



ScuDo

Scuola di Dottorato ~ Doctoral School
WHAT YOU ARE, TAKES YOU FAR



Tesi di Dottorato
Corso di Dottorato in Ingegneria Civile e Ambientale (31° Ciclo)

Metodologie statistiche e sperimentali per il supporto ai piani di emergenza in presenza di invasi artificiali

Silvia Cordero

* * * * *

Tutori

Prof. P. Claps, Tutore
Prof. D. Poggi, Co-Tutore
Ing. D. Ganora, Ph.D., Co-Tutore

Commissione di esame di dottorato:

Prof. Enrica Caporali, Università degli studi di Firenze
Prof. Umberto Fratino, Referee, Politecnico di Bari
Prof. Stefano Malavasi, Referee, Politecnico di Milano
Prof. Paolo Mignosa, Università degli studi di Parma
Prof. Alberto Viglione, Politecnico di Torino

Politecnico di Torino
19 Luglio 2019

Questa tesi è concessa sotto licenza Creative Commons License, Attribution - Noncommercial - NoDerivative Works 4.0 International: vedi ww.creativecommons.org. Il testo può essere riprodotto per scopi non commerciali, a condizione che venga dato credito all'autore originale.

Con la presente dichiaro che, i contenuti e l'organizzazione di questa tesi costituiscono la mia opera originale e non compromettono in alcun modo i diritti di terzi, compresi quelli relativi alla sicurezza dei dati personali.

.....
Silvia Cordero
Torino, 19 Luglio 2019

Sommario

In questa tesi si affronta il tema del rischio idraulico connesso alla presenza di invasi artificiali con particolare attenzione al territorio piemontese e valdostano. 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 normativo (Cap. 1) e la descrizione delle grandi dighe presenti tra Piemonte e Valle d'Aosta (56 sono quelle utilizzate come base dati per il Cap. 3) nonché della rete pluviometrica e idrometrica piemontese a supporto dei metodi proposti nel Cap. 2, si considera il problema della stima del volume dell'idrogramma di piena (Cap. 2). Numerosi sono ad oggi i metodi per la stima della portata di progetto anche in siti non strumentati, ma assai pochi sono i lavori incentrati sulla stima regionalizzata del volume dell'idrogramma di progetto (par. 2.3), problema molto attuale legato per esempio al dimensionamento di casse di espansione. Si propone un metodo di regionalizzazione basato sulla curva di riduzione del colmo di piena secondo la formula proposta dal NERC (1975). Diversi modelli vengono valutati e si dà una stima dell'incertezza, nonché la crossvalidazione del migliore tra i modelli ottenuti, oltre ad alcune considerazioni sull'utilizzo del metodo per la stima del tempo di risposta del bacino.

Più incentrato sulle grandi dighe di competenza nazionale è invece il capitolo 3 in cui si cerca un indice per ordinare tali dighe in funzione del loro potenziale di attenuazione del colmo di piena nell'ottica di una gestione attiva degli scarichi. La validità degli indici semmiempirici SFA e FARL è confermata confrontando tali valori con l'indice di attenuazione η_0 per la laminazione naturale. Per la l'attenuazione supervisionata del colmo di piena (cioè non legata al mantenimento fisso di un livello di invaso inferiore alla quota di massima regolazione per determinati periodi dell'anno, ma ottenuta con manovre sugli scarichi secondo un preciso protocollo e solo in previsione di un evento di una fissata entità) si propon-

gono dei diagrammi diagnostici ottenuti a partire dall'equazione di continuità ipotizzando semplici regole di scarico e considerando la reale curva di invaso. Si discute inoltre l'effetto della scelta del metodo di stima del tempo di ritardo in fase di definizione dell'idrogramma in ingresso.

Gli invasi oltre ad essere una risorsa anche per la protezione idraulica del territorio oltre che per fini idroelettrici, irrigui e potabili, sono anche un fattore di rischio per il medesimo territorio. 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 questo fine, vengono posizionati una serie di pannelli con una maglia regolare di bacchette disposte secondo 4 possibili configurazioni diverse per interasse delle bacchette e/o per allineamento di due file successive. I risultati dal modello tridimensionale vengono confrontati con quelli del modello numerico per la più fitta delle suddette configurazioni. L'effetto sul coefficiente di drag viene invece studiato con la realizzazione di un modello fisico bidimensionale: si registra l'evoluzione del profilo della superficie libera nel tempo con una tecnica fotografica e si confrontano i risultati degli esperimenti a fondo liscio con quelli della configurazione con bacchette per diverse pendenze del fondo e altezze d'acqua iniziali nel serbatoio di monte.

Ringraziamenti

Ringrazio il Ministero della Pubblica Istruzione per aver finanziato la mia borsa di dottorato. I promotori del progetto RESBA ("REsilienza degli SBArramenti") finanziato dell'Unione europea nel Programma ALCOTRA 2014-2020 (ALCOTRA "Alpi Latine Cooperazione TRAnsfrontaliera"), che ha fornito i fondi per la realizzazione dei set-up sperimentali e di molte delle attività descritte in questa tesi. I partner del progetto, in particolare i tecnici della Regione Piemonte.

Ringrazio la Dott. Tiziana Tosco e la Prof. Susan Gaskin per avermi dato l'opportunità di trascorrere un periodo presso l'università McGill di Montreal (Canada). Durante tale periodo ho avuto modo di imparare e utilizzare differenti tecniche sperimentali lavorando nel laboratorio di idraulica ambientale di cui la Prof. Gaskin è direttrice. Ringrazio anche tutti gli studenti della McGill e le persone con cui ho condiviso questa esperienza perché, oltre a condividere con me i loro progetti, mi hanno fatta sentire come a casa.

Ringrazio i miei tutor Prof. Pierluigi Claps, Prof. Davide Poggi e Ing. Ganora per gli utili suggerimenti e per avermi fatto da guida in questi 3 anni. Al Prof. Poggi va anche un ringraziamento per il supporto manuale nella realizzazione dei setup sperimentali. Un grazie per la disponibilità e per gli strumenti forniti al Prof. Paolo Minetola (DIGEP) e Flaviana Calignano (IIT).

Ringrazio i miei genitori per non avermi mai fatto mancare il loro supporto durante il mio percorso scolastico e accademico. Mio marito Davide, che mi è sempre stato accanto in questi anni di dottorato soprattutto per la pazienza che ha dimostrato in questo ultimo anno.

In fine, ma non certo per importanza, ringrazio tutti i miei colleghi del DIATI, in particolare i dottorandi, i borsisti, i tesisti e coloro che hanno lavorato nel laboratorio di idraulica e mi hanno supportata nella realizzazione degli esperimenti e, in generale nella realizzazione di questa tesi. Un grazie particolare a Andrea C., Pietro M., Mattia, Mario, Jacopo, Anna, Pietro G., Alessandro, Mariarosa e Gianni.

Alla mia famiglia, a mio marito

“Non hai bisogno di vedere l’intera scalinata. Inizia semplicemente a salire il primo gradino.”

Martin Luther King

Indice

1. Introduzione	1
1.1 Premessa	1
1.2 I piani di emergenza connessi alle dighe: impatto su grandi aree	3
1.3 Il sistema di grandi dighe In Piemonte e Valle d'Aosta	5
1.4 Il sistema delle stazioni di misura delle portate in Piemonte e Valle d'Aosta. Misura dei volumi di piena.....	9
1.5 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di grandi dighe.....	12
1.6 Obiettivi delle analisi relative alle aree a valle di piccole dighe	14
2. Aggiornamento dei metodi di stima dei volumi di piena e degli idrogrammi di progetto	17
2.1 Statistiche dei volumi di piena e CRCP	17
2.2 Derivazione delle CRCP dai dati osservati.....	22
2.3 Regionalizzazione	25
2.3.1 Riduzione del numero di descrittori iniziali.....	28
2.3.2 Trasformazioni preliminari delle caratteristiche dei bacini	31
2.3.3 Regressione lineare	33
2.3.4 Alternating Conditional Expectation algorithm (ACE)	37
2.3.5 Canonical Correlation Analysis (CCA)	42
2.4 Discussione e risultati	47
3. Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione naturale e supervisionata	55
3.1 Laminazione non supervisionata (statica).....	56
3.1.1 Idrogramma in ingresso.....	57
3.1.2 Esempi di applicazione del metodo.....	67
3.2 Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione gestito mediante manovre degli organi di scarico	70
3.2.1 Curva d'invaso	70

3.2.2	Regole di apertura e chiusura dello scarico di fondo	70
3.2.3	Esempi di applicazione	71
3.3	Discussione e risultati	74
4.	Valutazione della propagazione di un'onda di dam-break su territori collinari	85
4.1	Introduzione teorica	86
4.1.1	Modelli di propagazione delle onde di piena	88
4.1.2	Soluzioni analitiche dell'onda di dam-break.....	89
4.1.3	Soluzioni numeriche dell'onda di dam-break	93
4.2	Studi sperimentali dell'onda di dam-break in letteratura.....	101
4.2.1	Articoli sperimentali con set-up bidimensionali	101
4.2.2	Articoli sperimentali con set-up tridimensionali.....	105
4.3	Il concetto di "rischio"	109
4.3.1	Il danno D_p	109
4.3.2	La vulnerabilità V	110
4.4	Uso del suolo	111
4.4.1	Forza di trascinamento e perdite di carico.	113
4.4.2	Attrito alla parete vs forza di trascinamento distribuita nella zona del fronte d'onda.....	116
5.	Piccoli invasi e valutazione del rischio: stima delle aree allagabili, stima della curva di vulnerabilità e dell'intensità dell'evento.....	119
5.1	Descrizione degli invasi e analisi statistiche.....	121
5.2	Approccio numerico	126
5.3	Modello fisico 3D	132
5.3.1	Caratteristiche del fondo	135
5.3.2	Illuminazione.....	138
5.3.3	Strumenti di misura	141
5.4	Esperimenti a fondo liscio	147
5.4.1	Ripetibilità ed evoluzione del fronte	148
5.4.2	Misura dell'altezza d'acqua	154
5.4.3	Misura della velocità	160
5.4.4	Studio della vena effluente.....	164

5.5	Discussione e risultati	168
6.	Studio dell'impatto della vegetazione.....	177
6.1	Modello 2D	177
6.1.1	Il set-up sperimentale	178
6.1.2	Soluzione numerica delle equazioni di DSV	182
6.1.3	Risultati	183
6.1.4	Discussione	188
6.1.5	Conclusioni e ulteriori implicazioni.....	193
6.2	Modello 3D	194
6.2.1	Modello fisico	195
6.2.2	Modello numerico del caso 3D	198
6.2.3	Discussione e confronto dei risultati.....	198
7.	Conclusioni generali	205
8.	Bibliografia	211
	Allegati.....	volume a parte

Elenco delle Tabelle

Tabella 1: indici di qualità assegnati ai descrittori per l'applicazione della procedura di "pruning" tratti da (Ganora et al., 2014).	29
Tabella 2: elenco dei descrittori utilizzati per la regionalizzazione delle CRCP ottenuti a seguito dell'applicazione del pruning con soglia 70%.	30
Tabella 3: Migliori modelli regionali lineari per 1/b e c. Da sinistra a destra: codice identificativo del modello, variabile dipendente, variabili indipendenti, valori dei coefficienti, R^2_{adj} e RRMSE. I modelli che massimizzano R^2_{adj} sono evidenziati. L'ultimo modello è la stima di 1/b direttamente da c.	34
Tabella 4: coefficienti β per le equazioni 2.3-8 e 2.3-9.	35
Tabella 5: valori del coefficiente di asimmetria per i descrittori utilizzati nei modelli elencati in Tabella 3 con diverse trasformazioni.	36
Tabella 6: migliori 10 modelli per c ottenuti con la procedura di ranking automatica per le diverse trasformazioni (logaritmica e Box-Cox).	36
Tabella 7: migliori modelli in termini di R^2_{adj} ottenuti con il metodo ACE considerando 2 o 3 variabili indipendenti. Sono evidenziati i modelli con R^2_{adj} maggiore e RRMSE minore di cui verrà proposta la cross-validazione nel capitolo 2.4.	39
Tabella 8: coefficienti del modello per la stima regionale dei parametri b e c della CRCP con il metodo CCA a partire da 10 variabili indipendenti classificate con indice 1 nella Tabella 1.	44
Tabella 9: migliori 5 combinazioni (classificazione sulla base di q) ottenute utilizzando solo 2 descrittori (posizioni 151, 155, 177, 206 e 220 nella classifica delle 6545 combinazioni utilizzate).	45
Tabella 10: migliori 5 combinazioni (classificazione sulla base di q) ottenute utilizzando 2 o 3 descrittori in analogia con il numero di variabili indipendenti utilizzate nei modelli descritti nei paragrafi 2.3.3 e 2.3.4. Il modello evidenziato è quello più significativo da un punto di vista idrologico e pratico sulla base degli indici di qualità utilizzati nel pruning (par. 2.3.1).	46
Tabella 11: coefficienti del modello migliore per la stima regionale dei parametri b e c della CRCP con il metodo CCA a partire da 3 variabili indipendenti classificate con indice 1 nella Tabella 1.	47
Tabella 12: cross-validazione dei modelli elencati nei parr. 2.3.3, 2.3.4 e 2.3.5. Confronto tra R^2_{adj} e RRMSE da regionalizzazione e da cross-validazione.	49
Tabella 13: elenco dei descrittori utilizzati per l'applicazione del metodo SSEM per la stima della portata di picco (Ganora et al., 2014).	58
Tabella 14: numero di dighe per le quali la stima regionale $Q_{T,SSEM}$,è esterna o interna ai limiti calcolati con la formula razionale geomorfoclimatica in funzione del periodo di ritorno T.	60
Tabella 15: dighe eliminate per superamento della quota di massimo invaso in fase di laminazione non supervisionata ($Q_{T=100}$).	69
Tabella 16: valori caratteristici delle dighe presenti in zona A e D nel diagramma diagnostico in Figura 54. Tempo di corrvazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.	81
Tabella 17: classificazione degli sbarramenti e degli invasi di competenza regionale secondo il Regolamento regionale del 9 novembre 2004, n°12/R.	121
Tabella 18: suddivisione ed uso prevalente degli invasi piemontesi aggiornato al 2005.	121
Tabella 19: valori medi, minimi e massimi per l'altezza dello sbarramento e il volume massimo nell'invaso per i 2 diversi insiemi (511 invasi e 101 invasi).	123
Tabella 20: Le portate alla breccia stimate con le formule empiriche e valutate da modello numerico. Estratto della tabella 7 in Poggi et al. (2015b).	126
Tabella 21: valori di R_a , R_z e S_a , S_z ottenuti per i 3 provini rispettivamente con rugosimetro RTP80 e scansione superficiale 3D della superficie.	137

Tabella 22: tempi di arrivo a 1120mm (distanza limite dei settori 1 e 11) dall'origine dei settori radiali per le 5 prove con altezza d'acqua iniziale 0.40m.	151
Tabella 23: 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	188

Elenco delle Figure

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).	5
Figura 2: posizione delle 56 dighe considerate nel cap. 4 (Piemonte e Valle d'Aosta).	6
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).	7
Figura 4: lago e dighe di Cignana (immagine tratta dal sito www.cvaspa.it).	8
Figura 5: idrometro installato presso il ponte sul Po della SP122 Via Villastellone – Carignano (TO). Immagini tratte dal sito di Arpa Piemonte.	9
Figura 6: localizzazione delle stazioni idrometriche i cui dati sono stati utilizzati per lo studio dei volumi di piena (cap. 3).	10
Figura 7: numero di anni di dati idrometrici disponibili per le diverse stazioni di misura.	11
Figura 8: a sinistra curve di riduzione dei colmi di piena annuali osservate e, in grassetto, crcp media osservata. A destra crcp media osservata e crcp ottenuta adattando il modello del NERC. Il bacino utilizzato come esempio è il Tanaro chiuso al Ponte di Nava (148,8 km ² , quota media 1580 m slm).	23
Figura 9: esempi di stazioni scartate; a sinistra Banna a Santena (caratteristiche orografiche atipiche come da punto II), a destra Po a Torino Murazzi (area superiore a 3500 km ² , come da punto I).	24
Figura 10: correlazione tra i parametri b-1 e c della CRCP.	25
Figura 11: distribuzioni di frequenza empiriche dei 34 descrittori utilizzati per la regionalizzazione delle CRCP e distribuzioni di frequenza dei parametri b e c derivanti dalle stime locali delle CRCP secondo NERC.	32
Figura 12: coefficiente di asimmetria delle distribuzioni di frequenza dei campioni delle differenti caratteristiche del bacino selezionate. Senza trasformazioni (quadrato), con la trasformazione di Box-Cox (cerchio), con la trasformazione logaritmica (triangolo).	33
Figura 13: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale eq. 2.3-8 e 2.3-9.	35
Figura 14: andamento dei residui per 1/b secondo l'eq. 2.3-8 a sinistra e per c secondo l'equazione 2.3-9 a destra.	35
Figura 15: esempio di utilizzo del metodo ACE. Con x sono indicate le variabili indipendenti e con tx le corrispondenti trasformate mentre con y e ty si indicano rispettivamente la variabile dipendente e la sua trasformata. Note le curve per punti, si entra nei grafici con x ₁ e x ₂ e si esce con tx ₁ e tx ₂ (freccie nere), si calcola ty sommando tx ₁ e tx ₂ e si esce dal grafico con y (freccie rosse).	38
Figura 16: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale a sinistra il modello regionale ACE per c funzione di H _{media} , LDP, IDFn e a destra il modello regionale ACE per b funzione di A, H _{media} , F _f (evidenziati in Tabella 7).	39
Figura 17: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti scartato (modello a 3 descrittori non evidenziato in Tabella 7).	40
Figura 18: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti (modello a 3 descrittori evidenziato in Tabella 7).	40
Figura 19: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 2 variabili indipendenti (modello a 2 descrittori in Tabella 7).	41
Figura 20: modello ACE per la stima del parametro b ⁻¹ della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti (modello a 3 descrittori evidenziato in Tabella 7).	41
Figura 21: modello ACE per la stima del parametro b ⁻¹ della CRCP a partire da 2 variabili indipendenti (modello a 2 descrittori in Tabella 7).	42
Figura 22: variabili canoniche (ottenute a partire da 10 descrittori) utilizzate per il modello di stima regionale dei parametri 1/b e c delle CRCP.	44

Figura 23: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale con il metodo CCA a partire dai 10 descrittori con indice 1 nel pruning per i parametri 1/b e c della CRCP.	45
Figura 24: variabili canoniche che massimizzano Q ottenute a partire da 3 descrittori.....	46
Figura 25: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale con il metodo CCA a partire da 3 descrittori per i parametri 1/b e c della CRCP.....	46
Figura 26: cross-validazione dei parametri 1/b e c della CRCP stimati con le regressioni lineari 2.3-8 e 2.3-9. Nel pannello di sinistra, i dati rappresentati con x si riferiscono al parametro 1/b stimato a partire da c stimato con l'equazione 2.1-12.	48
Figura 27: cross-validazione del modello di stima del parametro b^{-1} della CRCP a partire del parametro c (ID= b_da_c in Tabella 3).....	48
Figura 28: cross-validazione dei parametri 1/b e c della CRCP stimati con CCA a partire da 10 descrittori.	48
Figura 29: cross-validazione dei parametri 1/b e c della CRCP stimati con CCA a partire da 3 descrittori.	49
Figura 30: si considera la stima regionale lineare eq. 2.3-8 e 2.3-9 rispettivamente per il parametro 1/b che per c. A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).	50
Figura 31: si considera la stima regionale lineare eq. 2.3-9 per c , mentre il parametro 1/b si stima in funzione di c (ID=b_da_c Tabella 3). A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).....	50
Figura 32: si considera la stima regionale con il metodo ACE, modelli c3 e b3 (evidenziati in Tabella 7) rispettivamente per il parametro 1/b che per c. A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).....	51
Figura 33: si considera la stima regionale con il metodo ACE, modelli c2 e b2 (in Tabella 7) rispettivamente per il parametro 1/b che per c. A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).....	51
Figura 34: si considera la stima regionale con il metodo ACE (modello c2 in Tabella 7) per il parametro c, mentre il parametro 1/b si stima in funzione di c (ID=b_da_c Tabella 3). A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).	52
Figura 35: posizione della stima della portata di picco per T=100 anni stimata con il metodo SSEM (punto blu) rispetto all'intervallo individuato con la formula razionale geomorfoclimatica eq. 4.1 9.	60
Figura 36: tempo di ritardo stimato a partire dalle CRCP osservate nelle 87 stazioni considerate nel cap. 3 secondo Silvagni e secondo Rossi e Villani. Confronto con le formule empiriche di Giandotti e del California Culvert Practice.	62
Figura 37: posizione nel piano area-quota media dei bacini chiusi alle dighe (rosso) e di quelli chiusi alle stazioni di misura utilizzate per la stima delle CRCP (blu).....	62
Figura 38: bagplot relativi ai descrittori (Tabella 2) utilizzati nel modello di regressione lineare per il parametro 1/b delle CRCP (eq. 2.3-8).....	63
Figura 39: bagplot relativi ai descrittori (Tabella 2) utilizzati nel modello di regressione lineare per il parametro c delle CRCP (eq. 2.3-9).....	63
Figura 40: utilizzo di diverse formule per la stima del tempo di corrivazione dei 56 baci chiusi alle grandi dighe piemontesi e valdostane.	65
Figura 41: confrontano, per le 56 dighe considerate, tra i tempi di corrivazione stimati con la formula del California Culvert Practice (4.1 15) e quella di Giandotti (4.1 16). La linea tratteggiata ha pendenza 1:1 ed è mostrata a titolo di riferimento.....	66
Figura 42: a sinistra confronto dei volumi dell'idrogramma in ingresso calcolati con la forma NERC e con quella triangolare. A destra un esempio delle due forme (diga di Ceresole Reale).	66
Figura 43: diga di Ceppo Morelli, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 1.9 Mm ³ , $\eta_0 = 0.98$	67
Figura 44: diga di Agnel, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 0.09 Mm ³ , $\eta_0 = 0.42$	68
Figura 45: diga di Ceresole, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 1.39 Mm ³ , $\eta_0 = 0.68$	68

