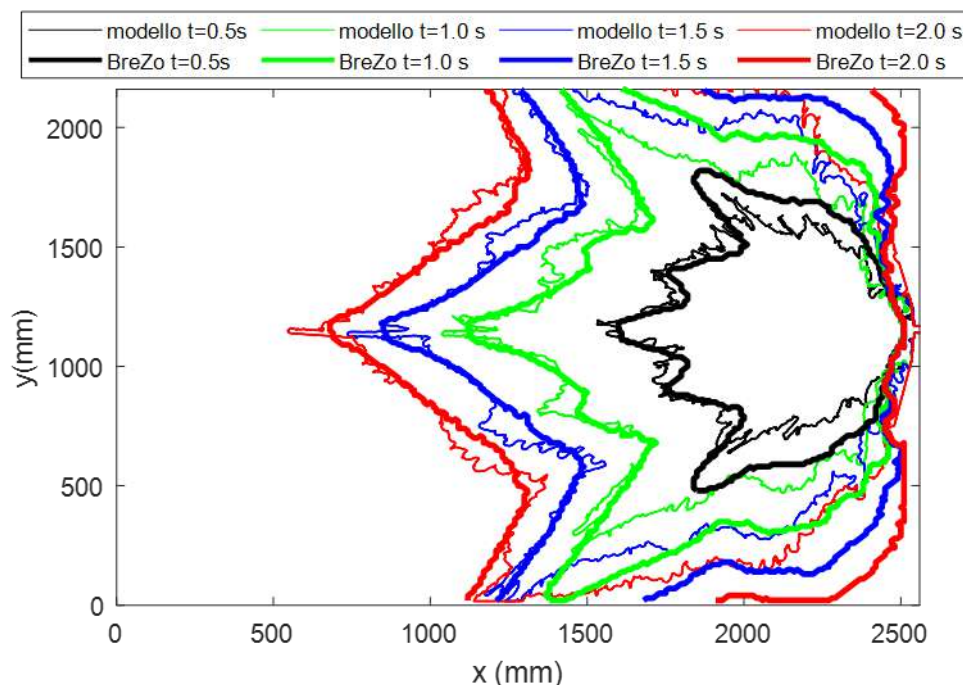


Figura 39: confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico (linea sottile) e quelli ottenuti dal modello numerico (linea spessa) a 0.5 s, 1 s, 1.5 s e 2 s dall'apertura della breccia. Il serbatoio si trova sulla destra dell'immagine e non è visualizzato.

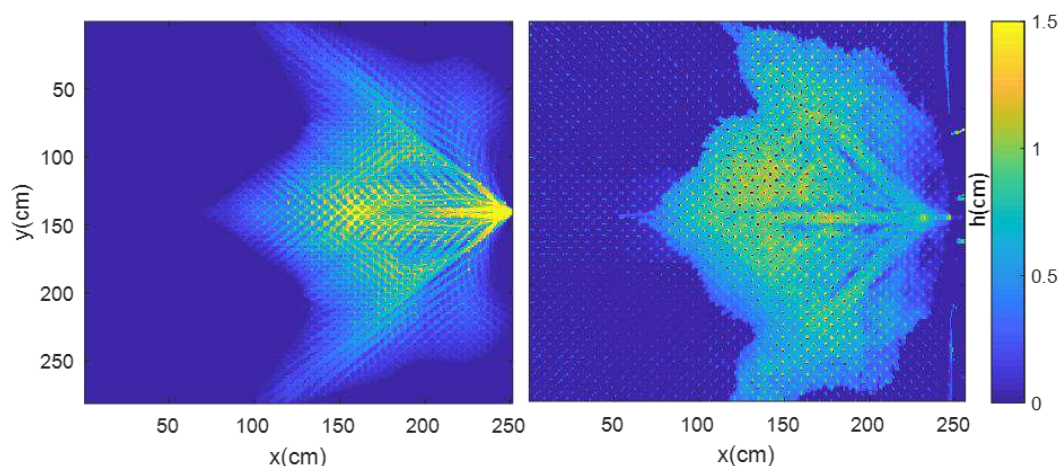


Figura 40: dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio di monte 0.30 m. Confronto tra il campo di altezze ottenuto con la tecnica per immagini (a destra) e i risultati del modello numerico BreZo (a sinistra) per l'istante a 2 s dall'apertura della breccia.