Figura 46: vista del paramento di monte della diga di Rimasco durante i lavori di adeguamento. Sul corpo diga si vedono alcune delle luci sfioranti considerate, a destra il secondo scarico presidiato da paratoie piane.	69
Figura 47: invaso 49 (Rochemolles). A partire dall'alto: idrogramma in ingresso e in uscita dalla soglia sfiorante posta a quota maggiore (laminazione naturale, primo riquadro); laminazione supervisionata, in verde la portata scaricata dallo scarico di fondo e in linea tratteggiata la differenza tra idrogramma in ingresso e portata scaricata dal fondo istante per istante (secondo riquadro); andamento del livello all'interno dell'invaso rispetto alla quota di massima regolazione (terzo pannello); andamento dei volumi cumulati entranti e uscenti e delle variazioni di volume all'interno dell'invaso nel caso di laminazione naturale o supervisionata (quarto pannello).	72
Figura 48: invaso 38 (Ostola). A partire dall'alto: idrogramma in ingresso e in uscita dalla soglia sfiorante posta a quota maggiore (laminazione naturale, primo riquadro); laminazione supervisionata, in verde la portata scaricata dallo scarico di fondo e in linea tratteggiata la differenza tra idrogramma in ingresso e portata scaricata dal fondo istante per istante nel caso di apertura simultanea ovvero anticipata dello scarico di fondo (rispettivamente secondo e terzo riquadro).	73
Figura 49: diga 19 (Fedio). Idrogrammi in entrata e in uscita dal lago secondo le diverse leggi di scarico laminazione naturale (in alto a sinistra), programmata con massima portata al fondo $1 Q_{ind}$ (in alto a destra), programmata con massima portata al fondo $2 Q_{ind}$ (in basso a sinistra) e anticipata di $1 t_c$ con massima portata al fondo $1 Q_{ind}$ (in basso a destra).	74
Figura 50: confronto tra η_0 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula di Giandotti (eq. 3.1-16) per la stima di t_c (blu) e η_0 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula del California Culvert Practice (rosso, eq. 3.1-15).	75
Figura 51: confronto tra l'indice SFA e η_0 calcolato a partire dai dati di portata e dalla durata dell'idrogramma calcolati sulla base del tempo di corrivazione stimato con la formula di Giandotti (a sinistra) e con la formula del California Culvert Practice (a destra).	75
Figura 52: in alto confronto tra η_1 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula di Giandotti (eq. 3.1-16) per la stima di t_c (blu) e η_1 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula del California Culvert Practice (rosso, eq. 3.1-15). In basso i rispettivi miglioramenti in termini di η_0 - η_1	76
Figura 53: box-plot delle distribuzioni di frequenza di alcune grandezze principali e dei rapporti più significativi individuati per il campione di 56 dighe studiate. La media è indicata con "x".	76
Figura 54: raggruppamento delle dighe con η_0 - $\eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo e $1 Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Le lettere indicano le 4 zone del diagramma diagnostico. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.	78
Figura 55: raggruppamento delle dighe con η_0 - $\eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo e $1 Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula di Giandotti.	79
Figura 56: raggruppamento delle dighe con η_0 - $\eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo e $2 Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.	80
Figura 57: raggruppamento delle dighe con η_0 - $\eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume realmente scaricato in t_c . La portata limite dallo scarico di fondo e $1 Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.	80
Figura 58: raggruppamento delle dighe con η_0 - $\eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante e apertura anticipata di $1 t_c$ dello scarico di fondo. La portata limite dallo scarico di fondo e $1 Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.	82
Figura 59: confronto tra la classificazione degli invasi (1 capacità di laminazione migliori, 50 capacità di laminazione peggiori) secondo l'indice FARL e secondo gli indici η_0 (a sinistra) e η_1 (a destra). In rosso t_c ottenuto dalla formula del California Culvert Practice, in blu t_c secondo Giandotti.	83

Figura 60: schematizzazione dell'onda d'impatto, definizione delle zone secondo Stokes (immagine tratta da Poggi et al., 2009).	92
Figura 61: volume idrico presente all'interno della cella di calcolo (a) $z_1 < \eta \leq z_2$; (b) $z_2 < \eta \leq z_3$;	95
Figura 62: flowchart dell'algoritmo di calcolo implementato nel programma "Brezo" tratto dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).	97
Figura 63: 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).	100
Figura 64: 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).	102
Figura 65: 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).	104
Figura 66: a sinistra vista laterale del modello sperimentale di Fracarollo e Toro (immagine tratta da Fracarollo and Toro, 1995). A destra il set-up sperimentale utilizzato da Cochard e Ancey (immagine tratta da Cochard and Ancey, 2008).	106
Figura 67: 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.	108
Figura 68: 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.	111
Figura 69: confronto tra C_d in funzione di $Re_d=UD/v$ per i casi di cilindro isolato (eq. 4.4-6), cilindri allineati (eq.4.4-9) con $\Phi_v = 0.03$ (setup sperimentale) e cilindri sfalsati (eq. 4.4-11) 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).	116
Figura 70: posizione degli invasi di competenza regionale sul territorio della Regione Piemonte.	122
Figura 71: esempio di scheda descrittiva di un invaso.	123
Figura 72: distribuzioni di frequenza dei dati di altezza dell'invaso (a sinistra) e del volume d'acqua alla quota di massima regolazione (a destra) per i 511 invasi del set 1 (immagini tratte da Poggi et al., 2009a).	124
Figura 73: relazione tra volume d'acqua alla quota di massima regolazione e l'altezza dello sbarramento per il set 2 (101 invasi in terra).	124
Figura 74: distribuzioni di probabilità delle pendenze del territorio valle degli invasi (set 2, 101 invasi) al variare della distanza nell'invaso stesso (immagine tratta da Poggi et al., 2015a).	125
Figura 75: funzione densità di probabilità dei valori reali del rapporto $a/(v/y_0)$, dove "a" è area del lago, "v" è il volume d'acqua nell'invaso alla quota di massima regolazione e "y ₀ " è l'altezza dello sbarramento (immagine tratta da Poggi et al., 2009a).	125
Figura 76: andamento dei massimi degli idrogrammi di piena al variare della distanza dalla breccia per il caso di collasso parziale istantaneo e di collasso parziale graduale (invaso con $h=7m$).	127
Figura 77: simulazioni numeriche riferite ad un invaso tipo ($V=5000m^3$ e altezza 5m), variazione dell'apertura del fronte al variare della pendenza di valle. In rosso pendenza 2%, in azzurro pendenza 5%, in verde pendenza 10%, in blu la zona asciutta (immagine tratta da Poggi et al 2015a).	128
Figura 78: curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione del parametro i/n^2 atto a descrivere pendenza l'alveo di valle (diverse tipologie di invaso).	129
Figura 79: a sinistra, curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione della pendenza dell'alveo di valle ($n=0.035 m^{-1/3}s$). A destra, (in rosso) esempio di applicazione della procedura di stima dell'area allagata proposta da Poggi et al. (2015a), ottenuta utilizzando la curva "tipo 2" nel pannello a sinistra. In blu l'area ottenuta dalla simulazione numerica con il software Brezo (sono mostrate solo i livelli >10cm). L'invaso è il CN0014 nel comune di Barge (CN), volume d'invaso 30000 m ³ e altezza circa 11 m.	130
Figura 80: diverso grado di raffittimento della mesh di calcolo nella zona della breccia (a sinistra) e geometria di calcolo artificialmente tridimensionale (a destra). Immagini tratte da Natali (2019).	131
Figura 81: confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico (linea sottile) e quelli ottenuti dal modello numerico (linea spessa) a 0.5s, 1s, 1.5s e 2s dall'apertura della breccia. Il serbatoio si trova sulla destra dell'immagine e non è visualizzato.	132
Figura 82: schema del set-up sperimentale realizzato per lo studio della propagazione di onde di dam-break a valle di piccoli invasi su versante o di pianura. A sinistra la vista dall'alto, a destra una sezione vista da valle.	133

Figura 83: rugosimetro utilizzato per la misura della rugosità superficiale lineare, sul piano di misura sono presenti i 3 provini utilizzati. In basso il risultato (profilo della superficie lungo un segmento) di una delle prove eseguite.	136
Figura 84: in rosso l'ipotetico profilo superficiale rilevato lungo un segmento e alcune grandezze fondamentali: linea media del profilo (m), media aritmetica del profilo (Ra), massima altezza dei picchi (Rp), massima profondità delle valli (Rv) e massima altezza del profilo (Rz).	136
Figura 85: scansione tridimensionale di una porzione di uno dei provini vista con il software Mountains Map.	137
Figura 86: andamento della funzione riportata nell'eq.5.3-4. Immagine tratta da Chow (1959).	138
Figura 87: esempi di light-box tratti dal web (destra) e vista dell'interno della gabbia di luce realizzata intorno al piano di misura (sinistra), si vedono le due file di fari e la paratoia.	139
Figura 88: curva fotometrica (a sinistra) e diagramma a cono (a destra) nei due piani principali stimati a partire dalla misura con spettrometro riferita ad un faretto isolato in una camera buia con pareti nere.	139
Figura 89: curve isolux ottenute dal software Dialux (a sinistra) e valori misurati sul piano del modello sperimentale con lo spettrometro (a destra).	140
Figura 90: parte sommitale del portale di monte con il posizionamento delle due telecamere Andor Zyla 5.5 (a monte) e Nikon D810 (a valle).	141
Figura 91: effetto dell'utilizzo della modalità di acquisizione immagini "Rolling Shutter" e "Global Shutter" della fotocamera Andor Zyla 5.5 (immagine tratta dalla scheda tecnica della fotocamera).	143
Figura 92: errore di riproiezione per le 25 immagini utilizzate nella calibrazione (a sinistra), in blu l'immagine con errore medio massimo e in linea tratteggiata l'errore medio sulle 25 immagini: 0.12 pixel. A destra la posizione della griglia di calibrazione rispetto alla fotocamera nelle diverse immagini stimata dal tool.	145
Figura 93: a sinistra i 4 pannelli con scacchiera a maglia di 50mm posizionati nella zona di misura (il serbatoio è sulla destra dell'immagine). A destra lo scostamento tra la posizione stimata dei vertici dei quadrati e la posizione reale in blu a seguito di semplice riproiezione, in rosso a seguito della dedistorsione (in linea continua i rispettivi valori medi).	145
Figura 94: posizione delle sonde sul serbatoio di monte (vista da monte). Le frecce rosse indicano le 9 sonde visibili.	146
Figura 95: sezione BB (vista da monte in una sezione passante per il serbatoio di monte) - descrizione delle parti principali del meccanismo di apertura della paratoia.	147
Figura 96: elaborazione delle immagini per l'estrazione del fronte d'onda. Da a) a d): immagine originale, immagine dedistorta e normalizzata, immagine binaria pulita e fronte d'onda.	149
Figura 97: evoluzione temporale del fronte d'onda per un esperimento con $H_0=0.30\text{m}$ (passo costante di 5 frame, circa 0.12s).	150
Figura 98: divisione dell'area di misura in 11 settori con centro sul punto d'impatto della vena (a sinistra) e stima delle distanze radiali medie (in verde) per un generico frame (a destra).	150
Figura 99: settori radiali e relativa origine in funzione dell'altezza d'acqua iniziale all'interno del serbatoio (a sinistra). Definizione della posizione del punto d'impatto della vena effluente, nonché origine dei settori radiali (a destra).	151
Figura 100: distanza raggiunta nel tempo dal fronte d'onda nei settori 3, 6 e 9 per i 5 esperimenti con battente iniziale nel serbatoio 0.40m.	152
Figura 101: sovrapposizione dei fronti d'onda agli istanti $t=0.121, 0.242, 0.387, 0.556, 0.749, 0.966, 1.208\text{s}$ per i 5 esperimenti con altezza iniziale 0.40m.	152
Figura 102: confronto tra le distanze cumulate percorse dall'onda per le diverse condizioni iniziali ($H_0=0.40, 0.30$ e 0.20 m). Sono indicati i valori medi e l'involuppo di tutte le prove disponibili per ciascuna categoria. Si riportano i risultati del settore centrale e dei settori in sponda destra.	153
Figura 103: spettri acquisiti utilizzando una vasca trasparente in camera oscura con sorgente (uno dei faretti del modello fisico per lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda di dam-break) campione e spettrometro allineati. Riempimento della vasca con intervalli di volume costanti di acqua rossa: dall'alto verso il basso aumenta il livello d'acqua (curva nera $h=0\text{cm}$, curve azzurre $h<1\text{cm}$, curve viola $h>10\text{cm}$).	156
Figura 104: spettro registrato sul piano asciutto (a sinistra) e con 5.5 cm d'acqua rossa ferma (destra).	156
Figura 105: andamento del coefficiente di attenuazione k in funzione della lunghezza d'onda della sorgente luminosa. Curve ottenute per profondità d'acqua variabili tra 1mm e 15mm nella vasca di prova trasparente.	157
Figura 106: relazione empirica tra k' e il cammino ottico l . I punti neri sono ottenuti dai rapporti tra le aree sottese dagli spettri misurati dallo spettrometro sul piano di misura con un coefficiente correttivo di 1.5 mentre i punti blu (indicatore triangolare) sono ottenuti dalle intensità luminose registrate dalla fotocamera con coefficiente correttivo 2.4.	157

Figura 107: curva empirica descritta nell'eq. 5.4-11 che lega l'intensità luminosa I nel generico pixel con la corrispondente altezza d'acqua h . La validità della relazione è limitata a profondità inferiori a 5cm (tratto evidenziato in rosso).	159
Figura 108: spettri acquisiti sul piano di misura con acqua non colorata con profondità comprese tra 1cm e 6cm nel caso di superficie libera liscia (linea blu) o increspata (tratteggiato rosso). A destra due fotogrammi della superficie libera con profondità 4.95cm: dall'alto nel caso di superficie libera mossa o ferma.	159
Figura 109: immagine originale (a sinistra) e ricostruzione del campo di altezze (a destra) con la tecnica esposta nel presente capitolo (esperimento con $H_0=0.30\text{m}$, istante $t=1.06\text{s}$).	160
Figura 110: andamento della velocità lungo il settore centrale nel generico istante (esperimento con altezza d'acqua iniziale 0.40 m).	161
Figura 111: andamento nel tempo della velocità stimata con l'equazione di continuità in otto punti lungo l'asse del settore centrale.	161
Figura 112: confronto tra i risultati di PTVlab e PIVlab per il frame a 1.383 s dall'apertura della paratoia (esperimento con acqua trasparente e $H_0=0.30\text{ m}$).	162
Figura 113: velocità in funzione della distanza ($H_0=0.30\text{m}$). A sinistra un confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) per i settori inclinati di 33° , 66° e centrale a $t=1.383\text{s}$; a destra un confronto per il solo settore centrale e per la sola PTV a diversi istanti temporali ($t=0.13, 0.28, 0.43, 0.58$ e 0.73s). ..	163
Figura 114: velocità in funzione del tempo. Confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) a diverse distanze dalla breccia per il settore centrale ($H_0=0.20\text{ m}$).	164
Figura 115: vista laterale della vena effluente dal serbatoio agli istanti 0.08 s, 0.13 s, 0.25 s e 0.42 s dall'inizio del sollevamento della paratoia.	165
Figura 116: profilo dei getti effluenti da una serie di orifizi posti a diverse quote sulla parete laterale di un serbatoio. Immagine originale tratta da Horton (1907).	165
Figura 117: involuppo dei getti ipotizzando un foro ogni 4 mm (a sinistra); profilo della vena effluente ottenuto sperimentalmente (caso con $H=0.4\text{ m}$) tra 0.11 s e 0.5 s (al centro), per 0.5 s e tra 3 s e 12 s a intervalli di 1s (a destra). In tutti i pannelli la linea rossa rappresenta l'involuppo eq. 5.4-16.	166
Figura 118: vista dall'alto della vena effluente ($H=0.4\text{ m}$), le linee azzurre evidenziano lo spessore della breccia (0.03 m) mentre la linea tratteggiata ne indica l'asse.	167
Figura 119: esempio di evoluzione di un'onda di dam-break su fondo liscio ($H_0=0.30\text{m}$); 3 scatti a circa 0.8s l'uno dall'altro a partire dal secondo scatto successivo al sollevamento della paratoia (5fps).	168
Figura 120: confronto tra le distanze percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (Figura 98) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m. Le linee diventano tratteggiate quando l'onda raggiunge il limite della zona di misura.	169
Figura 121: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei diversi settori (Figura 98) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m.	169
Figura 122: sovrapposizione in 3 istanti ($t=0.24, 0.6$ e 1.93 s) dei fronti d'onda per le tre categorie di dam-break a fondo liscio indagate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).	170
Figura 123: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 98) per le tre categorie di dam break studiate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).	171
Figura 124: traccia delle sezioni per le quali, nelle figure seguenti, verranno mostrate le altezze d'acqua misurate con il metodo esposto al par. 5.4.2.	172
Figura 125: altezza d'acqua in diversi istanti temporali nelle sezioni indicate in Figura 124 per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio 0.30 m.	172
Figura 126: confronto tra le diverse modalità di misura dei volumi presenti sul piano di valle a istanti successivi all'apertura della breccia per le diverse condizioni iniziali. Volumi cumulati ottenuti dalla stima delle altezze, dalla misura del livello nel serbatoio di monte e dalla stima della portata effluente secondo l'eq. 5.4-20.	173
Figura 127: confronto tra altezze d'acqua ottenute dal modello numerico (BreZo) e dal modello fisico in una sezione posta 0.35 m a valle della breccia per diversi istanti dall'apertura ($H_0=0.30\text{ cm}$).	174
Figura 128: profilo delle vena effluente dal serbatoio a 2 s dall'apertura della paratoia. Confronto tra BreZo e misure sperimentali.	174
Figura 129: in verde la differenza nel tempo, in litri, tra il volume calcolato dal software e quello misurato dalle sonde nel serbatoio di monte. In blu la stessa quantità ma espressa come percentuale del volume misurato per via sperimentale.	175
Figura 130: esempio di stima della vulnerabilità lungo il settore centrale a valle della breccia ($t=0.99\text{ s}$). Si è considerato un esperimento con $H_0=0.40\text{ m}$ e la scala geometrica del modello è fissata a 1/20. Le soglie scelte sono tratte da Clausen and Clark (1990).	175
Figura 131: 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.....	178
Figura 132: 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.....	180
Figura 133: 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.....	182
Figura 134: 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 adimensionalizzata $u_n=(x/t)(gH_0)^{0.5}$ 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.	184
Figura 135: 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.	184
Figura 136: 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 $C_{d,s}=0.4$. Le condizioni iniziali sono $i_f=0$ e $H_0=15$ cm per la prima riga e $i_f=3\%$ 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 137.	186
Figura 137: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati e ottenuti dai diversi modelli per le 2 condizioni iniziali estreme ($i_f=0$, $H_0=15$ cm nella colonna di sinistra e $i_f=3\%$, $H_0=30$ cm nella colonna di destra) agli istanti evidenziati in Figura 136. 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.	186
Figura 138: 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.	187
Figura 139: 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).	189
Figura 140: separazione del flusso in moto uniforme all'interno di sistemi vegetati sfalsati (immagine tratta da Etmnan 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.....	192
Figura 141: 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.....	192
Figura 142: 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).	195
Figura 143: 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).	195
Figura 144: 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.	197
Figura 145: 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 adestra.....	198

Figura 146: 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.	199
Figura 147: 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.	199
Figura 148: 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.	200
Figura 149: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 147) per le quattro configurazioni di vegetazione considerate, a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m).	201
Figura 150: 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'are di misura è evidenziato. Sono mostrate le stesse configurazioni presenti in Figura 146, oltre al caso liscio con condizione iniziale 0.20 e 0.40 m (tutte le linee verdi si riferiscono al fondo liscio).	202
Figura 151: 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 5 cm 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.	203
Figura 152: 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.	204
Figura 153: 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.	204

Elenco dei Simboli

A	area del bacino idrografico	km ²
A	assorbanza (cap.5)	-
\vec{a}	vettore accelerazione	m/s ²
A, B	matrici dei coefficienti del metodo CCA	
A_B	area del bacino imbrifero sotteso alla diga	km ²
ACE	Alternating Conditional Expectation algorithm	
A_L	area del lago	km ²
AR10	rapporto tra la portata media annuale sulla durata di 10 giorni e la portata giornaliera media annuale (NERC, 1975)	
AR3	rapporto tra la portata media annuale sulla durata di 3 giorni e la portata giornaliera media annuale (NERC, 1975)	
Aspect	angolo di esposizione medio	°
A_v	area frontale della vegetazione contenuta in V_w	m ²
b	parametro della CRCP secondo NERC (1975)	s ⁻¹
BreZo	software open source per la soluzione delle equazioni DSV con metodo di discretizzazione ai volumi finiti	
c	parametro della CRCP secondo NERC (1975)	
CCA	Canonical Correlation Analysis	
CCD	Charge-Coupled Device. Tipo di sensore fotografico	
C_d	coefficiente di drag	-
$C_{d,a}$	coefficiente di drag in presenza di una serie di cilindri allineati	-
$C_{d,iso}$	coefficiente di drag per il caso di cilindro isolato	-
$C_{d,s}$	coefficiente di drag in presenza di una serie di cilindri non allineati	-
cf	media indice di permeabilità VAPI	%
CFL	condizione di Courant-Friedrichs-Levy	
clc1	area del bacino in classe 1 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
clc2	area del bacino in classe 2 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
clc5	area del bacino in classe 5 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
CMOS	Complementary Metal-Oxide-Semiconductor. Tipo di sensore fotografico	
CPP	curva di possibilità pluviometrica	-

Cr	numero di Courant	
CRCP	curva di riduzione dei colmi di piena	-
cv, cv _D	coefficiente di variazione delle portate	
cv[cf]	coefficiente di variazione dell'indice di permeabilità VAPI	%
cv[LcA _{12h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica LcA relativa alle piogge intense di durata 12 ore	-
cv[LcA _{1h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica LcA relativa alle piogge intense di durata 1 ora	-
cv[Lcv _{1h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcv relativa alle piogge intense di durata 1 ora	-
cv[Lcv _{24h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcv relativa alle piogge intense di durata 24 ore	-
cv[rp]	coefficiente di variazione sul bacino del regime pluviometrico	-
D	durata	h
D	diametro delle bacchette	m
D _d	densità di drenaggio	km ⁻¹
DGD	Direzione Generale per le Dighe	
dH	differenza tra la quota media e la quota minima del bacino	m
D _p	danno potenziale	-
DSV	equazioni di De Saint Venant	
dV(t)	Variazione di volume all'interno dell'invaso	m ³
E	energia interna	J
E	esposizione	-
FARL	Flood Attenuation by Reservoirs and Lakes index	-
FCEM	foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione	-
F _f	fattore di forma	-
FourierB2	Media dei coefficienti di Fourier B2 del regime pluviometrico	-
Fr	numero di Froude	-
g	accelerazione di gravità	m/s ²
h _d	altezza della diga	m
h	significato variabile in funzione del contesto. Dove non diversamente indicato: tirante idrico (m)	
H	tirante idrico adimensionalizzato secondo Ritter (1892)	-
H(t)	quota della superficie libera all'interno del lago al generico istante t	m s.l.m
h(x,t)	profilo della superficie libera	m
h ₀	altezza d'acqua iniziale riferita ai serbatoi dei modelli fisici	m
h _c	altezza delle bacchette	m
H _{media}	quota media	m s.l.m.
H _s	quota della soglia sfiorante	m s.l.m
i	intensità di pioggia	mm/h
I	intensità della radiazione luminosa/ intensità di grigio (cap. 5-6)	
I ₀	intensità della radiazione luminosa/ intensità di grigio di riferimento, ovvero a fondo asciutto (cap. 5-6)	
ICOLD	International Commission on Large Dams	