Capitolo 7

Conclusioni

Gli effetti e le implicazioni complessive della presenza degli invasi artificiali sul territorio sono qui esaminati sia considerandone le potenzialità per la riduzione del rischio di inondazione sia valutando la vulnerabilità del territorio in caso di collasso.

Si è approfondito lo studio della perimetrazione delle aree potenzialmente allagabili a valle dei piccoli sbarramenti (di competenza regionale). Mediante delle metodologie di indagine su larga scala, ci si è riproposti di ottenere una classificazione degli elementi che maggiormente influiscono sulle funzioni idrauliche degli invasi. Si è in particolare fornita un'indicazione cautelativa ma rapidamente ottenibile del danno (inteso come perimetrazione dell'area interessata dall'onda conseguente al collasso parziale dello sbarramento, sovrapponibile in un secondo momento con mappe di uso del suolo, piani regolatori, ctr, ecc.) e della vulnerabilità associata ai piccoli invasi. Quest'ultima esigenza è particolarmente sentita dai funzionari del settore difesa del suolo della Regione Piemonte con i quali (insieme a Valle d'Aosta, alla città metropolitana di Torino, a IRSTEA - Institut National de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture e al DREAL - Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) è stato avviato il progetto di cooperazione transfrontaliero Interreg ALCOTRA Resba³ (resilienza degli sbarramenti). La realizzazione di modelli fisici per comprendere le dinamiche di propagazione dell'onda conseguente al crollo di un sbarramento posto (come la maggior parte dei piccoli invasi piemontesi e transfrontalieri) su pendii collinari o in territori pianeggianti in assenza di una val-

³ Il progetto mira a ottenere metodi di valutazione del rischio associato ai piccoli invasi, all'individuazione di innovative tecniche di monitoraggio, alla definizione degli aspetti chiave della laminazione ad opera di sbarramenti di competenza nazionale e alla sensibilizzazione della popolazione al rischio legato alla presenza delle dighe, scegliendo come target i comuni posti a valle della diga del Moncenisio (per la quale si prevede anche la realizzazione di un'esercitazione di protezione civile).

le incisa e spesso in presenza di vegetazione ad alto fusto interferente con l'onda stessa.

Si sono poste le basi per la comprensione delle grandezze che governano la propagazione delle onde di dam-break a valle di invasi collinari e di pianura (privi di immissario ed emissario) in zone coltivate ed in presenza di vegetazione ad alto fusto (frutteti, vigneti, pioppeti). L'approccio utilizzato è di tipo sperimentale.

Sono stati progettati e realizzati due distinti apparati di prova. Il primo sfrutta una canaletta a sezione $0.50 \times 0.60 \text{ m}^2$ lunga 11.6 m con pareti laterali in vetro che è stata opportunamente equipaggiata con una paratoia ad apertura istantanea, 3 telecamere poste lateralmente e una serie di bacchette disposte su più file parallele in modo sfalsato lungo tutto il tratto vetrato. Per la prima volta (per quanto noto all'autrice) vengono considerati sperimentalmente gli effetti della presenza di vegetazione sulla propagazione di un'onda a fronte ripido e si propone una stima per il calcolo del coefficiente di drag. Sono stati realizzati almeno 5 esperimenti per ciascuna delle 16 configurazioni considerate (altezza iniziale pari a 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 m e pendenza del fondo 0%, 1%, 2% e 3%) sia a fondo liscio che a fondo scabro. Il punto centrale è stato la ricerca di un legame tra la pendenza della linea dei carichi j nelle equazioni di DSV e la scabrezza dovuta alla vegetazione. Confrontando i risultati di diverse soluzioni numeriche (Ritter, attrito equivalente alla parete, forza di trascinamento distribuita) con i profili sperimentali si osserva che rappresentando l'effetto della vegetazione su j con un approccio basato sulla forza di trascinamento distribuita con C_d costante, l'accordo tra misure e modello è soddisfacente con un coefficiente di determinazione superiore a 0.9. Il modello stima che la forma del profilo di superficie libera vicino al fronte d'onda sia quasi lineare in x e possa essere teoricamente collegato a C_d , con $C_d \approx 0.4$ cioè molto più piccola di C_d riportata per esperimenti in moto uniforme con cilindri sfalsati a parità di numero di Reynolds dell'elemento. Ciò suggerisce la necessità di nuove leggi di attrito che descrivano j in condizioni di flusso non uniforme, disturbato e non stazionario oltre alle convenzionali rappresentazioni di attrito alla parete o alla Coulomb. Il tema risulta ancor più di rilievo se si considera che la formula proposta può essere utilizzata anche in ambiti diversi da uno scenario di dam-break, come per esempio la propagazione di flussi improvvisi conseguenti a piogge intense in zone vegetate caratterizzate per esempio da ecosistemi particolari (terre aride, zone umide) o alla risalita di tsunami sulle pianure costiere.