IDFa oppure a	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica	mm/h
IDFn oppure n	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica	-
i_f	pendenza del fondo	-
j	pendenza della linea dei carichi totali	-
k	rapporto, adimensionalizzato rispetto al suo massimo, tra area del bacino imbrifero sotteso (A_B) e volume d'acqua contenuto fino alla quota di massima regolazione	-
k	coefficiente di attenuazione del mezzo (cap. 5)	cm ⁻¹
$K_{T,i}$	fattore di crescita delle piogge	-
$K_{T,Q}$	fattore di crescita delle portate	-
ku_{fa}	kurtosis della funzione di ampiezza del bacino	-
L	differenza tra la quota media e la quota minima del bacino	km
l	cammino ottico (cap. 5)	cm
LcA_{12h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 12 ore	-
LcA_{1h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 1 ora	-
LcA_{3h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 3 ore	-
Lcs	L-momento di ordine 3 (asimmetria)	-
Lcv	L-momento di ordine 2 (variabilità)	-
Lcv_{12h}	media della statistica Lcv relativa alle piogge intense di e durata 12 ore	-
Lcv_{1h}	media della statistica Lcv relativa alle piogge intense di e durata 1 ora	-
LDP	lunghezza del percorso di drenaggio più lungo	km
LDP_s	pendenza media LDP	-
M	coefficiente di contrazione (cap. 5)	-
MAP	media dell'afflusso totale annuo	mm
MAPstd	coeff. variaz. dell'afflusso totale annuo	mm
MIT	Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti	
MUSCL	Monotonic Upstream-centered Scheme for Conservation Law	
n	coefficiente di scabrezza di Manning	m ^{-1/3} s
N_c	numero di cutoff del rugosimetro	
NERC	Natural Environment Research Council	-
NRCS-SCS	Natural Resources Conservation Service - Soil Conservation Service	
p	pressione	N/m ²
P	pericolosità	-
PED	piano di emergenza diga	-
PIV	Particle Image Velocimetry	
PTV	Particle Tracking Velocimetry	
q	portata liquida	m ³ /s
Q	portata adimensionalizzata secondo Ritter (1892)	-
\vec{q}	flusso termico	J/s

$q(t), \mu_q, \sigma_q^2$	serie annuale delle portate con relativa media e varianza (Bacchi et al., 1992)	
Q_D	massima portata media sulla durata D	m^3/s
$q_e(t)$	idrogramma in ingresso nel lago artificiale	m^3/s
Q_{ind}	portata indice, media della portata massima annuale	m^3/s
$Q_{max\ fondo}$	massima portata scaricabile dallo scarico di fondo	m^3/s
Q_P	massima portata media istantanea	m^3/s
Q_S	portata adimensionalizzata allo sbarramento secondo Ritter (1892)	-
Q_T	portata di picco dell'idrogramma di progetto con periodo di ritorno T	m^3/s
$q_u(t)$	idrogramma in uscita dal lago artificiale	m^3/s
R	rischio	-
R^2 e R^2_{adj}	R^2 e R^2_{adj} coefficiente di determinazione	-
Ra	media aritmetica delle ordinate del profilo della superficie di un oggetto rispetto alla sua linea media	μm
R_b	rapporto di biforcazione	-
r_D	il rapporto tra il tempo prima del picco nell'intervallo di tempo in cui ricade la massima portata media su una data durata e la durata stessa (Tomirotti and Mignosa, 2017)	
Re_d	numero di Reynolds dell'elemento	
Re_s	numero di Reynolds relativo a una serie di cilindri non allineati	-
RESBA	progetto ALCOTRA - RESilienza degli SBarramenti	
Re_v	numero di Reynolds relativo a una serie di cilindri allineati	-
RGB	Red Green Blue, spazio colore	
R_h	raggio idraulico	m
RID	Registro Italiano Dighe	
RISBA	progetto ALCOTRA - RISchio degli SBarramenti Artificiali	
R_l	rapporto lunghezze medie di due ordini adiacenti	-
RRMSE	relative root mean square error	
R_s	rapporto pendenze medie di due ordini adiacenti	-
Rz	massima altezza del profilo della superficie di un oggetto, cioè massima distanza tra il picco più alto e la valle più profonda	μm
S	tensore degli sforzi viscosi	Pa
Sa	Ra calcolato su un'area anziché lungo un segmento	μm
SFA	Syntethic Flood Attenuation index	-
s_k	coefficiente di asimmetria calcolato su un campione	-
sk_{fa}	Skewness della funzione di ampiezza del bacino	-
SND	Servizio Nazionale Dighe	
S_s	distanza tra le asticelle nella direzione del flusso	m
Sz	Rz calcolato su un'area anziché lungo un segmento	μm
T	periodo di ritorno (cap. 1-3)	anni
T	tempo adimensionalizzato secondo Ritter (1892)	-
T	trasmittanza (cap. 5)	-
$t_{apertura}$	tempo necessario per il sollevamento della paratoia	s
t_c	tempo di corrivazione del bacino	

t_p	tempo di picco dell'idrogramma di progetto	h
t_r	tempo di corrivazione del bacino	h
$t_{x,i}=\widehat{\Phi}_i^*$	stima della funzione di trasformazione ottimale della i -esima variabile indipendente secondo il metodo ACE	
$t_y=\widehat{\Theta}^*$	stima della funzione di trasformazione ottimale della variabile dipendente secondo il metodo ACE	
U	velocità del fronte d'onda adimensionalizzata secondo Ritter (1892)	-
u	velocità del flusso lungo la direzione principale (x)	m/s
U, V	matrici delle variabili canoniche del metodo CCA	
U_c	velocità nelle sezione ristretta in presenza di serie di asticelle	m/s
UTD	Uffici Tecnici per le Dighe	
V	volume d'invaso alla quota di massima regolazione	m ³ , Mm ³
v	velocità del flusso lungo la direzione trasversale (y)	m/s
V	vulnerabilità (cap. 4-6)	-
\vec{v}	vettore velocità	m/s
VFR	<i>Volume/Free surface Relationship</i>	
VIF	Variance inflation factor	
V_p	volume dell'idrogramma in ingresso al lago	m ³
V_T	portata di picco dell'idrogramma di progetto con periodo di ritorno T	m ³ /s
V_{tc}	volume scaricato in t_c dallo scarico di fondo, calcolato tenendo conto della variazione del livello all'interno dell'invaso	m ³
$V_{tc,teorico}$	volume teorico scaricato in t_c dallo scarico di fondo, calcolato assumendo una portata costante lungo tutto t_c , pari a quella massima scaricabile dallo scarico di fondo	m ³
V_w	volume d'acqua	m ³
We	numero di Weber	
X	distanza dallo sbarramento adimensionalizzata secondo Ritter (1892)	-
x_{trans}, S^2_{trans}	Variabile trasformata e relativa varianza per la trasformazione di Box-Cox	
X(t)	processo autoregressivo di ordine n a cui viene assimilata $q(t)$ in Bacchi et al., (1992)	
X, Y	matrice dei descrittori dei bacini e matrice dei parametri $b-l$ e c per il metodo CCA	
X_b	Coordinata est del baricentro del bacino (UTM32N WGS84)	m
$X_D(t), \sigma_{X_D}^2$	integrale e varianza di X(t) (Bacchi et al., 1992)	
x_i	variabili indipendenti del modello di stima ai minimi quadrati	
y	variabile dipendente del modello di stima ai minimi quadrati	
y	profilo del getto nell'esperienza di Torricelli (cap. 5)	m
Y_b	Coordinata nord del baricentro del bacino (UTM32N WGS84)	m
z_0	quota del foro nell'esperienza di Torricelli (cap. 5)	m

z_c	quota del centroide della generica cella di calcolo nel software BreZo	m s.l.m.
α_s	fattore di sommersione della vegetazione	-
γ	coefficiente di asimmetria di una distribuzione	-
$\Gamma(\vartheta)$	variogramma in Maione et al. (2003)	
ΔH	differenza tra la quota massima e la quota minima del bacino	m
ε_D	rapporto di riduzione $\varepsilon_D = \frac{Q_D}{Q_P}$	-
η	quota della superficie libera nel software BreZo	m s.l.m.
η_0	rapporto di attenuazione (laminazione statica) tra il picco di piena uscente dagli sfioratori e il picco della piena entrante	-
η_1	rapporto di attenuazione (laminazione dinamica) tra il picco di piena uscente (massimo tra portata scaricata dallo scarico di fondo e portata scaricata dallo sfioratore) e il picco della piena entrante	-
θ	Scala delle fluttuazioni del processo $X(t)$ (Bacchi et al., 1992; Maione et al., 2003)	
$\hat{\theta}_i$	stima dei parametri del modello di stima ai minimi quadrati	
θ^*	funzione di trasformazione ottimale della variabile dipendente secondo il metodo ACE	
ϑ_i	parametri del modello di stima ai minimi quadrati	
λ	esponente della trasformazione di Box-Cox (cap. 2)	
λ	frazione di volume per una configurazione di cilindri non allineati (cap. 4-6)	
λ_c	lunghezza di cutoff del rugosimetro	mm
λ_g	scala geometrica del modello fisico	-
μ	viscosità dinamica	$\text{kgm}^{-1}\text{s}^{-1}$
ν	viscosità cinematica	m^2s^{-1}
ζ	densità delle bacchette (numero di asticelle per unità di area)	
ρ	densità	kg/m^3
φ	coefficiente di deflusso	-
Φ_i^*	funzione di trasformazione ottimale della i-esima variabile indipendente secondo il metodo ACE	
Φ_V	frazione di volume solido per unità di area	
$\Psi(D)$	variogramma di $X(t)$ in Bacchi et al. (1992)	
Ω	sezione trasversale alla direzione preferenziale di flusso	m^2
$\Omega_2, \Omega_{2, D}$	frequenze caratteristiche di secondo ordine della funzione di densità spettrale di $X(t)$ e $X_D(t)$ (Bacchi et al., 1992)	
ϱ	correlazione canonica (metodo CCA)	

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 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 Piemonte 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).

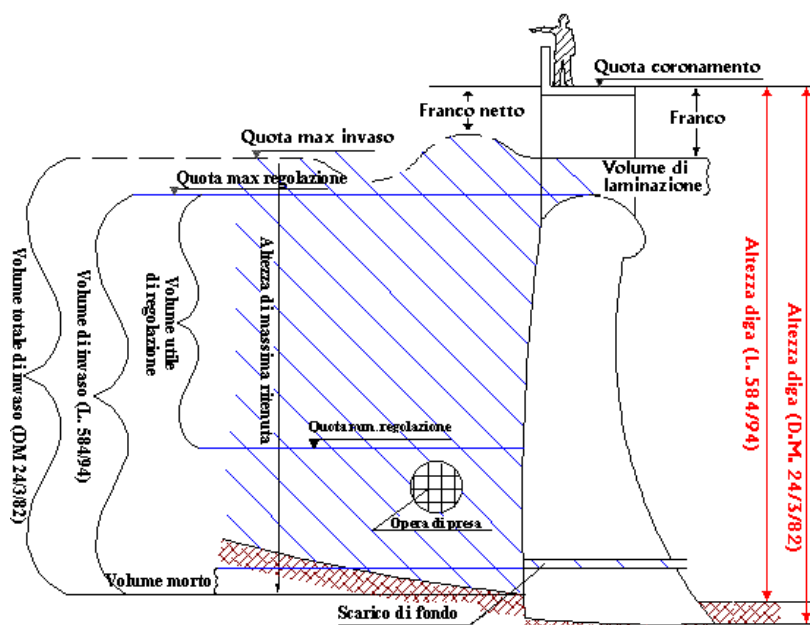


Figura 1: principali elementi e grandezze di una diga secondo la vigente normativa italiana (schema tratto dal sito www.dighe.eu a cura dell'Ing. Luigi A. Ghinami).

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 fluvioglaciale dell'arco alpino ma alcuni sono anche localizzati sugli Appennini piemontesi. I 50 invasi considerati nel seguito sono ripartiti nelle varie province come segue: 4 nell'alessandrino, 4 nel biellese, 10 nella provincia di Cuneo, 14 in quella di Torino, 2 in quella di Vercelli e 16 nel Verbano-Cusio-Ossola.



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

Per quanto riguarda la tipologia costruttiva, la maggiormente presente è la diga a gravità ordinaria, ma vi sono anche dighe ad arco semplice e ad arco-gravità nonché alcuni esempi di dighe in materiale sciolto e a gravità alleggerita.

Gli invasi piemontesi sottendono bacini con superfici che spaziano da circa 1km^2 a circa 700km^2 ; i più estesi sono quello di Gorge di Susa (697km^2) e Roccasparvera (591km^2). I più piccoli sono Rossana, Chabrière, Lomellina, Busin Inferiore e Alpe Larecchio compresi tra 1 e 3km^2 . Le altezze degli sbarramenti variano tra i 16.5m della diga di San Damiano Macra fino ai 120m della diga di Chiotas. Tra le più alte dighe piemontesi ci sono le dighe della Piastra, di Pian Telessio e di Campliccioli. Anche i volumi di invaso sono molto variabili: gli invasi con capacità

più ridotte sono Chabrière, Fedio e Melezet mentre i più ragguardevoli sono Sabbione, Ceresole Reale Maggiore e Chiotas.

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

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



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

La Valle d'Aosta, regione interamente montuosa, presenta un'unica grande vallata, di origine glaciale solcata dalla Dora Baltea. Nella valle principale 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.evaspa.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 meteo-idro-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.

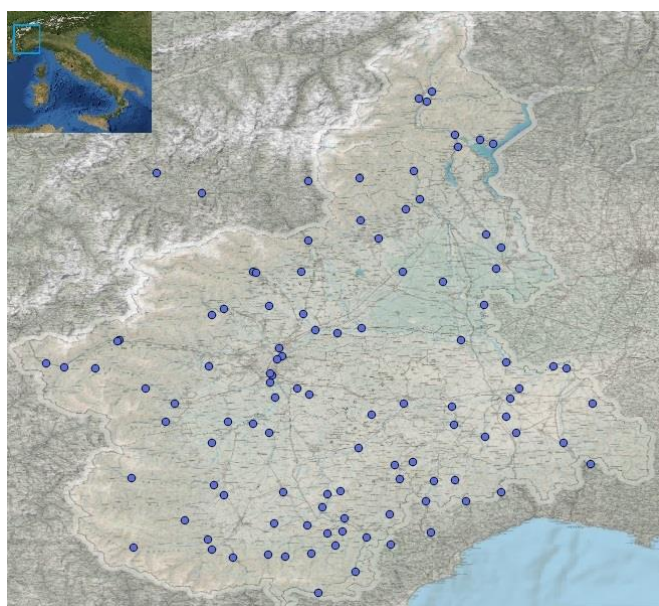


Figura 6: localizzazione delle stazioni idrometriche i cui dati sono stati utilizzati per lo studio dei volumi di piena (cap. 3).

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 gli anni 1928-1994.

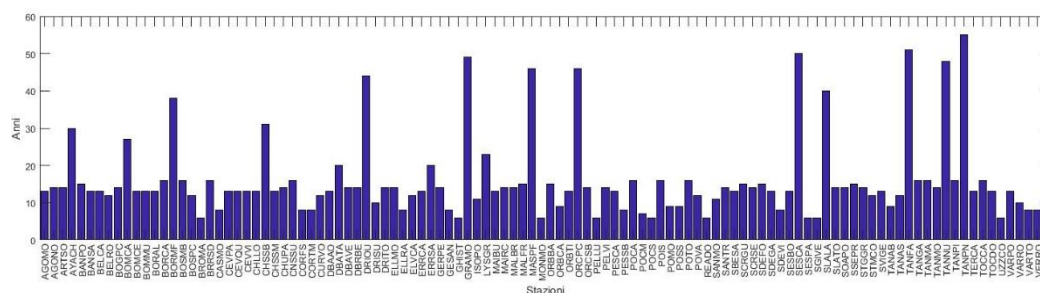


Figura 7: numero di anni di dati idrometrici disponibili per le diverse stazioni di misura.

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 parametri (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 svasso 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 analoghe 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 dighe 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 alle 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 quanto 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 2

Aggiornamento dei metodi di stima dei volumi di piena e degli idrogrammi di progetto

2.1 Statistiche dei volumi di piena e CRCP

La stima del volume dell'idrogramma di progetto riveste un ruolo chiave, accanto alla stima della portata di picco, in molteplici applicazioni pratiche come, ad esempio, la progettazione di casse di espansione, la valutazione dell'efficacia di laghi naturali o artificiali nell'attenuazione dei picchi di piena, la predisposizione di piani di protezione civile e, più in generale, la gestione del rischio idraulico sul territorio.

La letteratura scientifica è assai vasta per quanto riguarda la valutazione della portata di picco in funzione di un fissato periodo di ritorno, si veda Cunnane, 1988 per una delle prime raccolte di metodi sul tema. Stimata la portata di picco è possibile utilizzare un idrogramma sintetico di tipo triangolare. In alternativa si può affrontare il problema con modelli afflussi-deflussi (metodo della corrivazione o di Nash, etc.) spostando il problema di stima alle piogge per le quali si dispone in genere di un numero maggiore di dati.

Sono pochi, per quanto noto all'autrice, i lavori indirizzati direttamente alla stima dei volumi di progetto partendo da serie idrometriche, indubbiamente anche in ragione della limitata quantità di dati disponibile nei decenni passati.

Il tema risulta tuttavia di grande interesse come dimostrano i lavori di diversi autori che negli ultimi vent'anni hanno approcciato il problema con diverse metodologie il più delle volte con il fine di determinare un idrogramma di progetto. Guo e Adams (Guo and Adams, 1998), relativamente a bacini urbani, propongono una formula analitica per il calcolo del volume del singolo evento e del volume annuale

medio defluito. Gli autori derivano tali formule sulla base di un metodo afflussi-deflussi a partire da una funzione di densità di probabilità delle altezze di pioggia esponenziale e testano la bontà del metodo confrontandolo con simulazioni continue con il software SWMM variando tipo di suolo e grado di urbanizzazione. Yue et al. (Yue et al., 2002) propongono un metodo per la stima dell'idrogramma di progetto descritto da una funzione di densità di probabilità (pdf) beta a 2 parametri. Tali parametri vengono definiti dagli autori come la forma media e la variabilità di forma dell'idrogramma. Per applicare il metodo sono necessarie le serie storiche di idrogrammi (per la stima dei 2 parametri della pdf), la portata di picco, il volume e la durata. Gli autori testano il metodo su due bacini canadesi rispettivamente di 15300km² e 580km² e con 33 e 20 anni di dati (portate giornaliere). In un lavoro precedente (Yue et al., 1999), derivano le distribuzioni marginali, le distribuzioni congiunte, le funzioni di probabilità condizionate e i periodi di ritorno associati per portata di picco, volume e durata basandosi su un modello bivariato della distribuzione del valore estremo con distribuzioni marginali di Gumbel. Altri autori ricorrono a metodi copula per la stima delle variabili idrologiche, per esempio Zhang e Singh (Zhang and Singh, 2006) ricorrono alle copula per derivare le distribuzioni bivariate di portata di picco e volume e di volume e durata al fine di stimare il periodo di ritorno. Un approccio analogo è utilizzato anche per l'analisi statistica dei dati del Danubio a Bratislava (Bacova Mitková and Halmová, 2014). Xiao et al. (Xiao et al., 2009) propongono l'analisi di frequenza di un indice MSI (multicharacteristic Synthesis Index) che considera simultaneamente diverse caratteristiche dell'idrogramma quali il picco, il volume massimo a 1-3-7 giorni ecc.; ciò porta, secondo gli autori, alla definizione di un tempo di ritorno dell'idrogramma e non delle sue singole caratteristiche. Con l'obiettivo di definire un idrogramma di progetto per un fissato periodo di ritorno per la progettazione e la verifica di un invaso artificiale, Mediero et al. (Mediero et al., 2010), partendo dalla stima regionale della portata di picco, propongono una relazione lineare per la stima del volume corrispondente e, successivamente, mantenendo le proprietà statistiche delle rispettive distribuzioni vi adattano diverse forme di idrogrammi derivanti da un database di 919 idrogrammi misurati. Con simulazioni di tipo Monte-Carlo vengono generati tutti i possibili idrogrammi di progetto e si valuta quale sia quello più gravoso per l'invaso in termini di livello idrico massimo raggiunto.

Brunner et al. (Brunner et al., 2017) esprimono l'idrogramma di progetto sintetico come:

$$Q_T(t) = \frac{f(t)V_T}{D_T} B \quad 2.1-1$$

Dove $f(t)$ è la funzione di densità di probabilità log-normale e determina la forma dell'idrogramma, V_T e Q_T sono i quantili bivariati di progetto delle variabili di progetto (portata di picco e volume dell'idrogramma) e B è il flusso di base. Il legame tra portata e volume è espresso secondo il modello Joe-Copula che permette di modellare la correlazione tra due variabili indipendentemente dalla scelta delle rispettive distribuzioni marginali.

Volendo partire dai dati idrometrici è possibile utilizzare la curva di riduzione dei colmi di piena (CRCP). Per curva di riduzione dei colmi di piena si intende una

curva che rappresenta il massimo della portata media su una certa durata per diverse durate. Data una serie annuale di portate a scansione sub-oraria, si calcola la portata media su un intervallo di durata D facendo scorrere una finestra mobile di ampiezza D lungo tutta la serie annuale di dati e se ne prende il massimo. Le coppie D, Q_D così ottenute definiscono la curva di riduzione dei colmi di piena per l'anno considerato. La curva adimensionale è ottenuta dividendo le $Q_{D,i}$ per valore di portata al colmo Q_P del medesimo anno. Tale rapporto ϵ_D è detto rapporto di riduzione per la durata D .

$$\epsilon_D = \frac{Q_{D,T}}{Q_T} = \frac{\mu_{Q_D} \cdot K_{T,D}}{\mu_Q \cdot K_T} = \frac{\mu_{Q_D} \cdot (1 + k_{T,D} \cdot cv_D)}{\mu_Q \cdot (1 + k_T \cdot cv)} \quad 2.1-2$$

dove k_T è funzione del tempo di ritorno e della distribuzione di probabilità utilizzata per la stima ($k_T = k_{T,D} = 1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$) e cv è il coefficiente di variazione della portata di picco. Quando $T \rightarrow \infty$ (nella pratica quando $T \approx 30 \div 50$ anni) e fintanto che cv^1 rimane costante sulle diverse durate, il rapporto ϵ_D diventa indipendente dal periodo di ritorno T (Franchini and Galeati, 2000).

Il volume $V_{D,T}$ riferito alla durata D per il periodo di ritorno T è quindi definito come segue:

$$V_{D,T} = Q_{D,T} \cdot D = \epsilon_D \cdot Q_T \cdot D \quad 2.1-3$$

Si noti che la CRCP non dà informazioni sulla forma reale dell'idrogramma, ma permette di definire un idrogramma sintetico che rispetti il legame tra volume transitato e durata.

Considerando la formula proposta dal NERC (NERC, 1975), la curva di riduzione dei colmi di piena può essere scritta come:

$$\epsilon_D = \frac{Q_{D,T}}{Q_T} = (1 + b \cdot D)^{-c} \quad 2.1-4$$

dove ϵ_D è il rapporto di riduzione, b e c sono i 2 parametri da determinare e $Q_{T,D}$ è la portata media massima per un dato periodo di ritorno T su una durata D . La dipendenza dal periodo di ritorno T è determinata solo dalla portata di picco Q_T .

Secondo (Silvagni, 1984), nell'ipotesi di stimare la portata utilizzando la formula razionale a partire dalla precipitazione ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica (CPP), i 2 parametri dell'equazione 2.1-4 possono essere stimati come

$$b = \frac{1}{t_c} \quad e \quad c = 1 - n \quad 2.1-5$$

con t_c tempo di corrivazione del bacino e n , esponente della CCP scritta come $h = ad^n$. Infatti:

$$\begin{aligned} \epsilon_D &= \frac{Q_D}{Q_P} = \frac{i(t_c + D)A\varphi}{3.6} \left(\frac{i(t_c)A\varphi}{3.6} \right)^{-1} = \\ &= \frac{a \cdot (t_c + D)^{n-1}}{a \cdot t_c^{n-1}} = \left(1 + \frac{D}{t_c} \right)^{n-1} \end{aligned} \quad 2.1-6$$

¹ Nei casi reali i dati in genere mostrano una tendenza di cv a decrescere lentamente con l'aumentare della durata, ma poiché l'errore sul campione è solitamente alto si assume un cv costante. Ciò può portare a una leggera sovrastima (5-10%) della portata media per le lunghe durate (Franchini and Galeati, 2000).

dove A indica l'area del bacino, ϕ il coefficiente di deflusso, a ed n i parametri della CPP e i è l'intensità di pioggia.

In questa tesi, si propone una soluzione per stimare i suddetti 2 parametri (b, c) a partire delle caratteristiche geomorfoclimatiche dei bacini senza ricorrere alla stima del tempo di corrivazione e alle predette ipotesi.

Una volta nota la CRCP, l'idrogramma completo $q(t)$ può essere ottenuto ricordando la 2.1-3:

$$V_{D,T} = \int_0^D q(t)dt = D \cdot Q_T \cdot \varepsilon_D \Rightarrow q(t) = \frac{d}{dt} (t \cdot Q_T \cdot \varepsilon_D) \quad 2.1-7$$

Da cui, equiparando la durata D al generico tempo t , si ha l'idrogramma monotono decrescente, con picco all'istante iniziale $t=0$:

$$\begin{aligned} q(t) &= Q_T \cdot \varepsilon_t + t \cdot Q_T \cdot \varepsilon'_t = \\ &= Q_T \cdot [(1 + b \cdot t)^{-c} - b \cdot c \cdot t \cdot (1 + b \cdot t)^{-c-1}] \end{aligned} \quad 2.1-8$$

dove ε'_t indica la derivata prima rispetto al tempo t .

Volendo definire un idrogramma simmetrico con picco in $t=0$, la 2.1-7 diventa

$$V_{D,T} = 2 \int_0^{\frac{D}{2}} q(t)dt = D \cdot Q_T \cdot \varepsilon_D \Rightarrow \int_0^{\frac{D}{2}} q(t)dt = \frac{D}{2} \cdot Q_T \cdot \varepsilon_D \quad 2.1-9$$

Da cui, ponendo $D/2=t$ e tenendo conto del differenziale $dD=2dt$, si ottiene

$$q(t) = Q_T \cdot [(1 + 2b \cdot |t|)^{-c} - 2b \cdot c \cdot |t| \cdot (1 + 2b \cdot |t|)^{-c-1}] \quad 2.1-10$$

Generalizzando la 2.1-10, una volta stabilita la posizione del picco t_p , la relazione tra durata e tempo cronologico viene fissata ed è dunque definito l'idrogramma:

$$\begin{aligned} q(t) &= Q_T \cdot \left[(1 + 2b \cdot |t - t_p|)^{-c} - 2b \cdot c \cdot |t - t_p| \right. \\ &\quad \left. \cdot (1 + 2b \cdot |t - t_p|)^{-c-1} \right] \end{aligned} \quad 2.1-11$$

Altre possibili formule per la CRCP sono quelle di Bacchi et al. (Bacchi et al., 1992) e di Fiorentino et al. (Fiorentino et al., 1987). I primi, assumendo che la serie annuale delle portate $q(t)$ e il suo integrale sulla durata siano processi stazionari e gaussiani, derivano analiticamente la seguente formula

$$\varepsilon_{D,T} = \frac{\mu_q}{Q_T} + \sqrt{\Psi(D)} \sqrt{\left(1 - \frac{\mu_q}{Q_T}\right)^2 - 2 \left(\frac{\sigma_q}{Q_T}\right)^2 \cdot \ln\left(\frac{\Omega_2}{\Omega_{2,D}}\right)} \quad 2.1-12$$

dove μ_q e σ_q^2 sono media e varianza di $q(t)$, Ω_2 e $\Omega_{2,D}$ sono le frequenze caratteristiche di secondo ordine della funzione di densità spettrale del processo $X(t)$ e del suo integrale $X_D(t)$, mentre $\Psi(D)$ è la legge che esprime l'attenuazione di $\sigma_{X_D}^2$ al crescere di D , cioè è il variogramma del processo. Sulla base delle considerazioni precedenti sull'indipendenza dal tempo di ritorno e su quanto osservato dagli stessi Bacchi et al., la 2.1-12 diventa

$$\varepsilon_D \cong \sqrt{\Psi(D)} \quad 2.1-13$$

Essendo $\Psi(D)$ strettamente legato alla funzione di autocorrelazione ρ a sua volta legata al parametro θ , tempo caratteristico delle fluttuazioni del processo $X(t)$, l'intero modello si riconduce alla stima della scala delle fluttuazioni θ . Considerando il processo $X(t)$ come processo autoregressivo di ordine n e t_r il tempo di risposta del bacino Bacchi et al. propongono:

$$\theta = \frac{t_r}{n} \cdot \frac{2^{2n-1}[(n-1)!]^2}{(2n-2)!} \quad 2.1-14$$

Tomirotti e Mignosa (Tomirotti and Mignosa, 2017) costruiscono un idrogramma di progetto sintetico imponendo che la massima portata per la singola durata coincida con il valore della CRCP secondo la formula proposta da Bacchi et al. (Bacchi et al., 1992) a cui si riferiscono come FRF- Flood Duration Frequency. E ne definiscono la forma sulla base di una curva picco-durata (r_D) ottenuta come media a partire dagli idrogrammi storici osservati; con r_D si definisce il rapporto tra il tempo prima del picco nell'intervallo di tempo in cui ricade la massima portata media su una data durata e la durata stessa D ($0 \leq r_D \leq 1$).

Per quanto riguarda il modello geomorfoclimatico (Fiorentino et al., 1987), invece, si considera una trasformazione afflussi-deflussi basata su un evento tipo, il metodo si articola in tre fasi successive: la definizione della pioggia netta, la trasformazione afflussi-deflussi e la stima dei valori μ_Q e μ_{QD} , rispettivamente valore medio della portata di picco e valore medio del massimo annuale su differenti durate. La pioggia netta viene assunta pari ad un coefficiente di deflusso costante e indipendente dalla durata che moltiplica una pioggia costante nel tempo e di intensità decrescente con la durata. Si considera un modello di invaso lineare: il deflusso si può calcolare con un integrale di convoluzione e si può definire la funzione di picco

$$\sigma(d) = \Delta S(t_p, d) = S(t_p) - S(t_p - d) \quad 2.1-15$$

dove S è l'integrale dell'IUH e t_p è l'istante in cui si verifica il picco.

La portata massima viene espressa come

$$q(t_p, d) = \varphi \cdot i_A(d) \cdot \sigma(d) \cdot A \quad 2.1-16$$

con i_A intensità di pioggia areale e φ coefficiente di deflusso. Ne deriva che la curva di riduzione viene calcolata come

$$\varepsilon_D = \frac{\mu_{QD}}{\mu_Q} = \frac{\mu_{i_A(d_{cr,v})} \cdot \Xi(d_{cr,v})}{\mu_{i_A(d_{cr,p})} \cdot \sigma(d_{cr,p})} \quad 2.1-17$$

in cui $d_{cr,p}$ è la durata critica della precipitazione, $d_{cr,v} \neq d_{cr,p}$ e Ξ è una funzione simile a σ . In estrema sintesi il metodo geomorfoclimatico considera un coefficiente di deflusso indipendente dalla precipitazione, considera solo la componente di deflusso superficiale e le portate massime annuali sulle diverse durate hanno una proporzionalità diretta con il valore medio del massimo annuale dell'intensità di pioggia.

Franchini e Galeati (Franchini and Galeati, 2000) forniscono un confronto tra la formula 2.1-4 (modello empirico NERC, 1975) e i modelli stocastico (Bacchi et al., 1992) e geomorfoclimatico (Fiorentino et al., 1987) e concludono che tutti e tre i modelli permettono una soddisfacente ricostruzione della CRCP osservata (12 bacini del centro Italia costituiscono i casi studio). Il modello geomorfoclimatico presenta le maggiori difficoltà di applicazione a causa dell'elevato numero di parametri e dell'onere computazionale mentre il modello stocastico è il più semplice. Relativamente al metodo empirico vengono nuovamente ribadite le considerazioni di Silvagni (eq. 2.1-5), tuttavia gli autori sottolineano che, per tutti i modelli, il tempo di ritardo del bacino ottenuto dalle curve differisce da quello calcolato con le più note

formule presenti in letteratura e ciò porta a non poterle utilizzare direttamente per la stima di uno dei parametri delle CRCP e a considerare il parametro della CRCP come un tempo di riferimento della risposta del bacino caratteristico di questo tipo di approccio.

2.2 Derivazione delle CRCP dai dati osservati

Considerando i dati idrometrici dei 110 bacini descritti nel paragrafo 1.4, le CRCP empiriche possono essere calcolate per ogni anno e, successivamente si calcola la curva media per il singolo bacino (nel seguito ci si riferirà a questa curva media come CRCP osservata del bacino). Si vuole descrivere la curva così ottenuta adattando la formula di NERC ai dati osservati.

Nella forma più generale (eq. 2.2-1) si tratta di stimare i 3 parametri Q_P , b e c di un modello non lineare in modo che la CRCP risultante minimizzi le differenze con quella osservata.

$$Q_D = Q_P \cdot (1 + b \cdot D)^{-c}, \quad 2.2-1$$

Il modello può essere riscritto come segue:

$$y = \vartheta_1 \cdot (1 + \vartheta_2 \cdot x)^{-\vartheta_3} + \varepsilon \quad 2.2-2$$

Nell' eq. 2.2-2 y rappresenta la risposta del modello (o variabile dipendente), x è la variabile predittiva (o variabili indipendenti), ϑ_i sono i parametri del modello e ε è un errore casuale che si assume essere scorrelato e indipendente tale che sia $E(\varepsilon)=0$, $\text{var}(\varepsilon)=\sigma^2$ e $\varepsilon \in N(0, \sigma^2)$. Sebbene sia possibile trasformare un modello di questo tipo in modo da rendere più agevoli le operazioni di adattamento ai dati, il modello resta non lineare rispetto ai coefficienti (Draper and Smith, 1998). Per la stima dei ϑ_i si applica il metodo non lineare ai minimi quadrati. La funzione da minimizzare è scritta in forma generica come

$$S(\theta) = \sum_{u=1}^n \{y_u - f(x_{1,u}, \dots, x_{i,u}, \theta_{1,\dots,p})\}^2 \quad 2.2-3$$

dove n è il numero di osservazioni e $i=1$ (considero singolarmente i bacini). In questo caso le osservazioni sono coppie di $y_u=Q_D$ e $x_u=D$ che compongono la curva di riduzione dei colmi di piena media osservata per il singolo bacino.

Minimizzare l'eq. 2.2-3 significa risolvere il sistema di p equazioni normali 2.2-4 non lineari in $\vartheta_{1,\dots,p}$, con p uguale al numero di coefficienti del modello originale (qui $p=3$). Le equazioni normali si ottengono differenziando l'eq. 2.2-3.

$$\sum_{u=1}^n y_u - f(x_u, \widehat{\theta}_1, \widehat{\theta}_2, \widehat{\theta}_3) \left[\frac{\partial f(x_u, \theta_1, \theta_2, \theta_3)}{\partial \theta_i} \right]_{\theta=\widehat{\theta}} = 0 \quad 2.2-4$$

$\widehat{\theta}_i$ (con $i=1,2,3$) rappresenta la stima ai minimi quadrati del parametro ϑ_i .

Per risolvere le eq. 2.2-4 è necessario un approccio iterativo. I passaggi sono i seguenti: I) si assegna a ciascun parametro un valore di primo tentativo, II) si calcola la stima, III) si correggono i parametri stimati e si valuta il miglioramento dell'adattamento ottenuto, IV) si ripetono i passaggi II e III finché non si ottiene il livello di convergenza voluto. Come aggiustare i parametri stimati, in termini di magnitudine e direzione, dipende dall'algoritmo utilizzato. Nel presente lavoro di

tesi si utilizza la funzione “fit” di Matlab®, si sceglie l’algoritmo di default: “trust-region” o regione di confidenza (Moré and Sorensen, 1983). Questa scelta è dettata dal fatto che, oltre ad essere consigliato come miglioramento dell’algoritmo di Levenberg-Marquardt (Levenberg, 1944; Marquardt, 1963), permette di inserire dei vincoli alla stima coefficienti.

Sostanzialmente questo algoritmo approssima la funzione da minimizzare con una funzione più semplice g che rispecchia il comportamento della funzione originale in un intorno N del punto di partenza x . Allo step di primo tentativo s , si minimizza la funzione $g(s)$ su N (questo viene detto il sotto-problema della regione di confidenza). Se $f(x+s) < f(x)$, il punto corrente, x , viene aggiornato e sostituito da $x+s$. In caso contrario, il punto corrente non viene modificato, viene ristretto l’intorno N e lo step s si ripete. Si sfrutta la struttura del problema non lineare ai minimi quadrati per aumentare l’efficienza dell’algoritmo, infatti, ad ogni iterazione, l’equazione normale è risolta approssimativamente ricorrendo al metodo dei gradienti coniugati preconditionati. Ciò equivale ad utilizzare un’approssimazione della direzione di Gauss-Newton (Fletcher, 1987) per definire l’intorno N .

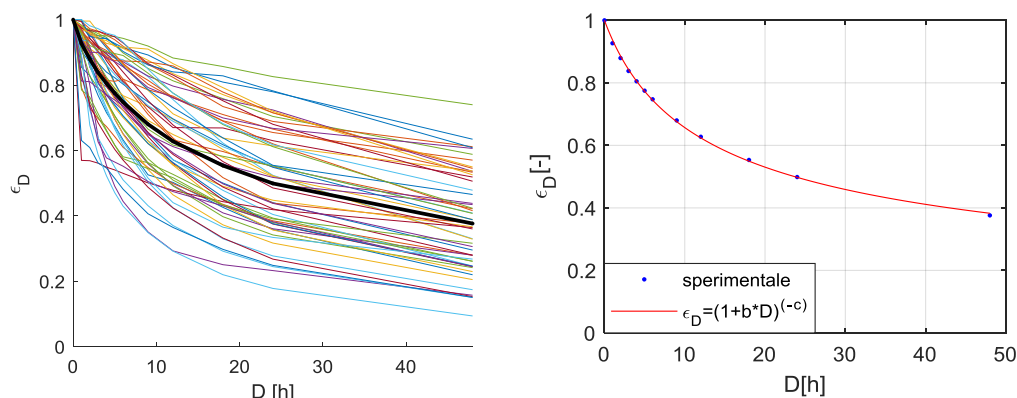


Figura 8: a sinistra curve di riduzione dei colmi di piena annuali osservate e, in grassetto, crcp media osservata. A destra crcp media osservata e crcp ottenuta adattando il modello del NERC. Il bacino utilizzato come esempio è il Tanaro chiuso al Ponte di Nava (148,8 km², quota media 1580 m slm).

Al fine di ottenere il miglior adattamento possibile, sono stati fatti i seguenti tentativi:

- a. Curva in forma dimensionale con 3 parametri da stimare Q_P , b e c (eq. 2.2-1) con il vincolo che tutti e 3 siano positivi e con valore di primo tentativo 0.5 per b e c e il valore massimo della CRCP osservata per Q_P .
- b. Curva in forma adimensionale con 2 parametri da stimare b e c , con il vincolo che entrambi siano positivi e con valore di primo tentativo 0.5.

Per includere il maggior numero possibile di bacini, al modello di tipo ”a” è stato imposto dapprima il vincolo ulteriore che c fosse minore o uguale a 1 e successivamente nonché alternativamente che b fosse superiore o uguale 0.0053 h^{-1} , o che b^{-1} fosse superiore o uguale a $LDP/0.25$ (ovvero che il tempo di corrivazione fosse superiore al tempo necessario a percorrere la lunghezza dell’asta principale a

una velocità di 0.25 m/s). Essendo b e c parametri correlati (Figura 10), entrambi i vincoli agiscono limitando il valore del tempo di corrivazione del bacino.

Dai suddetti approfondimenti è risultato evidente quanto già emerso da un'analisi visiva delle CRCP osservate (si veda la Figura 9 a titolo di esempio):

- I. Bacini con area superiore a 3500 km² non vengono correttamente rappresentati da un modello tipo NERC e vanno pertanto esclusi dalla procedura di regionalizzazione se si vuole utilizzare tale forma per descrivere la CRCP.
- II. Bacini con caratteristiche orografiche atipiche (e.g. forma molto stretta e allungata o molto tozza e con ridotta differenza tra quota massima e minima) generano CRCP con doppia curvatura che non vengono correttamente rappresentati da un modello tipo NERC e vanno pertanto esclusi dalla procedura di regionalizzazione.

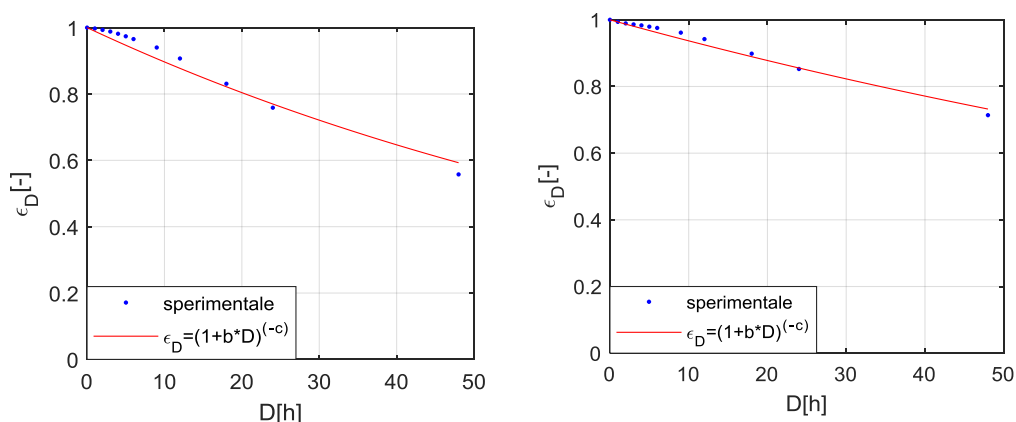


Figura 9: esempi di stazioni scartate; a sinistra Banna a Santena (caratteristiche orografiche atipiche come da punto II), a destra Po a Torino Murazzi (area superiore a 3500 km², come da punto I).

Per definire univocamente la non rappresentatività della CRCP di tipo NERC secondo il criterio II, si sceglie di stimare la curva in forma adimensionale (ciò equivale a imporre il passaggio da 1 in corrispondenza di $D=0h$) imponendo che siano $b>0$ e $c>0$, con valore di primo tentativo 0.5 per entrambi e si scartano i bacini con $c_{locale}>2$ (nel seguito con “locale” si indicano i parametri ottenuti dall'adattamento della CRCP alla NERC ai dati osservati).

A fronte di tali considerazioni vengono esclusi i bacini: Po a Isola Sant'Antonio, Po a Valenza, Po a Casale Monferrato, Po a San Sebastiano, Po a Torino Murazzi, Po a Moncalieri, Po a Carignano, Tanaro a Montecastello, Tanaro a Masio, Tanaro a Asti, Dora Baltea a Verolengo (criterio I) e Agogna a Novara, Banna a Poirino, Banna a Santena, Belbo a Castelnuovo Belbo, Bormida di Millesimo a Camerana, Bormida di Spigno a Mombaldone, Chisola a La Loggia, Ghiandone a Staffarda, Scrivia a Guazzora, Sesia a Palestro, Tanaro a Alba, Toce a Candoglia (criterio II). Si rimanda all'Atlante dei Bacini imbriferi Piemontesi (Gallo et al., 2013) per le schede di dettaglio dei suddetti bacini.

Diagrammando i parametri b e c così ottenuti è evidente una correlazione lineare tra il logaritmo di b^{-1} e il logaritmo di c (Figura 10); ulteriori dettagli sono riportati in Tabella 3 in cui è presente il modello (ID= b_da_c) che sfrutta questa correlazione per la regionalizzazione del parametro b .

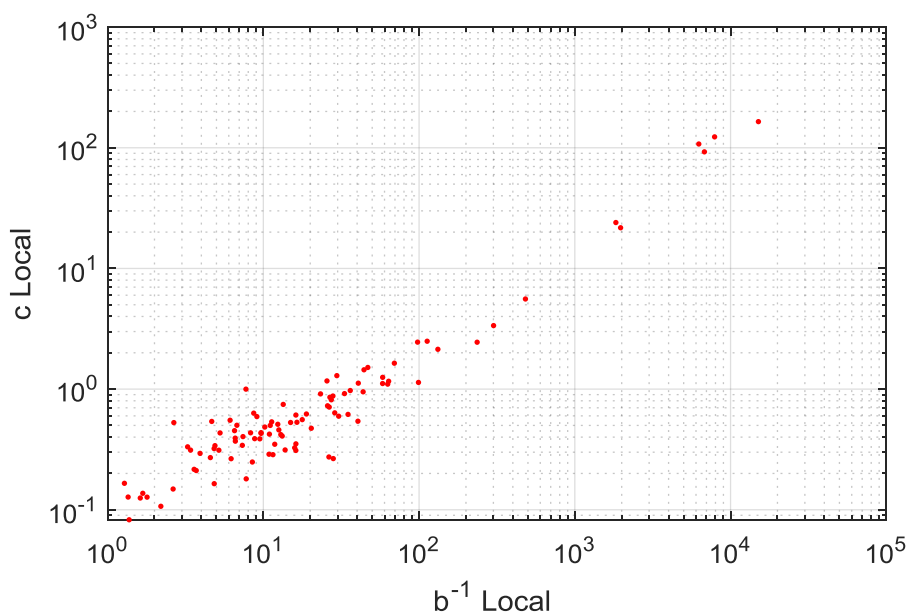


Figura 10: correlazione tra i parametri b^{-1} e c della CRCP.

2.3 Regionalizzazione

Il problema della stima di variabili idrologiche in siti non strumentati ha assunto un ruolo chiave negli ultimi 10 anni. Focalizzando l'attenzione sul deflusso superficiale, inteso come il volume d'acqua per unità di tempo che fluisce attraverso una sezione trasversale di un corso d'acqua, l'informazione è necessaria, per molteplici scopi, praticamente ovunque vi siano dei centri abitati. Per esempio per la distribuzione d'acqua potabile, la produzione idroelettrica, l'irrigazione, la ricarica degli acquiferi, gli aspetti ecologici legati alla salute dei fiumi, la gestione degli inquinanti, la progettazione di sfioratori e arginature, la gestione degli invasi, la gestione del rischio (Blöschl et al., 2013). Solo una piccola parte dei bacini nel mondo è strumentata con misuratori idrici di livello o portata. Pertanto metodi di previsione e predizione sono necessari. Secondo Blöschl et al. (2013), l'impronta temporale della risposta idrografica di un bacino riflette il comportamento globale del bacino stesso. Tutte le caratteristiche spaziali e fisiche del bacino sono intimamente legate a scale differenti dell'andamento temporale del deflusso superficiale.