Il secondo approccio sperimentale riguarda invece lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda sia su fondo liscio che in presenza di vegetazione (sono state utilizzate anche qui delle serie di bacchette disposte, in questo caso, secondo 4 diversi allineamenti). Il principale aspetto innovativo, oltre alla geometria del set-up (si tratta di un piano $3 \times 4 \text{ m}^2$ posto a valle di un serbatoio equipaggiato con una paratoia) poco utilizzata nella letteratura scientifica nella quale ad oggi la maggior parte dei lavori riguarda canali per lo studio bidimensionale della propagazione dell'onda, è la tecnica di misura. Essa è basata sull'acquisizione di immagini in scala di grigi e sulla legge di Lambert-Beer, correntemente utilizzata in campo chimico per la misura della concentrazione di una soluzione. L'altezza d'acqua in ogni punto interessato dall'onda viene legata all'intensità di grigio nel

singolo pixel, ovvero all'assorbimento della luce da parte del liquido utilizzato. Sono state eseguite misure spettrometriche per ovviare al fatto che la luce qui utilizzata non sia monocromatica ed è stata tracciata una curva che mette in relazione il rapporto tra l'intensità di grigio del generico pixel in condizioni bagnate e asciutte con il cammino ottico della luce e dunque con l'altezza d'acqua. Il metodo è stato validato verificando l'accordo tra i volumi presenti sul piano ottenuti come sommatoria dei contributi dei singoli pixel con il volume calcolato a partire dalla formula che descrive il tipo di efflusso dalla breccia e con il volume ottenuto a partire dall'abbassamento del livello nel serbatoio, misurato da 12 misuratori a ultrasuoni. Questa tecnica, applicata per ora al solo caso con pendenza del fondo nulla, rappresenta un metodo innovativo e non intrusivo di misura che permette la ricostruzione globale del campo di altezze all'interno dell'area di ripresa della fotocamera utilizzata.

Il vantaggio delle immagini riprese dall'alto risiede anche nella facilità di riconoscimento del fronte d'onda anche in presenza delle bacchette utilizzate per simulare la vegetazione. Al riguardo, si è potuto constatare che la disposizione delle bacchette ha effetto non unicamente sui tempi di propagazione ma anche sulla forma del fronte stesso. Si creano infatti corridoi preferenziali all'interno dei quali il flusso raggiunge circa la stessa velocità del caso liscio. In ultimo il modello fisico ha permesso di validare anche i risultati di un modello numerico (realizzato con il software BreZo) i cui risultati sia per la configurazione liscia che per quella scabra a maglia più fitta sono in accordo con quanto osservato sperimentalmente, eccezion fatta per la vena effluente che, come è noto, non viene correttamente rappresentata da un modello shallow-water.

Quanto fin qui esposto relativamente all'attività sperimentale, getta le basi per futuri approfondimenti. In particolare è attualmente in corso la modifica della canaletta per poter misurare la forza agente su una singola bacchetta e per sopraelevare il fondo in modo da consentire l'accesso ottico anche alla zona del fronte (attualmente non sono visibili i primi 3.5 cm). Per quanto riguarda invece il modello per lo studio della propagazione 3D, gli esperimenti fino ad ora condotti hanno avuto lo scopo principale di definire e testare la tecnica di misura. Nei prossimi mesi verrà modificata la forma della breccia e successivamente verrà variata l'inclinazione del fondo.

Nuovi dati sono invece attesi relativamente alle serie di portata da parte della regione Valle d'Aosta per poter testare i modelli di regionalizzazione delle curve di riduzione dei colmi di piena, mentre i diagrammi diagnostici verranno utilizzati per altri gruppi di dighe (Lombardia e Sardegna) di cui attualmente è in corso la raccolta dei dati utili.