L'approccio newtoniano o quello darwiniano possono essere utilizzati per imparare dallo studio delle portate e, conseguentemente, per cercare di prevederle. Il primo si basa su una dettagliata descrizione dei processi e può essere generalizzato formulando leggi universali attraverso la sperimentazione e la derivazione matematica. Mentre l'approccio darwiniano generalizza cercando di definire degli andamenti comuni attraverso analisi comparative. Seguendo quest'ultimo concetto, il comportamento del bacino può essere studiato sfruttando la similitudine idrologica (cioè sia la somiglianza climatica (Köppen, 1936) che quella geografica e fisica tra bacini differenti (McDonnell and Woods, 2004)) per poter trasferire a bacini non

strumentati i risultati ottenuti da bacini strumentati simili. Per quantificare la similitudine si procede individuando delle caratteristiche che rendano simili i bacini e misurando la distanza tra gli stessi nello spazio definito da tali caratteristiche. In questo modo si suddividono i bacini strumentati in classi. Se un bacino non strumentato è simile ai bacini strumentati di un gruppo, allora la sua caratteristica ignota si assume uguale alla media dei bacini che compongono il gruppo. Un altro modo per sfruttare la similitudine è la definizione di regioni omogenee in termini di metodo di regionalizzazione. Nel seguito si assume un'unica regione omogenea, intesa in quest'ultima accezione.

I metodi di regionalizzazione possono essere classificati in 3 gruppi (Blöschl et al., 2013): 1) regressioni, 2) metodi indice e 3) metodi geostatistici. Tutti e 3 considerano variabili casuali il parametro o il gruppo di parametri da regionalizzare.

I metodi che sfruttano regressioni stimano la variabile d'interesse y come una funzione di alcuni descrittori del bacino e/o climatici x_i . La funzione f può essere lineare o non lineare sui coefficienti β_i e, in generale, si può scrivere come:

$$\hat{y} = f(\beta_i, x_i) + \varepsilon \quad 2.3-1$$

con ε errore del modello. I coefficienti della regressione possono essere stimati con diverse tecniche, una di queste è la stima ai minimi quadrati descritta nel capitolo 2.2.

Il metodo indice si basa su alcune proprietà scalabili del bacino. Per esempio: nel caso della curva di durata delle portate, una curva scalata con una portata indice è assunta valida in una regione omogenea e, nel bacino non strumentato, occorre stimare solo la portata indice che solitamente assume il valore della portata media annua (Ganora et al., 2009).

I metodi geostatistici, come e.g. il Top-Kriging (Skoien et al., 2006) assumono che la variabile di interesse nel sito non strumentato sia una media pesata della stessa variabile dei bacini strumentati vicini (con vicini non si intende necessariamente una vicinanza geografica), sfruttando la correlazione spaziale della variabile di interesse per definire i pesi.

Un altro modo per classificare i metodi di regionalizzazione riguarda l'oggetto della regionalizzazione stessa che può essere direttamente la variabile d'interesse oppure i parametri di un modello o un insieme di parametri (Brunner et al., 2018).

Per quanto a me noto, i metodi di regionalizzazione sono stati largamente applicati nella letteratura statistica e idrologica (Blöschl et al., 2013), alcuni esempi: per stimare il deflusso medio annuo (Viglione et al., 2007), la portata stagionale (Gan et al., 1991), le curve di durata delle portate (Castellarin et al., 2004), le portate di magra (Laaha and Blöschl, 2006), le portate di picco in funzione del periodo di ritorno (Laio et al., 2011), le serie temporali di portata (Stedinger et al., 1993). Sono rare le applicazioni di metodi di regionalizzazione alle curve di riduzione dei colmi di piena.

In (NERC, 1975), gli autori provarono a legare i 2 parametri della relazione proposta per la CRCP riferita a durate giornaliere alle caratteristiche del bacino ma regressioni soddisfacenti, in termini di bassi errori di stima, furono ottenute solo per i rapporti AR3 e AR10 (rispettivamente rapporto tra la portata media annuale sulla durata di 3 o 10 giorni e la portata giornaliera media annuale). I coefficienti delle

regressioni proposte furono ottenuti partendo da 34 stazioni di misura e fu usata una sola delle 4 variabili descrittive inizialmente individuate (area del bacino in km², pendenza media dell'asta principale 10-85% in m/km, precipitazione media annuale in mm tra il 1916 e il 1950 e il numero di tratti fluviali per km²) poiché l'aggiunta di altre variabili, oltre alla pendenza dell'asta principale, non portava nessun miglioramento al modello.

Maione et al. (Maione et al., 2003) propongono un metodo di regionalizzazione della CRCP (FDF – flood duration frequency nell'articolo originale) finalizzata alla costruzione di idrogrammi di progetto sintetici in siti non strumentati. Il modello viene calibrato su serie storiche di portata registrate in 8 stazioni (con in media 46 anni di dati) all'interno del bacino del Po. Considerando solo il rapporto di riduzione definito come $\varepsilon_D \approx \sqrt{\Gamma(\vartheta)}$ (Bacchi et al., 1992), gli autori propongono una relazione lineare tra ϑ e l'area del bacino espressa in km². Come citato in precedenza, ϑ è il parametro di scala della fluttuazione, cioè l'integrale della funzione di autocorrelazione del processo istantaneo e $\Gamma(\vartheta)$ è il variogramma, cioè il rapporto tra varianza istantanea e integrata del processo.

Anche Brunner et al. (Brunner et al., 2018) si prefiggono l'obiettivo di ottenere l'idrogramma di progetto descritto brevemente nel capitolo 2.1 in bacini non strumentati. Utilizzano e confrontano differenti metodi di regionalizzazione tra cui: metodi classici come regressioni lineari, metodi spaziali e regioni omogenee oltre a regressioni non lineari e metodi basati su alberi di evento come random forest, bagging e boosting. Complessivamente applicano 24 diversi metodi ma non considerano direttamente i parametri di una CRCP bensì i 10 parametri utilizzati per la definizione dell'idrogramma sintetico di progetto (Brunner et al., 2017).

In questa tesi, facendo riferimento all'equazione 2.1-4, si propongono differenti metodi per la stima regionale dei parametri b e c in funzione dei descrittori del bacino. Nel paragrafo 2.3.3 si descrive il modello lineare proposto. Nel par.2.3.4 si introduce l'algoritmo Alternating Conditional Expectation (ACE) e se ne fornisce un'applicazione. L'applicazione della Canonical Correlation Analysis (CCA) è descritta nel paragrafo 2.3.5.

Per utilizzare i tre approcci appena elencati, sono state considerate tutte le possibili combinazioni di 2 e 3 descrittori. Una combinazione è un sottoinsieme di k elementi distinti preso da un insieme di n elementi; l'ordine di selezione degli elementi non è importante. Tutte le possibili k-combinazioni degli n elementi possono essere calcolate come $\frac{n!}{(n-k)!k!}$, con k<n. In questo caso, utilizzando 34 descrittori (par. 2.3.1), sono state considerate 5984 combinazioni di tre elementi e 561 combinazioni di due elementi. I modelli risultanti sono stati classificati in base al coefficiente di determinazione corretto definito come

$$R_{adj}^2 = 1 - \frac{(n-1) \cdot (1-R^2)}{n-k-1} \quad 2.3-2$$

dove R² è il coefficiente di determinazione, n è il numero delle osservazioni e k è il numero delle variabili esplicative utilizzate nel modello. Quando un modello ha più una variabile indipendente, è preferibile utilizzare R²_{adj} anziché R² per tenere conto dell'aumento fittizio di tale indicatore dovuto all'introduzione di nuove variabili

esplicative (Theil, 1961). Nel seguito verranno riportati solo i modelli migliori ottenuti per ciascun approccio.

2.3.1 Riduzione del numero di descrittori iniziali

Gli approcci descritti nel dettaglio nei paragrafi successivi, si basano sulla conoscenza di alcune caratteristiche dei bacini dette descrittori. In questa tesi si fa riferimento ai dati raccolti nell'atlante dei bacini imbriferi piemontesi (Gallo et al., 2013). Tali descrittori sono stati ottenuti in via automatica (usando i software open source GRASS GIS e R) a partire da un modello digitale del terreno (DEM) derivante dai dati topografici dalla missione spaziale della NASA Shuttle Radar Topography Mission - SRTM (Farr et al., 2007) del 2000 campionati a tre arcosecondi (1/1200 di grado in latitudine e in longitudine, corrispondenti a circa 90 m).

Nella regione d'interesse sono disponibili circa 100 descrittori. La selezione di un sottoinsieme appropriato deve essere fatta sulla base di criteri statistici. La scelta deve essere il più oggettiva possibile in modo da eliminare i descrittori meno utili che incrementerebbero di molto il numero di combinazioni da analizzare senza migliorare significativamente il risultato finale. D'altra parte si osserva che modelli equivalenti, che differiscono cioè per un singolo descrittore (e.g. la lunghezza dell'asta principale e la lunghezza del maggior percorso di drenaggio), spesso compaiono tra i modelli migliori. Questi descrittori sono strettamente correlati tra loro e non possono mai comparire simultaneamente nello stesso modello poiché vengono filtrati dal VIF test. In casi come questi la scelta tra il modello contenete uno o l'altro descrittore diventa in pratica una scelta soggettiva. La decisione può essere basata, per esempio, su quale sia il descrittore più robusta da determinare e pertanto è necessario un approccio sistematico che riduca il carico computazionale evitando modelli equivalenti che porterebbero a una revisione manuale (Ganora et al., 2014).

Nei seguenti tre passaggi si descrive la procedura di sfolgimento utilizzata, detta "pruning".

- I. A ciascun descrittore è assegnato un indice in funzione della facilità di determinazione e della robustezza dello stesso. Il valore 1 è assegnato a descrittori molto robusti che vengono scelti preferenzialmente in caso di equivalenza, come per esempio l'area e la quota media del bacino. Il valore 3 corrisponde a descrittori di difficile determinazione univoca. A tutti gli altri è assegnato il valore 2. Nella Tabella 1 è riportato l'elenco dettagliato degli indici assegnati a tutti i descrittori.
- II. Si calcola la matrice di correlazione dei descrittori e la coppia più correlata viene esaminata. Se gli indici sono differenti il descrittore con l'indice più alto viene rimosso. Se entrambi gli indici sono uguali a 1, entrambi i descrittori vengono mantenuti. Negli altri casi (entrambi gli indici uguali a 2 o a 3) si calcola il coefficiente di correlazione medio del singolo descrittore con tutti gli altri descrittori: il descrittore che risulta meno correlato viene conservato e l'altro rimosso.

- III. Il passaggio II. si ripete fintanto che il coefficiente di correlazione massimo dei descrittori diventa più basso di una soglia prefissata.

Fissando la soglia a 0.7 restano i 34 descrittori elencati in Tabella 2.

Tabella 1: indici di qualità assegnati ai descrittori per l'applicazione della procedura di "pruning" tratti da (Ganora et al., 2014).

Indice	Descrittore
1	area bacino
	Coordinate est e nord del baricentro del bacino (UTM32N WGS84)
	quota media
	lunghezza LDP
	densità di drenaggio
	media sul bacino dei coefficienti della curva di possibilità pluviometrica
	media dell'afflusso totale annuo
	media indice di permeabilità VAPI
2	quota massima
	quota minima
	percentili curva ipsografica
	lunghezza asta principale
	pendenza media LDP
	lunghezza vettore orientamento
	pendenza bacino
	pendenza bacino quadrato equivalente
	angolo di esposizione medio
	rapporto di allungamento
	fattore di forma
	media funzione di ampiezza
	lunghezza media versanti
	diametro topologico
	rapporto di biforcazione
	rapporto lunghezze medie di due ordini adiacenti
	rapporto aree medie di due ordini adiacenti
	rapporto pendenze medie di due ordini adiacenti
	media dell'indice di vegetazione NDVI
	coefficiente di variazione dell'indice di vegetazione NDVI
	coeff. variaz. dei coefficienti della curva di possibilità pluviometrica
	coeff. variaz. dell'afflusso totale annuo
	media delle statistiche relative alle piogge intense di breve durata (LCV, LCA, ...) per durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore
	classi CORINE Land Cover
	coefficiente di variazione dell'indice di permeabilità VAPI

Indice	Descrittore
	Media dei coefficienti di Fourier del regime pluviometrico
	media curve number (CN)
	varianza funzione di ampiezza
	skewness, kurtosis e percentili funzione di ampiezza del bacino
3	lunghezza totale reticolo idrografico
	coeff. variaz. delle statistiche relative alle piogge intense di breve durata (L_{CV}, L_{CA}, \dots) per durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore e del regime pluviometrico

Tabella 2: elenco dei descrittori utilizzati per la regionalizzazione delle CRCP ottenuti a seguito dell'applicazione del pruning con soglia 70%.

Simbolo	Descrizione	U.M.
A	area bacino	km ²
H _{media}	quota media	m slm
Aspect	angolo di esposizione medio	°
X _b	Coordinata est del baricentro del bacino (UTM32N WGS84)	m
Y _b	Coordinata nord del baricentro del bacino (UTM32N WGS84)	m
F _f	fattore di forma	-
sk _{fa}	Skewness della funzione di ampiezza del bacino	-
ku _{fa}	kurtosis della funzione di ampiezza del bacino	-
R _b	rapporto di biforcazione	-
R _l	rapporto lunghezze medie di due ordini adiacenti	-
R _s	rapporto pendenze medie di due ordini adiacenti	-
D _d	densità di drenaggio	km ⁻¹
LDP	lunghezza del percorso di drenaggio più lungo	km
LDP _s	pendenza media LDP	-
MAP	media dell'afflusso totale annuo	mm
MAP _{std}	coeff. variaz. dell'afflusso totale annuo	mm
IDFa	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica	mm/h
IDFn	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica	-
Lcv _{1h}	media della statistica Lcv relativa alle piogge intense di e durata 1 ora	-
cv[Lcv _{1h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcv relativa alle piogge intense di durata 1 ora	-
Lcv _{12h}	media della statistica Lcv relativa alle piogge intense di e durata 12 ore	-
cv[Lcv _{24h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcv relativa alle piogge intense di durata 24 ore	-
LcA _{1h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 1 ora	-
cv[LcA _{1h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica LcA relativa alle piogge intense di durata 1 ora	-

Simbolo	Descrizione	U.M.
LcA _{3h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 3 ore	-
LcA _{12h}	media della statistica LcA relativa alle piogge intense di e durata 12 ore	-
cv[LcA _{12h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica LcA relativa alle piogge intense di durata 12 ore	-
Fourier _{B2}	Media dei coefficienti di Fourier B2 del regime pluviometrico	-
cv[rp]	coefficiente di variazione sul bacino del regime pluviometrico	-
clc1	area del bacino in classe 1 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
clc2	area del bacino in classe 2 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
clc5	area del bacino in classe 5 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%
cf	media indice di permeabilità VAP	%
cv[cf]	coefficiente di variazione dell'indice di permeabilità VAPI	%

2.3.2 Trasformazioni preliminari delle caratteristiche dei bacini

Osservando le distribuzioni di frequenza dei campioni di ciascun descrittore (Figura 11) risulta evidente come alcune di esse siano “skewed” cioè asimmetriche rispetto alla media. Fondamentalmente una distribuzione unimodale è asimmetrica verso sinistra o ha un’asimmetria negativa se la coda più lunga è sulla sinistra, cioè la media è a sinistra del picco della distribuzione. L’asimmetria di una distribuzione si valuta calcolando il coefficiente di asimmetria (skewness) che è il momento standardizzato di ordine 3 definito come:

$$\gamma = \frac{E(x - \mu)^3}{\sigma^3} \quad 2.3-3$$

Per un campione estratto dalla popolazione di tutti i possibili valori di x, il coefficiente di asimmetria si calcola come

$$s_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \quad 2.3-4$$

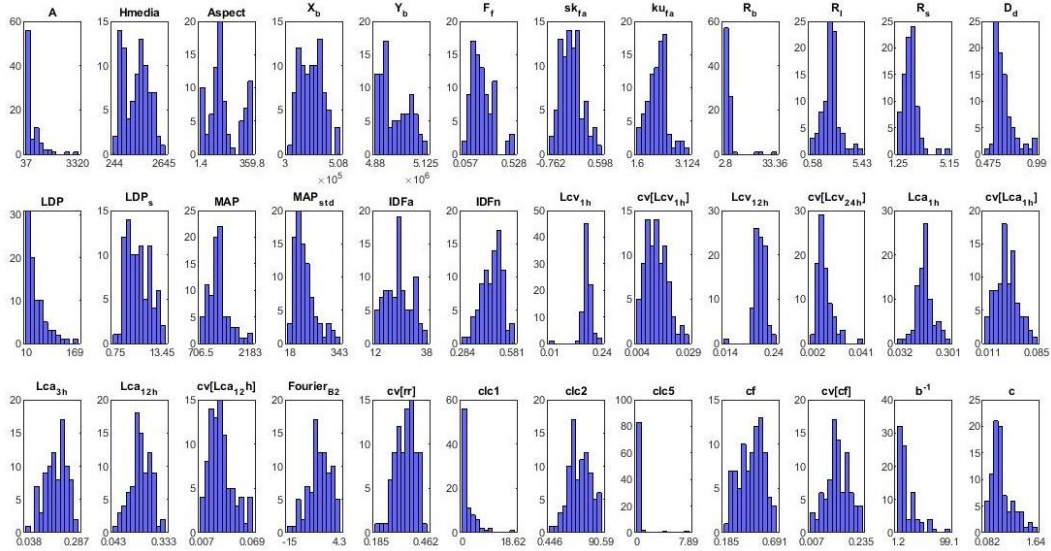


Figura 11: distribuzioni di frequenza empiriche dei 34 descrittori utilizzati per la regionalizzazione delle CRCP e distribuzioni di frequenza dei parametri b e c derivanti dalle stime locali delle CRCP secondo NERC.

Il coefficiente di asimmetria della distribuzione di ciascun descrittore e di quelle dei parametri b, c e $1/b$ sono rappresentate in Figura 12.

Per assicurare che lo stimatore ai minimi quadrati ordinari sia BLUE (best linear unbiased estimator) per i coefficienti di un modello di regressione lineare, gli errori devono essere omoschedastici (i.e. $var(e_i) = \sigma_e^2, i=1, \dots, N$, dove e_i sono gli errori), non correlati e con valore atteso uguale a 0 (teorema di Gauss Markov). Se la distribuzione della variabile dipendente è normale o multinormale, tutte queste ipotesi sono verificate. Per garantire che la distribuzione della variabile dipendente sia normale devono essere normali le distribuzioni delle variabili indipendenti.

Per normalizzare le distribuzioni delle variabili indipendenti nel seguito si applicano due differenti trasformazioni: il logaritmo naturale (i.e. $\ln(\cdot)$) e la trasformazione di Box-Cox (i.e. $(\cdot)^\lambda$) (Box and Cox, 1964); i risultati sono mostrati in Figura 12 utilizzando il coefficiente di asimmetria. Per una distribuzione normale è $s_k=0$.

La trasformazione di Box-Cox si basa su un approccio iterativo finalizzato a trovare il valore di λ che massimizzi la funzione log-likelihood L :

$$L = -\frac{n-1}{2} \ln(s_{trans}^2) + (\lambda * 1) \frac{n-1}{n} \sum_{i=1}^n x \quad 2.3-5$$

Dove $n-1$ sono i gradi di libertà, n è il numero delle osservazioni, x_i è la singola osservazione, λ è il parametro di trasformazione e s_{trans}^2 è la varianza della variabile trasformata definita come

$$x_{trans} = \begin{cases} \frac{x^\lambda - 1}{\lambda}, & \lambda \neq 0 \\ \ln(x), & \lambda = 0 \end{cases} \quad 2.3-6$$

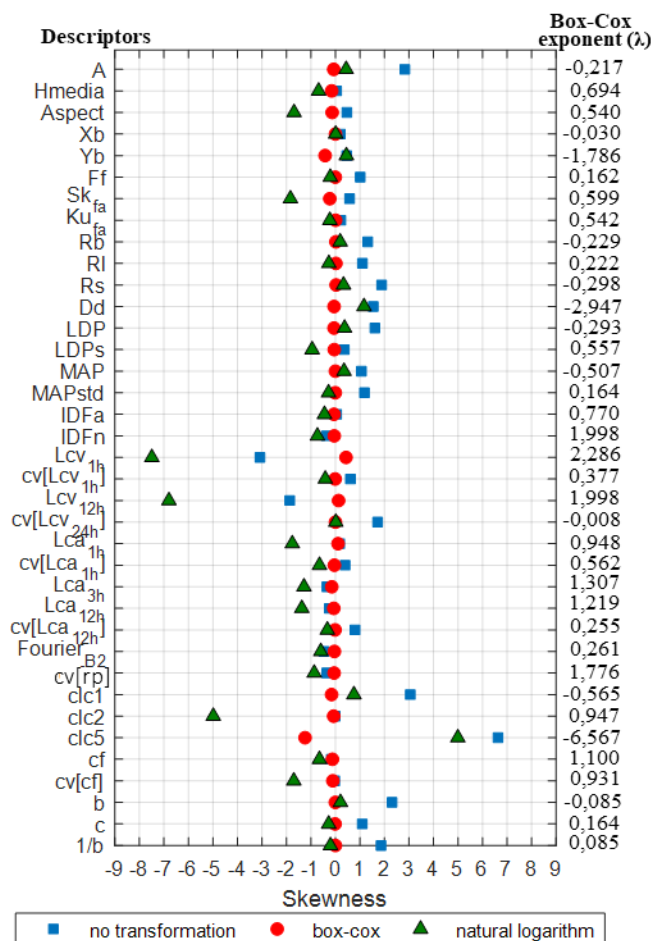


Figura 12: coefficiente di asimmetria delle distribuzioni di frequenza dei campioni delle differenti caratteristiche del bacino selezionate. Senza trasformazioni (quadrato), con la trasformazione di Box-Cox (cerchio), con la trasformazione logaritmica (triangolo).

2.3.3 Regressione lineare

Si utilizza un modello lineare del tipo

$$\hat{y} = \beta_0 + \sum_{i=1}^p \beta_i x_i \quad 2.3-7$$

in cui \hat{y} è il valore stimato della variabile dipendente, β_0 e β_i sono i coefficienti del modello e le p x_i sono le variabili dipendenti.

Tutti i descrittori dei bacini trasformati sia con la trasformazione logaritmica che con la trasformazione Box-Cox sono le possibili variabili indipendenti. Le variabili dipendenti sono, separatamente c e b o $\ln(b)$ o $1/b$ o $\ln(1/b)$. Per ciascuna delle variabili dipendenti sono state utilizzate tutte le possibili combinazioni di due o tre descrittori. I coefficienti β vengono stimati col metodo dei minimi quadrati citato in precedenza. Qui, poiché il modello è lineare sui coefficienti, il sistema di $p+1$ equazioni normali, ottenuto minimizzando la somma degli scarti quadratici, può essere risolto analiticamente. Gli scarti sono definiti come la differenza tra i valori stimati e osservati della variabile dipendente.

I modelli migliori in termini di R^2_{adj} sono elencati in Tabella 3, in cui viene indicato anche il valore di $RRMSE = \frac{\sqrt{\sum(\hat{y}_i - y_i)^2 n^{-1}}}{\bar{y}}$. Il codice identificativo del modello è definito con la seguente logica: parametro della CRCP + numero di variabili indipendenti + trasformazione applicata alle variabili indipendenti (bc per Box-Cox e ln per il logaritmo naturale).

Tabella 3: Migliori modelli regionali lineari per 1/b e c. Da sinistra a destra: codice identificativo del modello, variabile dipendente, variabili indipendenti, valori dei coefficienti, R^2_{adj} e RRMSE. I modelli che massimizzano R^2_{adj} sono evidenziati. L'ultimo modello è la stima di 1/b direttamente da c.

ID	y	x	β	R^2_{adj}	RRMSE
<i>c3ln</i>	<i>c</i>	<i>ln(H_{media})</i> <i>ln(LDP)</i> <i>ln(IDFn)</i>	<i>4.8403</i> <i>-0.58869</i> <i>0.13813</i> <i>0.80202</i>	<i>0.5879</i>	<i>0.40</i>
c3bc	$c^{0.1635}$	$H_{media}^{0.6938}$ $LDP^{-0.2929}$ $IDFn^{1.9984}$	1.1436 -0.0019 -0.3648 0.6423	0.5487	0.41
c2ln	c	ln(H _{media}) ln(LDP)	2.9990 -0.4190 0.1421	0.5626	0.42
c2bc	$c^{0.1635}$	$H_{media}^{0.6938}$ $LDP^{-0.2929}$	1.1943 -0.0013 -0.3609	0.5417	0.41
<i>b3ln</i>	<i>ln(1/b)</i>	<i>ln(ku_{fa})</i> <i>ln(LDP)</i> <i>ln(LDPs)</i>	<i>3.7285</i> <i>-2.0775</i> <i>0.5006</i> <i>-0.7715</i>	<i>0.4287</i>	<i>0.74</i>
b3bc	$(1/b)^{0.0851}$	$H_{media}^{0.6938}$ $ku_{fa}^{0.5423}$ $LDP^{-0.2929}$	1.9611 -0.0008 -0.2048 -0.8146	0.3797	0.76
b2ln	ln(1/b)	ln(H _{media}) ln(LDP)	4.7943 -0.6859 0.6986	0.3491	0.79
b2bc	$(1/b)^{0.0851}$	$H_{media}^{0.6938}$ $LDP^{-0.2929}$	1.6236 -0.0008 -0.7506	0.3311	0.80
<i>b_da_c</i>	<i>ln(1/b)</i>	<i>ln(c)</i>	<i>3.4589</i> <i>1.2908</i>	<i>0.6190</i>	<i>0.61</i>
b_da_c3ln	ln(1/b)	ln(\hat{c})	3.4589 1.2908	0.2856	0.84

Tra questi modelli (Tabella 3) i migliori sono ID=c3ln e ID=b3ln che vengo riscritti per esteso nelle equazioni 2.3-8 e 2.3-9 e i cui coefficienti sono elencati in Tabella 4. La significatività degli stessi è valutata per mezzo del test t-Student con

livello di significatività 0.05. Le figure Figura 13 e Figura 14 mostrano, per entrambi i parametri, i valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale appena descritta e l'andamento dei residui. Per la cross-validazione del metodo si rimanda al paragrafo 2.4.

$$\ln\left(\frac{1}{b}\right) = \beta_1 + \beta_2 \cdot \ln(ku_{fa}) + \beta_3 \cdot \ln(LDP) + \beta_4 \cdot \ln(LDP_S) \quad 2.3-8$$

$$c = \beta_5 + \beta_6 \cdot \ln(H_{media}) + \beta_7 \cdot \ln(LDP) + \beta_8 \cdot \ln(IDFn) \quad 2.3-9$$

Tabella 4: coefficienti β per le equazioni 2.3-8 e 2.3-9.

Coefficients			Coefficients		
	Coefficienti	p-value		Coefficienti	p-value
β_1	3.7285	0.0002	β_5	4.8403	$7.2 \cdot 10^{-8}$
β_2	-2.0775	0.0020	β_6	-0.58869	$1.7 \cdot 10^{-10}$
β_3	0.5006	0.0016	β_7	0.13813	0.0003
β_4	-0.7715	0.0001	β_8	0.80202	0.0151

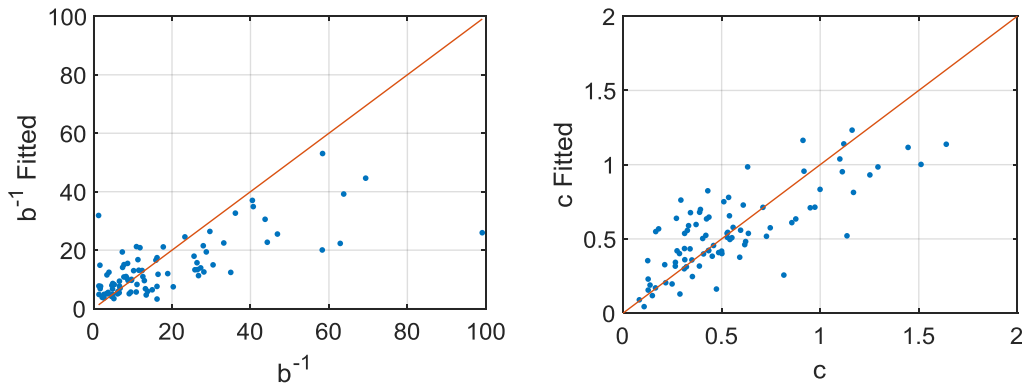


Figura 13: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale eq. 2.3-8 e 2.3-9.

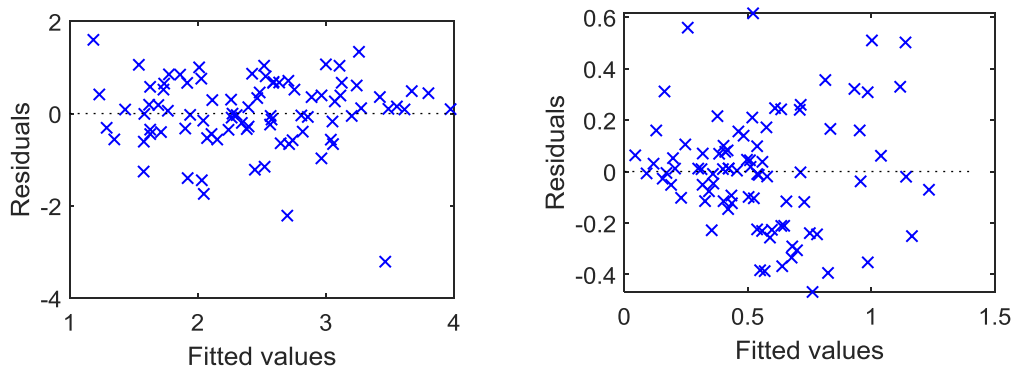


Figura 14: andamento dei residui per $1/b$ secondo l'eq. 2.3-8 a sinistra e per c secondo l'equazione 2.3-9 a destra.

L'assenza di trend nei residui è verificata, mentre per quanto riguarda l'omoschedaticità dei residui sia per c mentre per $1/b$ la distribuzione dei residui differisce leggermente dalla distribuzione normale. In ogni caso, come riassunto in Tabella 5 le distribuzioni dei descrittori coinvolti sono solo moderatamente asimmetriche (coefficiente di asimmetria compreso tra -1 e -0.5 o tra 0.5 e 1). Benché la trasformazione di Box-Cox conduca a delle distribuzioni dei descrittori approssimativamente simmetriche (coefficiente di asimmetria tra -0.5 e 0.5), la qualità dei modelli

risulta globalmente inferiore in termini di R^2_{adj} (Tabella 3) rispetto ai modelli ottenuti utilizzando le variabili trasformate con la trasformazione logaritmica.

Tabella 5: valori del coefficiente di asimmetria per i descrittori utilizzati nei modelli elencati in Tabella 3 con diverse trasformazioni.

	Nessuna trasformazione	Box-Cox	Logaritmo naturale
b^{-1}	1.8609	-0.0157	-0.2041
c	1.0915	-0.0126	-0.277
H_{media}	0.0480	-0.1557	-0.6874
LDP	1.6081	-0.0599	0.3708
IDFn	-0.3726	-0.0495	-0.7355
ku_{fa}	0.2162	0.0061	-0.2294

Si precisa che, relativamente ai modelli di stima di c a partire da 3 descrittori, i modelli elencati in Tabella 3 sono quelli ritenuti maggiormente applicabili tra i migliori delle rispettive categorie individuati in via automatica sulla base della significatività dei parametri e del coefficiente di determinazione. Sia applicando la trasformazione logaritmica che la trasformazione di Box-Cox si ottengono infatti rispettivamente 2 e 7 modelli con R^2_{adj} leggermente superiore ma nei quali compaiono come variabili indipendenti i momenti di ordine 3 e 4 della funzione di ampiezza (Tabella 6). Non è stato possibile utilizzare lo stesso approccio per $1/b$ poiché avrebbe portato ad una maggiore riduzione di R^2_{adj} .

Si può notare come i descrittori utilizzati siano sostanzialmente gli stessi sia per c che per $1/b$. Risulta inoltre evidente come, nonostante l'alta correlazione tra b e c ($ID=b_da_c$), il modo più robusto per stimare b non sia in funzione di c come dimostra l'ultimo modello in Tabella ($ID=b_da_c3ln$) in cui b è stimato in funzione di c stimato con la migliore stima regionale individuata ($ID=c3ln$) tra quelle elencate in Tabella 3.

Tabella 6: migliori 10 modelli per c ottenuti con la procedura di ranking automatica per le diverse trasformazioni (logaritmica e Box-Cox).

Trasformazione logaritmica			Trasformazione Box-Cox		
Ranking	R^2_{adj}	Descrittori	Ranking	R^2_{adj}	Descrittori
1	0.6188	H_{media}, ku_{fa}, LDP	1	0.5874	H_{media}, ku_{fa}, LDP
2	0.6157	A, H_{media}, ku_{fa}	2	0.5857	A, H_{media}, ku_{fa}
3	0.5879	$H_{media}, LDP, IDFn$	3	0.5822	H_{media}, sk_{fa}, LDP
4	0.5839	H_{media}, sk_{fa}, LDP	4	0.5689	H_{media}, R_s, LDP
5	0.5836	X_b, ku_{fa}, LDP_s	5	0.5663	A, H_{media}, sk_{fa}
6	0.5835	$H_{media}, ku_{fa}, LDP_s$	6	0.5525	$H_{media}, ku_{fa}, LDP_s$
7	0.5781	$H_{media}, LDP, Lca_{12h}$	7	0.5515	H_{media}, F_f, sk_{fa}
8	0.5717	$A, H_{media}, IDFn$	8	0.5487	$H_{media}, LDP, IDFn$
9	0.5717	A, H_{media}, sk_{fa}	9	0.5457	$ku_{fa}, LDP_s, IDFa$
10	0.5683	$H_{media}, LDP_s, IDFn$	10	0.5398	X_b, ku_{fa}, LDP_s

2.3.4 Alternating Conditional Expectation algorithm (ACE)

In questo paragrafo si introduce brevemente l'algoritmo ACE di Breiman e Friedman (Breiman and Friedman, 1985a), successivamente viene descritta dettagliatamente l'applicazione per la stima dei parametri b e c della CRCP secondo la formula di NERC ed in fine si presentano i migliori risultati ottenuti.

Due obiettivi comuni nei problemi di regressione sono la stabilizzazione della varianza dell'errore e la simmetrizzazione o la normalizzazione della distribuzione degli errori. ACE persegue un obiettivo più vasto infatti, oltre a questi 2 obiettivi mira a trovare quelle trasformazioni che producano il miglior modello additivo. Siano Y e X_1, \dots, X_p rispettivamente le variabili casuali della risposta e dei predittori. Siano $\theta(Y)$ e $\Phi_i(X_i)$, con $i=1, \dots, p$ funzioni misurabili con media 0 delle corrispondenti variabili. Le funzioni di trasformazioni ottimali $(\theta^*, \Phi_1^*, \dots, \Phi_p^*)$ sono le trasformazioni che minimizzano l'errore e^2 della regressione della variabile dipendente trasformata $\theta(Y)$ sulla somma delle variabili indipendenti trasformate $\sum_{i=1}^p \Phi_i(X_i)$:

$$e^2(\theta^*, \Phi_1^*, \dots, \Phi_p^*) = \min_{\theta, \Phi_1, \dots, \Phi_p} \left(\frac{E \left\{ [\theta(Y) - \sum_{i=1}^p \Phi_i(X_i)]^2 \right\}}{E[\theta^2(Y)]} \right) \quad 2.3-10$$

Le trasformazioni ottimali si ottengono attraverso una serie iterativa di minimizzazioni di funzioni in cui la minimizzazione iterativa e la media condizionata sono le 2 operazioni matematiche di base coinvolte (da qui trae origine il nome dell'algoritmo). Assumendo $E[\theta^2(Y)] = 1$, la minimizzazione iterativa dell'errore e^2 , cioè della quantità da minimizzare nell'eq. 2.3-10, si riconduce alle seguenti equazioni (Szucs and Horne, 2009):

$$\Phi_i(X_i) = E \left[\theta(Y) - \sum_{j \neq i}^p \Phi_j(X_j) | X_i \right] \quad 2.3-11$$

$$\theta(Y) = \frac{E[\sum_{i=1}^p \Phi_i(X_i) | Y]}{\|E[\sum_{i=1}^p \Phi_i(X_i) | Y]\|} \quad 2.3-12$$

Si veda (Breiman and Friedman, 1985) per i dettagli sull'algoritmo d'iterazione.

Nella pratica si conosce solo un campione delle distribuzioni Y, X_1, \dots, X_p . Sia questo campione un insieme di dati $\{(y_k, x_{k1}, \dots, x_{kp}), 1 \leq k \leq N\}$, le funzioni ottenute dal metodo ACE saranno allora $(\hat{\theta}^*, \hat{\Phi}_1^*, \dots, \hat{\Phi}_p^*)$, cioè le stime delle corrispondenti trasformazioni ottimali. L'errore e^2 da minimizzare diventa il classico errore quadratico medio di una regressione e la media condizionata viene sostituita da un funzione basata sull'interpolazione lineare locale in una finestra di ampiezza variabile definita sulla base di una cross-validazione locale (Friedman and Stuetzle, 1982). Quando si utilizza un campione (come nel seguito) l'algoritmo valuta $(\hat{\theta}^*, \hat{\Phi}_1^*, \dots, \hat{\Phi}_p^*)$ in tutti gli N valori considerati. Le trasformazioni ottimali risultanti vengono fornite solo graficamente come $\hat{\theta}^*$ vs il il valore corrispondente. Un esempio è riportato in Figura 15 dove con x sono indicate le variabili indipendenti e con

t_{x_i} le corrispondenti trasformate mentre con y e t_y si indicano rispettivamente la variabile dipendente e la sua trasformata. Note le curve per punti, si entra nei grafici con x_1 e x_2 e si esce con t_{x_1} e t_{x_2} (freccie nere), si calcola t_y sommando t_{x_1} e t_{x_2} e si esce dal grafico con y (freccie rosse).

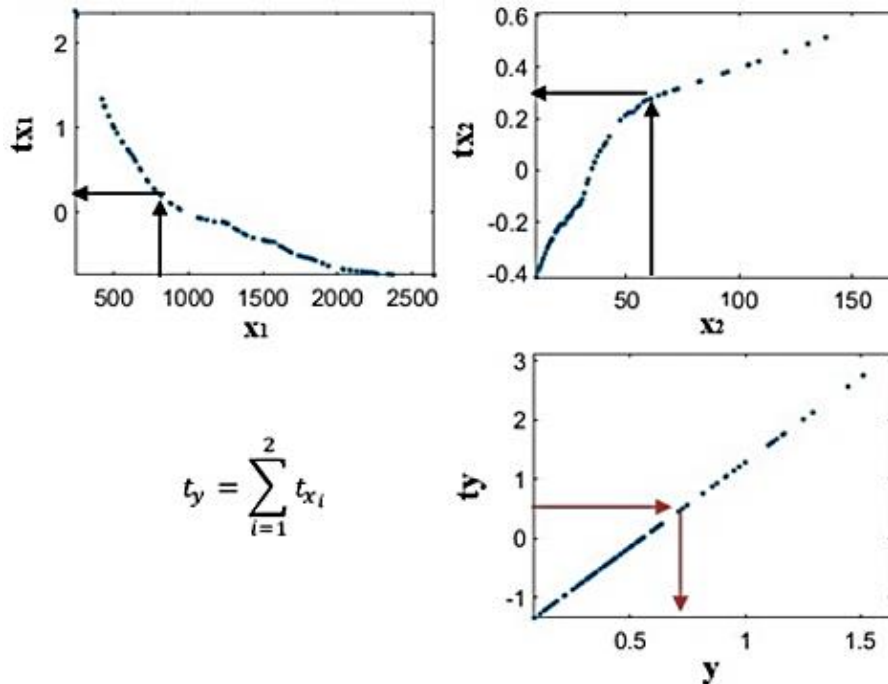


Figura 15: esempio di utilizzo del metodo ACE. Con x sono indicate le variabili indipendenti e con t_x le corrispondenti trasformate mentre con y e t_y si indicano rispettivamente la variabile dipendente e la sua trasformata. Note le curve per punti, si entra nei grafici con x_1 e x_2 e si esce con t_{x_1} e t_{x_2} (freccie nere), si calcola t_y sommando t_{x_1} e t_{x_2} e si esce dal grafico con y (freccie rosse).

ACE è implementato in un pacchetto R (Spector et al., 2016). Per poter generare tutte le possibili combinazioni a 2 e 3 variabili citate nel capitolo 2.3 è stato scritto un codice in Matlab che richiama l'ambiente R, esegue ACE e analizza i risultati. Per rendere più agevole l'utilizzo dei modelli ottenuti, le trasformazioni ottimali $t_y = \hat{\theta}^*$ delle variabili dipendenti (b^{-1} e c) sono state forzate ad essere lineari, mentre alle trasformate ($t_{x_i} = \hat{\Phi}_i^*$) delle variabili indipendenti è stato posto il solo vincolo di essere monotone.

I migliori modelli in termini di R^2_{adj} sono elencati in Tabella 7 e le curve sono mostrate nelle figure da Figura 18 a Figura 21. I valori stimati sono confrontati con quelli osservati in Figura 16 per il modello con R^2_{adj} maggiore e RRMSE minore per il parametro c ($R^2_{adj} = 0.6483$ e RRMSE = 0.36) e per il parametro b^{-1} ($R^2_{adj} = 0.4881$ e RRMSE = 0.70). Il primo modello per c a 3 descrittori (H_{media} , LDP, $cv[rp]$) non viene considerato poiché la curva di trasformazione del terzo descrittore $cv[rp]$ ha un andamento spezzato riconducibile ad un raggruppamento in 2 sottogruppi del campione (Breiman and Friedman, 1985b)

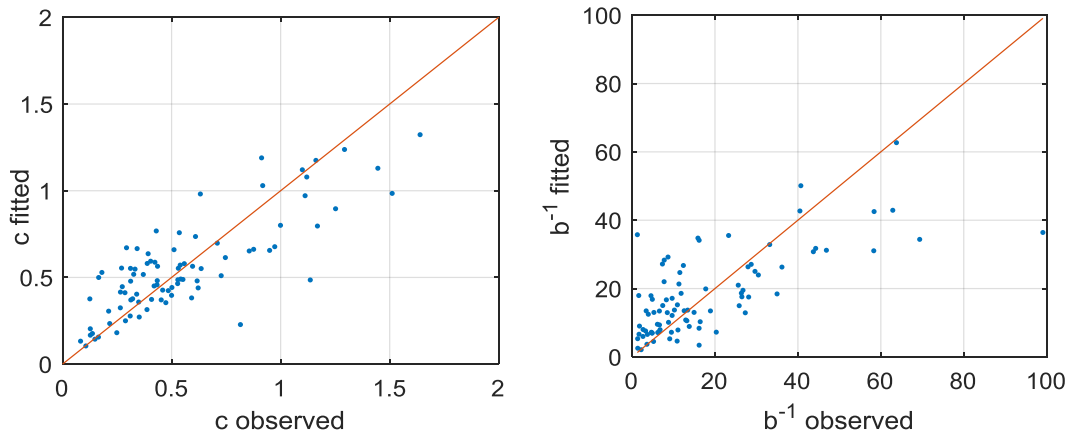


Figura 16: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale a sinistra il modello regionale ACE per c funzione di H_{media} , LDP, IDFn e a destra il modello regionale ACE per b funzione di A, H_{media} , F_f (evidenziati in Tabella 7).

Per utilizzare il modello in siti non strumentati i descrittori del bacino in questione devono ricadere nell'intervallo di definizione della trasformata corrispondente, cioè devono appartenere all'intervallo di valori assunti nei bacini utilizzati per la costruzione del modello. Le trasformate $t_{x,i}$ devono essere valutate graficamente e infine il valore di b^{-1} o c si ottiene invertendo graficamente la funzione t_y definita nell'eq. 2.3-13.

$$t_y = \sum_{i=1}^p t_{x_i} \quad 2.3-13$$

Tabella 7: migliori modelli in termini di R^2_{adj} ottenuti con il metodo ACE considerando 2 o 3 variabili indipendenti. Sono evidenziati i modelli con R^2_{adj} maggiore e RRMSE minore di cui verrà proposta la cross-validazione nel capitolo 2.4.

n. descrittori	y	x	Trasformate	R^2_{adj}	RRMSE
3	c	H_{media} , LDP, cv[rp]	Figura 17	0.6487	0.36
3	c	H_{media}, LDP, IDFn	Figura 18	0.6483	0.36
2	c	H_{media} , LDP	Figura 19	0.6115	0.39
3	b^{-1}	A, H_{media}, F_f	Figura 20	0.4881	0.70
2	b^{-1}	H_{media} , LDP	Figura 21	0.4306	0.75

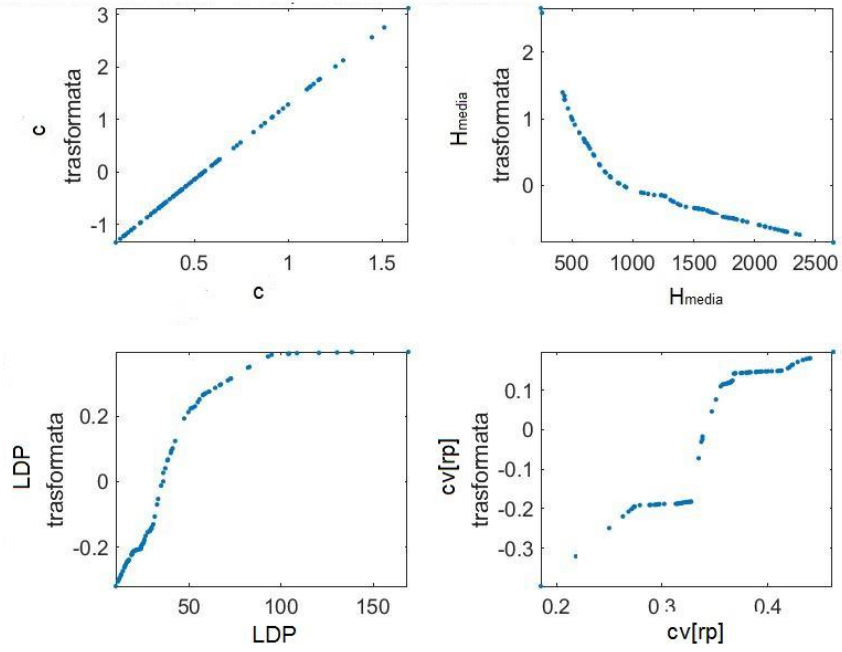


Figura 17: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti scartato (modello a 3 descrittori non evidenziato in Tabella 7).