RELAZIONE ATTIVITA' DI RILEVAMENTO

CON SENSORE LiDAR AEROTRASPORTATO

INVASI AGRICOLI SALUZZESE

Descrizione generale dell'attività e scopo del rilevamento:

Su richiesta Politecnico di Torino – Dipartimento DIATI; progetto ALCO-TRA RESBA; il gruppo GMG (*Geohazard Monitoring Group*) del CNR IRPI ha fornito un rilevamento LiDAR / fotogrammetrico aerotrasportato, al fine di ricostruire la morfologia planoaltimetrica di tre aree agricole ubicate nei pressi del comune di Barge (CN) e Saluzzo (CN).

Pianificazione e parametri di volo:

Il volo è stato pianificato al fine di garantire una copertura lidar dell'area di indagine con densità media di punti *raw* pari a 6 punti/m²; una copertura stereoscopica minima di progetto pari a 60% (*forward overlap*) e 30% (*sideward overlap*); e un GSD (*Ground sampling Distance*) fotografico medio pari a 15 cm/pixel.

Il rilevamento, sulla base delle specifiche di acquisizione così determinate, è stato infine programmato con una frequenza di scansione pari a 300KhZ in fascia di emissione superiore MTA (*Multiple-Time-Around*) 3; equivalente ad una quota media AGL (*Above Ground Level*) e variabile a seconda della strisciata, compresa tra 450 e 1300 m.