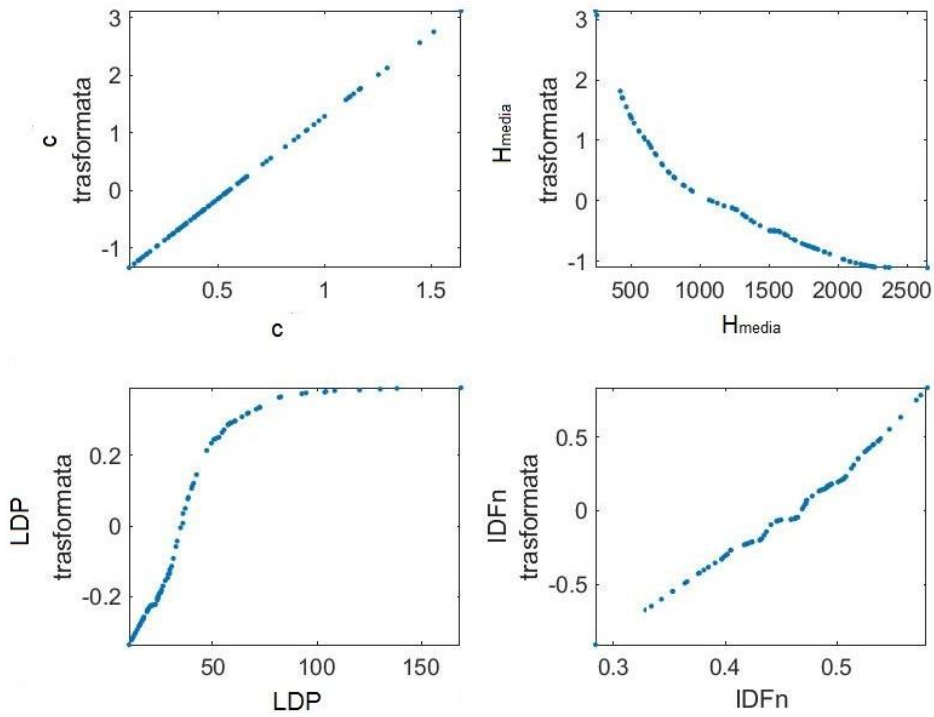


Figura 18: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti (modello a 3 descrittori evidenziato in Tabella 7).

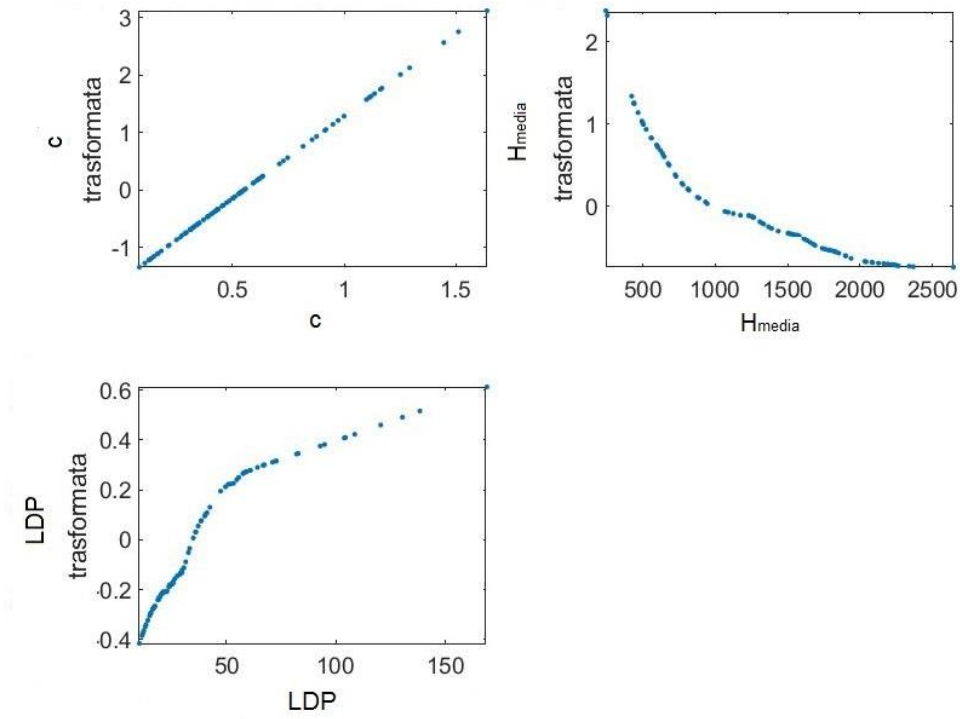


Figura 19: modello ACE per la stima del parametro c della CRCP a partire da 2 variabili indipendenti (modello a 2 descrittori in Tabella 7).

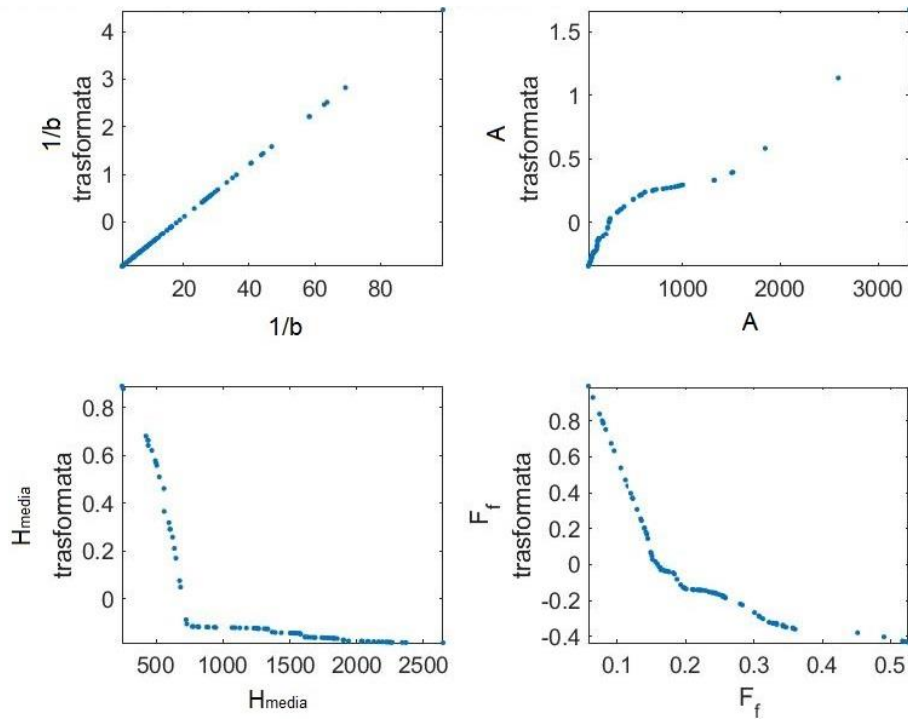


Figura 20: modello ACE per la stima del parametro b^{-1} della CRCP a partire da 3 variabili indipendenti (modello a 3 descrittori evidenziato in Tabella 7).

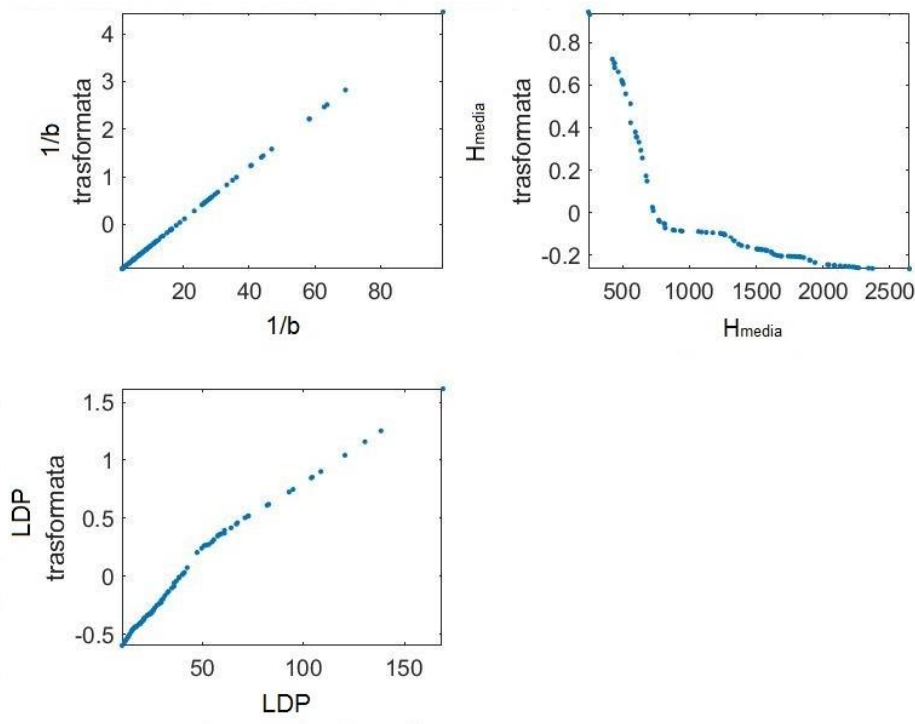


Figura 21: modello ACE per la stima del parametro b^{-1} della CRCP a partire da 2 variabili indipendenti (modello a 2 descrittori in Tabella 7).

2.3.5 Canonical Correlation Analysis (CCA)

L'analisi di correlazione canonica (CCA) è un metodo per esplorare la relazione tra due gruppi di variabili multivariate. Nel caso in oggetto, i due gruppi sono rappresentati dai parametri della CRCP (b^{-1} e c) e dai descrittori del bacino. La CCA permette di determinare quale sia la combinazione lineare delle variabili del primo gruppo maggiormente correlata con una combinazione lineare delle variabili del secondo gruppo.

La CCA è largamente utilizzata in statistica, per esempio le regressioni multivariate e l'analisi fattoriale dei discriminanti sono dei casi particolari del metodo CCA (Ouarda et al., 2001). Altri metodi che si possono ricondurre a questa famiglia sono stati applicati nel campo dell'idrologia fin dai primi lavori di Snyder (Snyder, 1962) e Wong (Wong, 1963). In anni più recenti Ouarda et al. (Ouarda et al., 2000) hanno sviluppato una procedura basata sulla CCA per valutare a stima regionale congiunta dei volumi e dei picchi di portata primaverili per i bacini del Canada del Nord. Un'altra applicazione si può trovare in (Ouarda et al., 2008) in cui gli autori fanno un confronto tra quattro metodi regionali di stima delle portate di picco in funzione del periodo di ritorno per siti non strumentati basato sui dati di tre bacini messicani. In quest'ultimo lavoro gli autori dimostrano che i metodi basati sulla CCA risultano essere quelli maggiormente performanti.

Sia \mathbf{X} la matrice dei descrittori dei bacini, cioè una matrice con n righe e p colonne, con n numero dei bacini nel campione e p numero dei descrittori utilizzati. E sia \mathbf{Y} la matrice dei parametri b^{-1} e c delle CRCP osservate: la prima colonna di

\mathbf{Y} contiene il parametro b^{-1} di ciascun bacino ottenuto adattando la forma della CRCP secondo NERC ai dati osservati (capitolo 2.2); analogamente la seconda colonna contiene i valori del parametro c . In questo caso \mathbf{Y} è una matrice $n \times 2$, ma potrebbe essere una qualsiasi una matrice $n \times q$, con $q \leq p$. Si definiscono 2 matrici di variabili canoniche \mathbf{U}_{nxq} e \mathbf{V}_{nxq} , dove q è il rango minimo tra \mathbf{X} e \mathbf{Y} ed è anche il numero minimo di colonne della matrice con il minor numero di colonne tra \mathbf{X} e \mathbf{Y} , dato che le variabili contenute nelle due matrici sono linearmente indipendenti.

$$\mathbf{U}_{nxq} = [\mathbf{X}_{nxp} - \bar{\mathbf{X}}_{nxp}] \mathbf{A}_{pxq} \quad 2.3-14$$

$$\mathbf{V}_{nxq} = [\mathbf{Y}_{nxq} - \bar{\mathbf{Y}}_{nxq}] \mathbf{B}_{qxq} \quad 2.3-15$$

Nelle equazioni 2.3-14 e 2.3-15 ciascuna colonna della matrice $\bar{\mathbf{X}}$ è uguale al valor medio della corrispondente colonna \mathbf{x}_j di \mathbf{X} , cioè $\bar{x}_{ij} = E(\mathbf{x}_j)$ e, analogamente $\bar{y}_{ij} = E(\mathbf{y}_j)$. Ciascuna colonna di \mathbf{U} e \mathbf{V} è una variabile canonica e le colonne corrispondenti di \mathbf{A} e \mathbf{B} rispettivamente contengono i coefficienti canonici di opportunamente scalati in modo che le matrici di covarianza delle variabili canoniche siano la matrice identità:

$$\begin{aligned} var(\mathbf{u}_j) &= var(\mathbf{v}_j) = 1 \\ cov(\mathbf{u}_j, \mathbf{u}_i) &= cov(\mathbf{v}_j, \mathbf{v}_i) = 0 \\ cov(\mathbf{u}_j, \mathbf{v}_i) &= cov(\mathbf{u}_i, \mathbf{v}_j) = 0 \end{aligned} \quad 2.3-16$$

La correlazione canonica tra la j -esima coppia di variabili canoniche (i.e. \mathbf{u}_j e \mathbf{v}_j) è la correlazione scritta nell' eq.2.3-17.

$$\rho = \frac{cov(\mathbf{u}_j, \mathbf{v}_j)}{\sqrt{var(\mathbf{u}_j)var(\mathbf{v}_j)}} \quad 2.3-17$$

L'obiettivo della CCA è trovare i coefficienti \mathbf{a}_j e \mathbf{b}_j che massimizzino ρ (eq. 2.3-17) sotto le condizioni eqq.2.3-16. In altre parole, definita \mathbf{C} la matrice di covarianza delle variabili \mathbf{x}_j e \mathbf{y}_i , con $j=1, \dots, p$ e $i = 1, \dots, q$ (eq. 2.3-18),

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{XX} & \mathbf{C}_{XY} \\ \mathbf{C}_{YX} & \mathbf{C}_{YY} \end{pmatrix} \quad 2.3-18$$

i coefficienti \mathbf{a} e \mathbf{b} sono rispettivamente gli autovettori di $\mathbf{C}_{XX}^{-1}\mathbf{C}_{XY}\mathbf{C}_{YY}^{-1}\mathbf{C}'_{XY}$ e $\mathbf{C}_{YY}^{-1}\mathbf{C}'_{YX}\mathbf{C}_{XX}^{-1}\mathbf{C}_{XY}$ e ρ è la radice quadrata del corrispondente autovalore (Ouarda et al., 2001). Note le q triplette di soluzione ($\mathbf{a}_j, \mathbf{b}_j, \rho$), si considera solo la tripletta con ρ maggiore a cui nel seguito ci si riferirà semplicemente con $\mathbf{a}_1, \mathbf{b}_1, \rho$.

Per la prima applicazione del metodo si considerano tutti i descrittori a cui è stato assegnato indice 1 per la procedura di pruning (Tabella 1). La matrice \mathbf{X} risulta pertanto essere 110×10 , mentre la matrice \mathbf{Y} ha dimensioni 110×2 . I coefficienti \mathbf{A}, \mathbf{B} , i valori medi $\mathbf{x}_{1,\dots,10}$ e $\mathbf{y}_{1,2}$ e ρ sono riassunti in Tabella 8.

I parametri c e b della CRCP in siti non strumentati possono essere calcolati sfruttando la CCA nel seguente modo:

- I. si calcola \mathbf{U} secondo l'equazione 2.3-14;
- II. si stima $\hat{\mathbf{V}}$ imponendo $\hat{\mathbf{V}} = \rho \cdot \mathbf{U}$;
- III. dall'equazione 2.3-15 si calcola $\hat{\mathbf{Y}} = \hat{\mathbf{V}} \cdot \mathbf{B}^{-1} + \bar{\mathbf{Y}}$;
- IV. i parametri c e b della CRCP sono rispettivamente $b = \hat{y}_{11}^{-1}$ e $c = \hat{y}_{12}$.

Per questo modello i valori di R^2_{adj} e RRMSE risultano rispettivamente 0.4432 e 0.7314 per b^{-1} e 0.5800 e 0.3993 per c (si ricorda che il numero di variabili indipendenti utilizzate per la stima regionale è 10). La Figura 22 mostra le variabili canoniche utilizzate per questo modello. La Figura 23 mostra, per entrambi i parametri, i valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale appena descritta; per la cross-validazione del metodo si rimanda al paragrafo 2.4.

Tabella 8: coefficienti del modello per la stima regionale dei parametri b e c della CRCP con il metodo CCA a partire da 10 variabili indipendenti classificate con indice 1 nella Tabella 1.

Descrittori	x'_j	a_1	a_2
A	430.68	$-5.1894 \cdot 10^{-4}$	$-5.8926 \cdot 10^{-5}$
H_{media}	1290.50	$-1.4485 \cdot 10^{-3}$	$2.3539 \cdot 10^{-4}$
X_b	403985.71	$6.2250 \cdot 10^{-6}$	$2.9468 \cdot 10^{-6}$
Y_b	4976076.19	$3.4813 \cdot 10^{-6}$	$1.7074 \cdot 10^{-6}$
D_d	0.64	1.3540	2.9862
LDP	44.04	$8.0066 \cdot 10^{-3}$	$2.2960 \cdot 10^{-2}$
MAP	1239.83	$-2.7431 \cdot 10^{-3}$	$-5.9138 \cdot 10^{-4}$
IDFa	24.03	0.1003	$-4.2900 \cdot 10^{-3}$
IDFn	0.46	11.9365	0.4314
c_f	0.44	-0.7036	-3.4828
	y'_j	b_1	b_2
$1/b$	18.5718	-0,0264	0,0865
c	0.5628	3,8355	-2,7990
ϱ		0.7781	

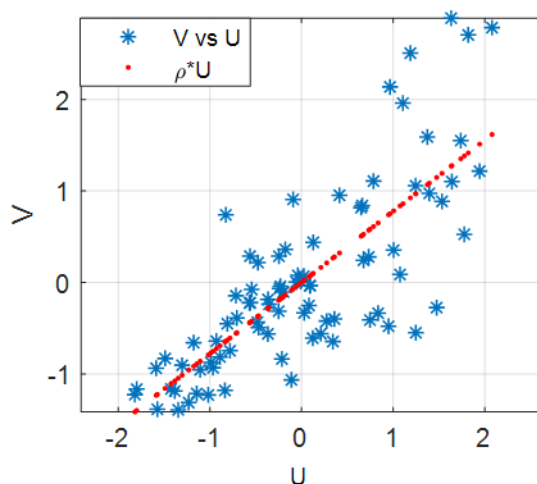


Figura 22: variabili canoniche (ottenute a partire da 10 descrittori) utilizzate per il modello di stima regionale dei parametri $1/b$ e c delle CRCP.

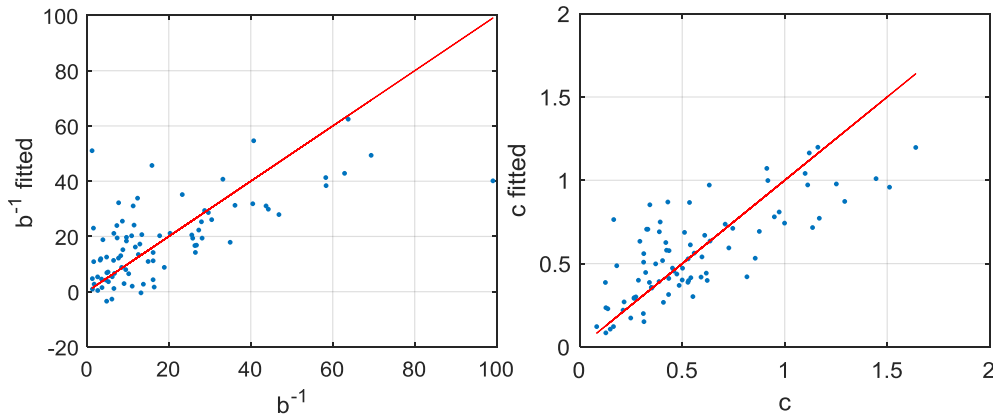


Figura 23: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale con il metodo CCA a partire dai 10 descrittori con indice 1 nel pruning per i parametri $1/b$ e c della CRCP.

La stessa procedura è stata applicata utilizzando tutte le possibili combinazioni di 2 e 3 descrittori (in analogia con il numero di variabili indipendenti utilizzate nei modelli descritti ai paragrafi 2.3.3 e 2.3.4) per valutare l'effetto sul modello finale dell'utilizzo di un numero inferiore di variabili indipendenti. Le migliori 5 combinazioni che utilizzano 2 descrittori sono elencate in Tabella 9, mentre le migliori 10 a 3 descrittori sono elencate in Tabella 10. Tra queste, il modello più significativo da un punto di vista idrologico e pratico è l'ottavo poiché, ricordando gli indici di qualità assegnati per la selezione iniziale dei descrittori (Tabella 1), è il modello che utilizza descrittori con indici inferiori: non compare nessun indice 3 a differenza di quanto succede per tutti gli altri (par. 2.3.1). Per questo modello i coefficienti **A**, **B**, i valori medi $x_{1,\dots,3}$ e $y_{1,2}$ e q sono riassunti in Tabella 11. I valori di R^2_{adj} si riducono molto sia per c che per b , in particolare per quest'ultimo il modello non è esplicativo infatti i valori di R^2_{adj} e RRMSE risultano essere rispettivamente -0.1 e 1.03 per b^{-1} e 0.39 e 0.48 per c . La Figura 24 mostra le variabili canoniche utilizzate per questo modello. La Figura 25 mostra, per entrambi i parametri, i valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale appena descritta; per la cross-validazione del metodo si rimanda al paragrafo 2.4.

Si osserva che le possibili combinazioni a 3 parametri sono 5984, ma solo 150 di esse forniscono risultati migliori in termini di correlazione q rispetto al miglior risultato di una combinazione a 2 descrittori. Le migliori 5 combinazioni a 2 descrittori occupano le posizioni 151, 155, 177, 206 e 220 nella classifica delle 6545 combinazioni utilizzate e sono elencate in Tabella 9.