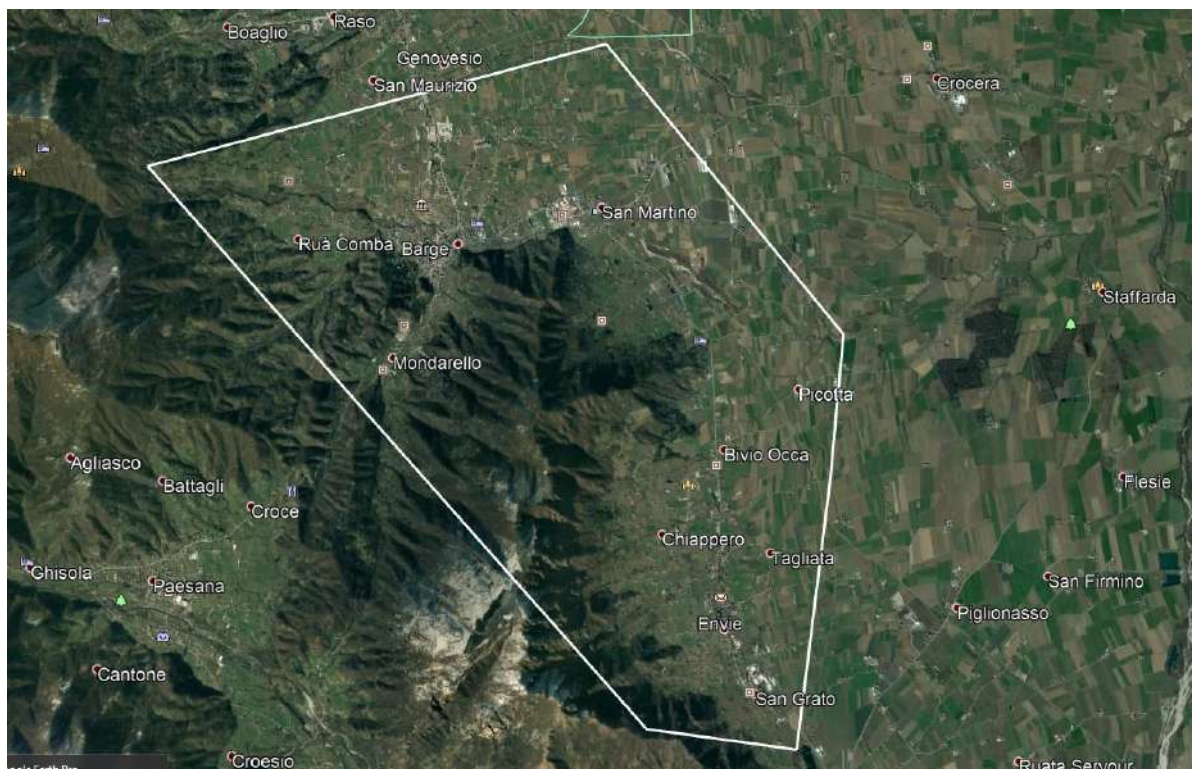


Fig. 1 – Buffer di progetto Area 1

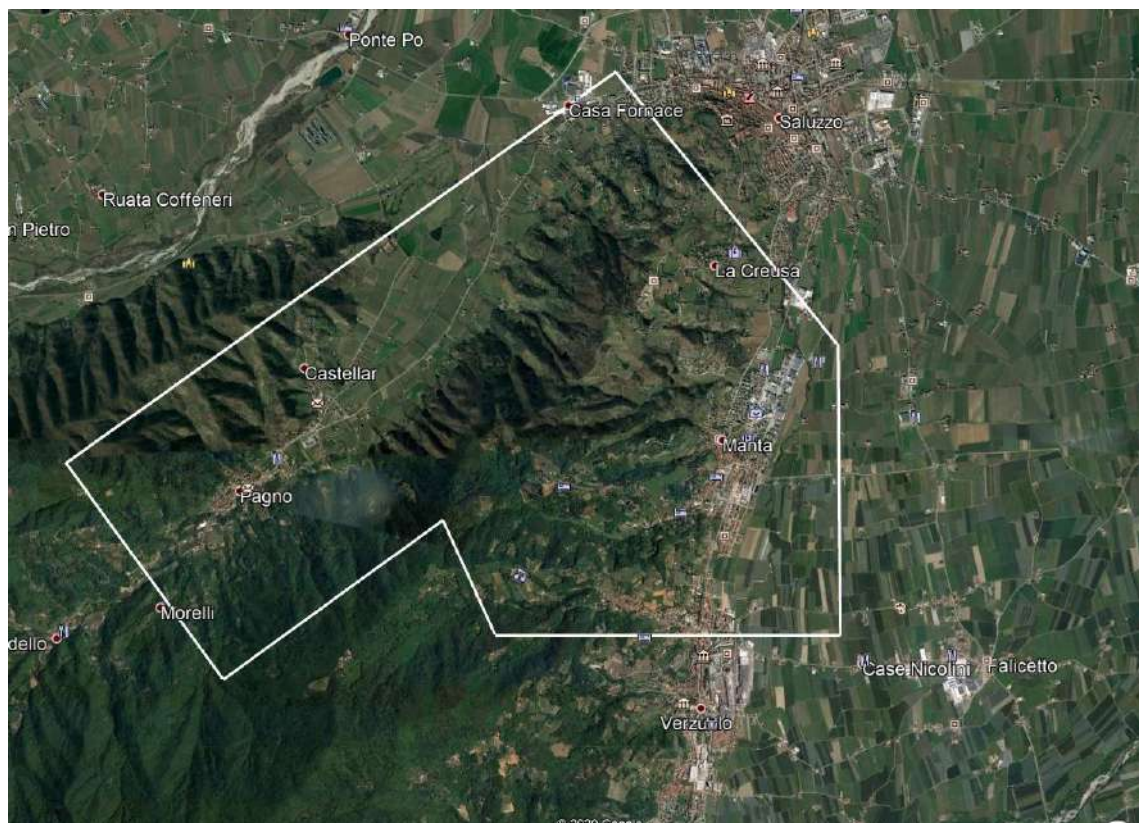


Fig. 2 – Buffer di progetto Area 2



Fig. 3 – Buffer di progetto Area 3

Strumentazione utilizzata:

Per i rilevamenti aerei sopradescritti, il CNR IRPI ha utilizzato il sensore aerotrasportato Litemapper 6800 di proprietà, ingegnerizzato su POD DART certificato EASA con *minor/STC approval* per Eurocopter AS350 B1;B2;B3 marche HELIWEST.

Il POD; installato con regolare bollettino EASA FORM1 su pattino sx; è composto dalla seguente strumentazione:

- Sensore LiDAR RIEGL LMS-Q680i full-waveform;
(http://www.riegl.com/uploads/tx_pxpriegldownloads/10_DataSheet_LMS-Q680i_28-09-2012_01.pdf)
- Sistema di *storage* a triplo disco solid-state DR680;
(http://www.riegl.com/uploads/tx_pxpriegldownloads/10_DataSheet_DR680_2014-09-17.pdf)
- Camera medio formato HASSELBLAD H3D-II 39 Mpixel; focale nominale 50mm;
- Sistema di *storage* fotografico a doppio disco *solid state* IGI
- Sistema di *Flight Management System* CCNS4
- Sistema inerziale GPS-INS novatel OEM4 / IMU IGI-IIf 256Khz



Fig. 4 – Sistema LiDAR CNR IRPI installato su AS350

Attività di calibrazione Lidar / camera (*boresight calibration*) e post processing del dato rilevato:

Al fine di risolvere i disallineamenti strumentali, diversi per ciascuna installazione; il giorno 03/06/2020, successivamente all'installazione operativa per il rilevamento dell'area di progetto, è stato eseguito il volo di calibrazione standard per il sistema sopra la base operativa HELIWEST di Motta di Costigliole (AT) con determinazione degli offset strumentali tra sistema e antenna GNSS posta su

timone di coda. (stazione totale TOPCON GPT-6001 1" – certificato di calibrazione del 06/04/2018).

Il volo, costituito da 4 strisciate incrociate a 400m AGL (*Above Ground Level*) e 4 strisciate incrociate sovrapposte alle precedenti e volate a 800m AGL (*Above Ground Level*) ha consentito la determinazione dei disallineamenti strumentali tra sistema LiDAR / GPS / IMU e camera medio formato nonché la rideeterminazione dei parametri interni della camera con cui è stato generato un file di calibrazione valido per la produzione dell'ortofotomosaico del volo:

HASSELBLAD DIGICAM internal Parameters:
ImageSize= 7216 5412
PixelSize= 6.800000
Margin= 0
Orientation= RIGHT
Center= CAMERAXY
PrincipalPoint(XoYoZo)= -8.90000000 -44.70000000 -7340.96416681
LensModel=ZeroRadius
LensA3=-0.0000000000194025900000
LensA5=0.000000000000000024123
LensR0=2500.0000
LensP1=-0.0000001586625000000000
LensP2=0.0000000749816800000000

La piazzola è inoltre attrezzata con caposaldo GNSS materializzato *ad hoc* per la risoluzione della traiettoria cinematica di volo e rilevata con 48 punti planoaltimetrici su marker di controllo per la calibrazione del sistema LiDAR/fotografico.



Fig. 5 – Proiezione volo di calibrazione e fasi di determinazione offset strumentali.

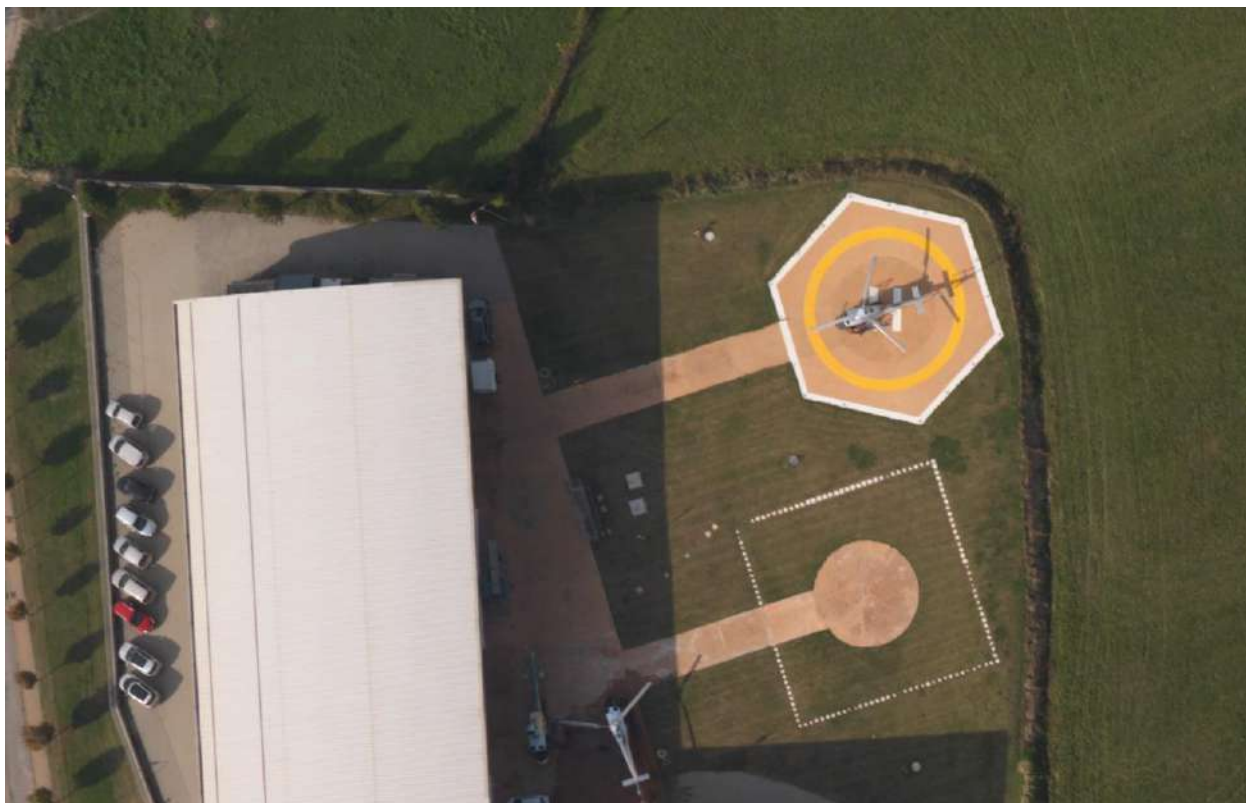


Fig. 6 – Sito di calibrazione presso base HELIWEST..

Attività di rilevamento aereo:

Il volo è stato eseguito, con decollo dalla base operativa HELIWEST di Motta di Costigliole (AT), nei giorni 01-03/06/2020.

Per la compensazione della traiettoria cinematica di volo è stato utilizzato il caposaldo GNSS SAVN (Savigliano – CN) appartenente alla rete HEXAGON Smartnet, con software Novatel Waypoint Grafnav 8.70.6912.

I grafici seguenti mostrano le separazioni nelle tre componenti E,N,h con la stima di accuratezza di posizionamento relativo.

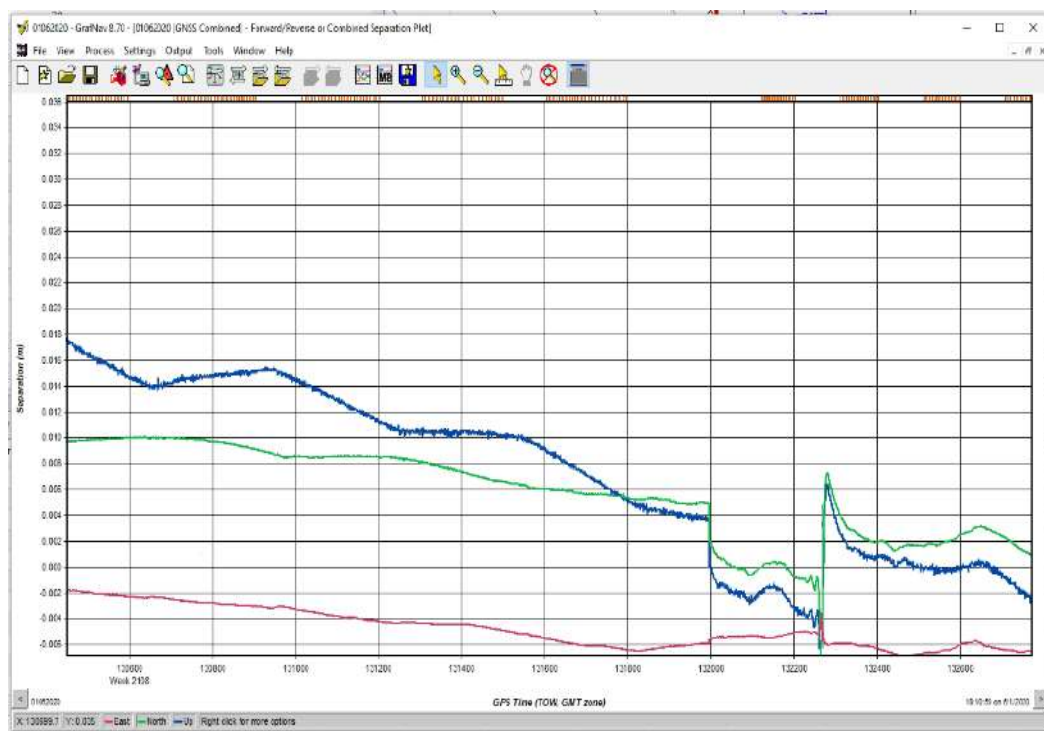


Fig. 7 – Plot delle separazioni E,N,H della soluzione cinematica della traiettoria di volo 01/06/2020

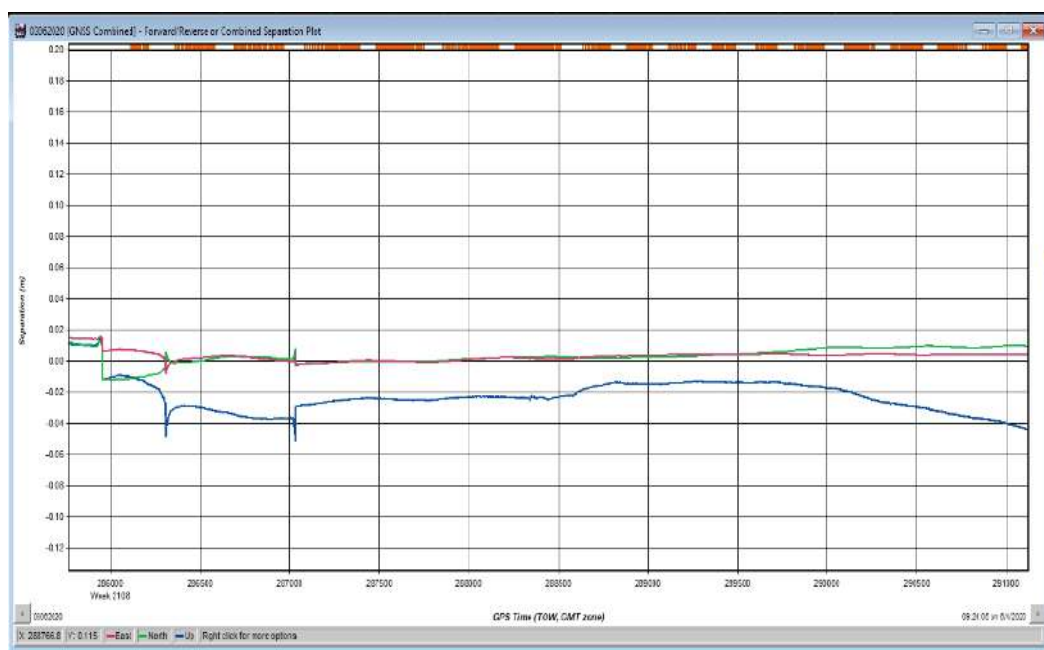


Fig. 8 – Plot delle separazioni E,N,H della soluzione cinematica della traiettoria di volo 03/06/2020

Post Processing; verifica e produzione degli elaborati di consegna:

Il dato rilevato, suddiviso in tre aree di rilevamento, risulta composto da 32 strisciate “corridor” per un totale di 1.224.000.000 punti e 739 scatti stereoscopici in medio formato 7216X5412 24 BIT.

Ciascun sottoprogetto è organizzato in *tiles* quadrati di lato 500m con numerazione arbitraria Nord-Sud e corrispondenza univoca di numerazione tra *tile* laser e *tile* ortofotografico.

Tutto il dato, in ottemperanza a quanto previsto dal D.lgs. 10 novembre 2011, è trattato e fornito nel *datum* di riferimento ETRF2000 in proiezione piana UTM su fuso 32N.

La riduzione al geoide è stata applicata con calcolo e generazione di un geoide locale utilizzando un campione di circa 300.000 punti omogeneamente distribuiti nelle aree di rilevamento su cui è stato generato un modello di ondulazione basato sul geoide ITALGEO2005 certificato IGM.

L'area rilevata risulta pari a: 120 km²

Elenco materiale di consegna (su Hard Disk USB MAXTOR consegnato *brevimano*)

- *Tiles* laser il formato LAS 1.2;
- Ortofotomosaico TIFF;
- Quadro d'unione laser + ortho;
- DTM arcGRID passo 20cm;
- Scatti *raw* fotogrammetrici;
- Strisciate laser calibrate;
- File di orientamento esterno coppie stereofotogrammetriche;
- Relazione di consegna;

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. <https://doi.org/10.1029/2006RG000197>
- 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., Rodriguez 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., Sordow, 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))
- Elkholly, 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}evue 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.
- Heikkila, 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.), . Gebr{ü}der Borntr{ä}ger, 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/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 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, *Sitzungsberichte Ila*, 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)