Tabella 9: migliori 5 combinazioni (classificazione sulla base di q) ottenute utilizzando solo 2 descrittori (posizioni 151, 155, 177, 206 e 220 nella classifica delle 6545 combinazioni utilizzate).

Ranking	Descrittori	q
1	H_{media}, ku_{fa}	0.72490
2	H_{media}, Lca_{3h}	0.72487
3	$H_{media}, cv[rp]$	0.72415
4	H_{media}, Lca_{12h}	0.72312
5	H_{media}, IDF_n	0.72276

Tabella 10: migliori 5 combinazioni (classificazione sulla base di q) ottenute utilizzando 2 o 3 descrittori in analogia con il numero di variabili indipendenti utilizzate nei modelli descritti nei paragrafi 2.3.3 e 2.3.4. Il modello evidenziato è quello più significativo da un punto di vista idrologico e pratico sulla base degli indici di qualità utilizzati nel pruning (par. 2.3.1).

Ranking	Descrittori	Indice di qualità (Tabella 1)	q
1	H_{media} , ku_{fa} , $Fourier_{B2}$	1, 3, 2	0,74699
2	H_{media} , Lca_{12h} , $cv[rp]$	1, 2, 3	0,74650
3	H_{media} , ku_{fa} , MAP_{std}	1, 3, 2	0,74586
4	H_{media} , Lca_{3h} , $cv[rp]$	1, 2, 3	0,74253
5	H_{media} , ku_{fa} , $cv[rp]$	1, 3, 3	0,74153
6	H_{media} , ku_{fa} , $IDFn$	1, 3, 1	0,74109
7	H_{media} , R_s , $cv[rp]$	1, 2, 3	0,74026
8	H_{media}, R_s, $IDFn$	1, 2, 1	0,73923
9	H_{media} , ku_{fa} , Lca_{12h}	1, 3, 2	0,73903
10	H_{media} , ku_{fa} , Lca_{3h}	1, 3, 2	0,73852

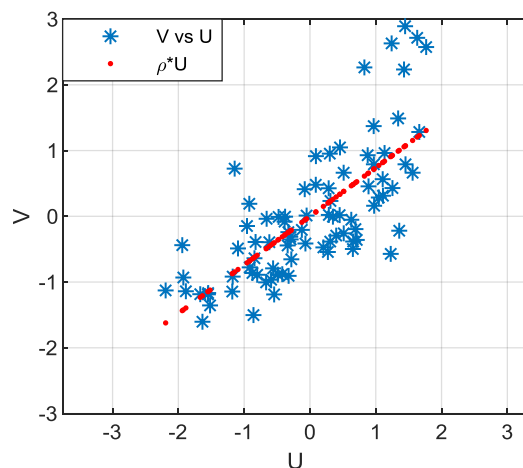


Figura 24: variabili canoniche che massimizzano q ottenute a partire da 3 descrittori.

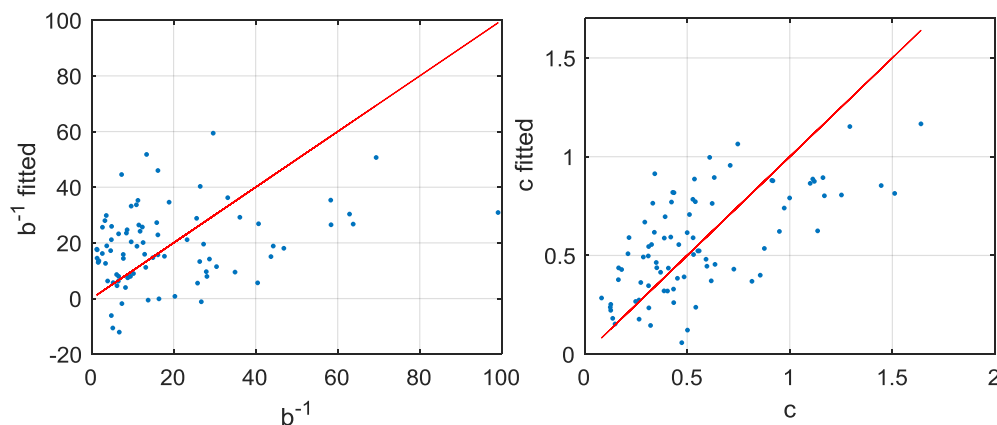


Figura 25: valori ottenuti dalle stime locali su quelli ottenuti dalla stima regionale con il metodo CCA a partire da 3 descrittori per i parametri $1/b$ e c della CRCP.

Tabella 11: coefficienti del modello migliore per la stima regionale dei parametri b e c della CRCP con il metodo CCA a partire da 3 variabili indipendenti classificate con indice 1 nella Tabella 1.

Descrittori	x^2_j	a_1	a_2
H_{media}	1290.50	-0.0023	0.0018
R_s	2.1834	-0.3847	-0.2578
IDFn	0.46	7.5196	-26.0262
	y^2_j	b_1	b_2
$1/b$	18.5718	-0.0379	0.0821
c	0.5628	4.1778	-2.2565
q		0.7392	

2.4 Discussione e risultati

Ciascuno dei metodi di regionalizzazione descritti nel capitolo 2.3 è stato utilizzato per stimare i parametri b^{-1} e c della CRCP secondo NERC (NERC, 1975) utilizzando come dati di partenza i descrittori di 87 bacini piemontesi (Gallo et al., 2013). I modelli più significativi introdotti nel capitolo 2.3 sono stati validati secondo una procedura di cross-validazione: nota la struttura del modello, viene eliminato un bacino dalla serie di dati, si ristimano i coefficienti del modello e con questi si stima il valore della variabile dipendente (c o b^{-1}) per il bacino escluso. La sequenza di operazioni si ripete escludendo a turno tutti i bacini del campione iniziale. A questo punto ogni stazione avrà 3 coppie di parametri (c o b^{-1}): locali, regionalizzati, cross-validati. Si osserva che per il metodo ACE (par. 2.3.4) questo implica la stima delle curve di trasformazione tante volte quanti sono i bacini e, per il metodo CCA (par. 2.3.5), la stima delle matrici U, V, A e B tante volte quanti sono i bacini. Le figure da Figura 26 a Figura 29 mostrano un confronto tra i valori ottenuti dalla regionalizzazione e quelli ottenuti dalla cross-validazione per i migliori modelli dei 3 diversi metodi. In particolare, in Figura 26 sono rappresentati i risultati ottenuti con le regressioni lineari 2.3-8 e 2.3-9: passando dal modello alla cross-validazione si ha che per $1/b$ R^2_{adj} scende da 0.4287 a 0.3669 e RRMSE sale da 0.74 a 0.78, mentre per c si passa da 0.5879 a 0.5374 per R^2_{adj} e da 0.40 a 0.42 per RRMSE.

In Tabella 12 è presente un confronto in termini di R^2_{adj} e RRMSE tra i valori ottenuti dalla regionalizzazione e quelli ottenuti dalla cross-validazione per tutti i modelli citati in precedenza.

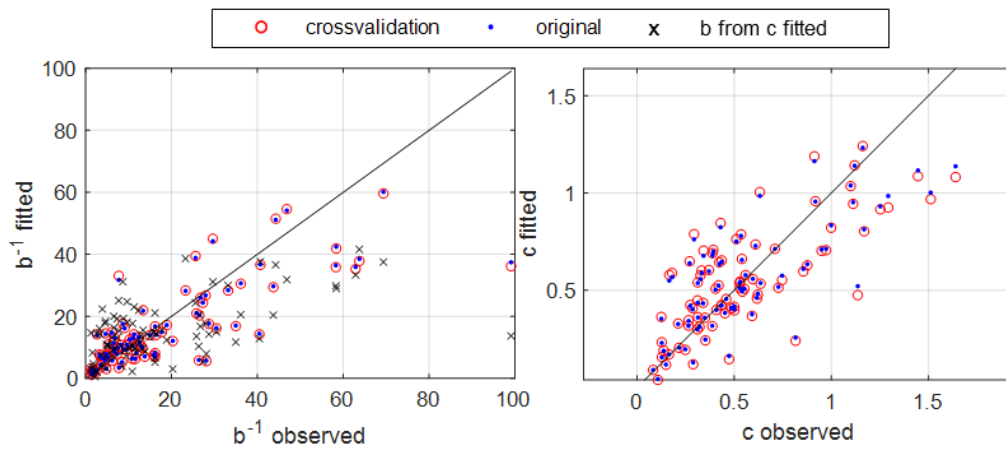


Figura 26: cross-validazione dei parametri $1/b$ e c della CRCP stimati con le regressioni lineari 2.3-8 e 2.3-9. Nel pannello di sinistra, i dati rappresentati con x si riferiscono al parametro $1/b$ stimato a partire da c stimato con l'equazione 2.1-12.

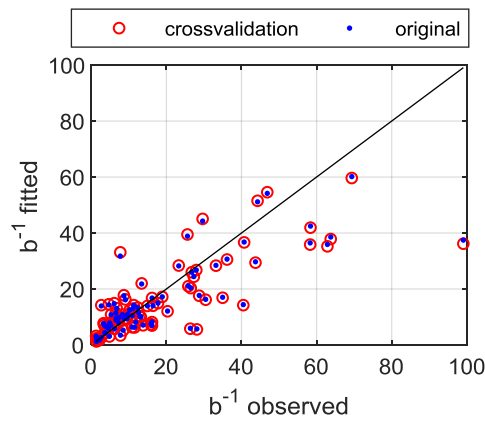


Figura 27: cross-validazione del modello di stima del parametro b^{-1} della CRCP a partire dal parametro c (ID= b_da_c in Tabella 3).

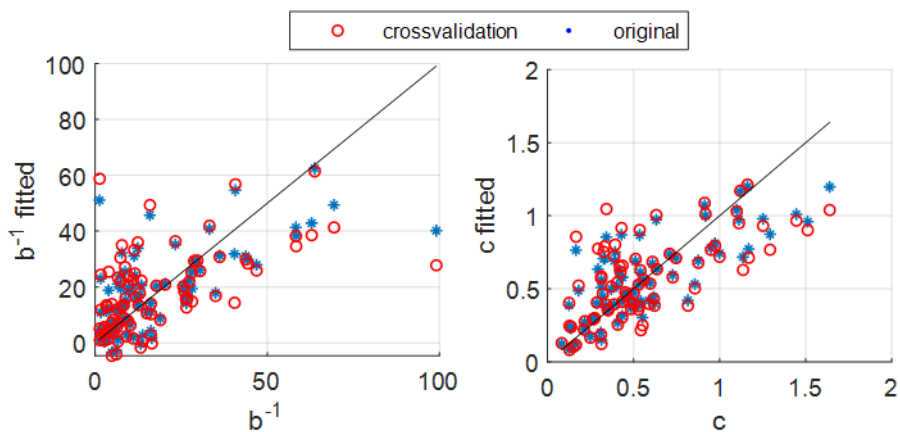


Figura 28: cross-validazione dei parametri $1/b$ e c della CRCP stimati con CCA a partire da 10 descrittori.

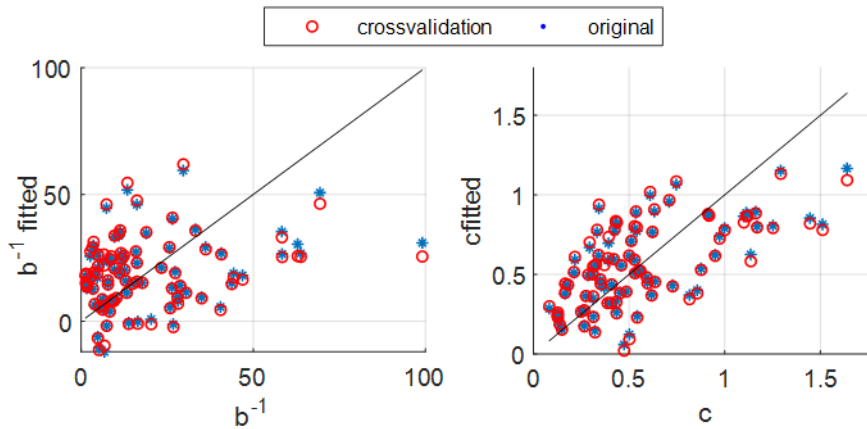


Figura 29: cross-validazione dei parametri $1/b$ e c della CRCP stimati con CCA a partire da 3 descrittori.

Tabella 12: cross-validazione dei modelli elencati nei parr. 2.3.3, 2.3.4 e 2.3.5. Confronto tra R^2_{adj} e RRMSE da regionalizzazione e da cross-validazione.

Tipo	ID	y	x	regionalizzazione		cross-validazione	
				R^2_{adj}	RRMSE	R^2_{adj}	RRMSE
reg.lin.	c3ln	c	$\ln(H_{media}, LDP, IDF_n)$	0.5879	0.40	0.5374	0.42
reg.lin.	c2ln	c	$\ln(H_{media}, LDP)$	0.5626	0.42	0.5267	0.43
reg.lin.	b3ln	$\ln(b^{-1})$	$\ln(ku_{fa}, LDPLDPs)$	0.4287	0.74	0.3669	0.78
reg.lin.	b2ln	$\ln(b^{-1})$	$\ln(H_{media}, LDP)$	0.3491	0.79	0.3006	0.83
reg.lin.	b_da_c	$\ln(b^{-1})$	$\ln(c)$	0.6190	0.61	0.6015	0.63
reg.lin.	b_da_c3ln	$\ln(b^{-1})$	$\ln(\hat{c})$, \hat{c} da c3ln	0.2856	0.84	0.2541	0.86
reg.lin.	b_da_c3	$\ln(b^{-1})$	$\ln(\hat{c})$, \hat{c} da c3ACE	0.3193	0.82	0.2768	0.85
reg.lin.	b_da_c2	$\ln(b^{-1})$	$\ln(\hat{c})$, \hat{c} da c2ACE	0.3318	0.81	0.3079	0.83
ACE	c3	c	H_{media}, LDP, IDF_n	0.6483	0.36	0.5250	0.43
ACE	c2	c	H_{media}, LDP	0.6115	0.39	0.5377	0.42
ACE	b3	b^{-1}	A, H_{media}, F_f	0.4881	0.70	0.3005	0.82
ACE	b2	b^{-1}	H_{media}, LDP	0.4306	0.75	0.2997	0.83
CCA	cca3	b^{-1}	H_{media}, R_s, IDF_n	-0.1	1.03	-0.23	1.09
		c		0.39	0.48	0.3254	0.51
CCA	cca10	b^{-1}	descrittori indice 1	0.4432	0.7314	0.2130	0.87
		c		0.5800	0.3993	0.4109	0.47

Nelle figure da Figura 30 a Figura 34 il pannello di sinistra mostra i risultati dei metodi di regionalizzazione in termini di differenze tra le CRCP ottenute adattando la curva ai dati osservati (stime locali) e le CRCP regionalizzate. Il pannello di destra, invece, mostra i risultati ottenuti in termini di differenze tra le CRCP calcolate con i parametri da stime locali e le CRCP calcolate con i parametri da cross-validazione.

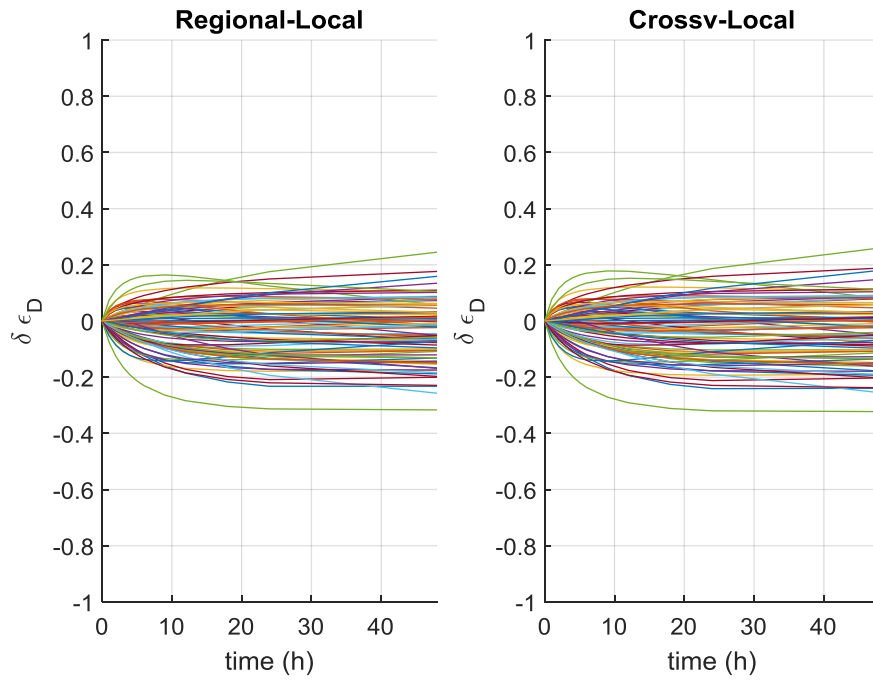


Figura 30: si considera la stima regionale lineare eq. 2.3-8 e 2.3-9 rispettivamente per il parametro $1/b$ che per c . A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).

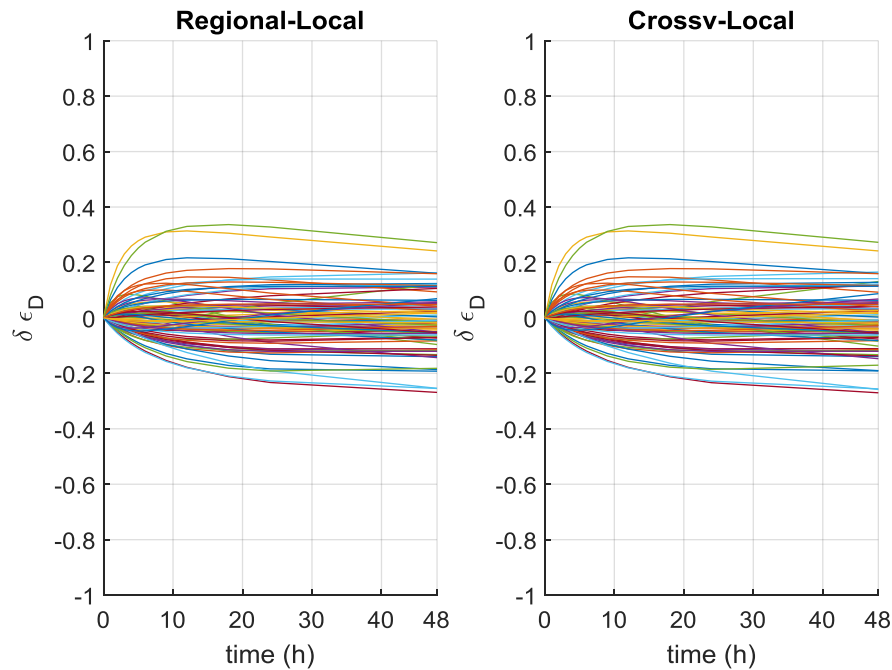


Figura 31: si considera la stima regionale lineare eq. 2.3-9 per c , mentre il parametro $1/b$ si stima in funzione di c ($ID=b_da_c$ Tabella 3). A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).

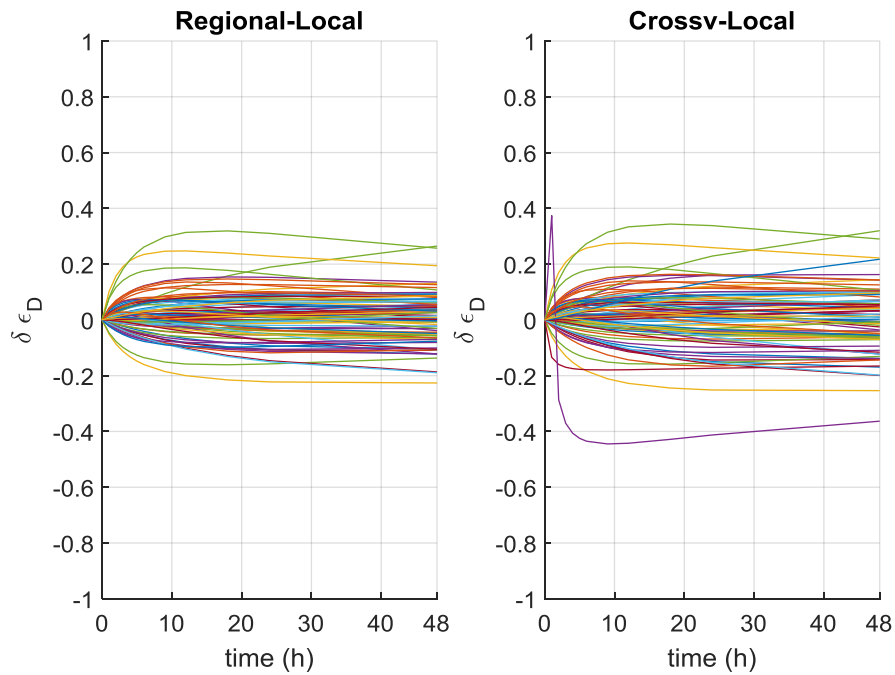


Figura 32: si considera la stima regionale con il metodo ACE, modelli c3 e b3 (evidenziati in Tabella 7) rispettivamente per il parametro $1/b$ che per c . A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).

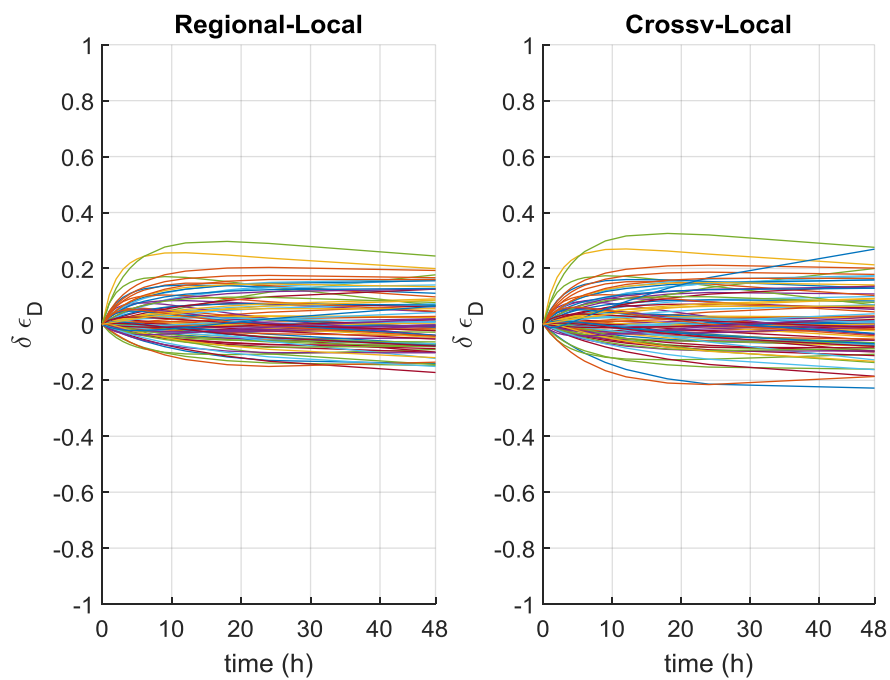


Figura 33: si considera la stima regionale con il metodo ACE, modelli c2 e b2 (in Tabella 7) rispettivamente per il parametro $1/b$ che per c . A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).

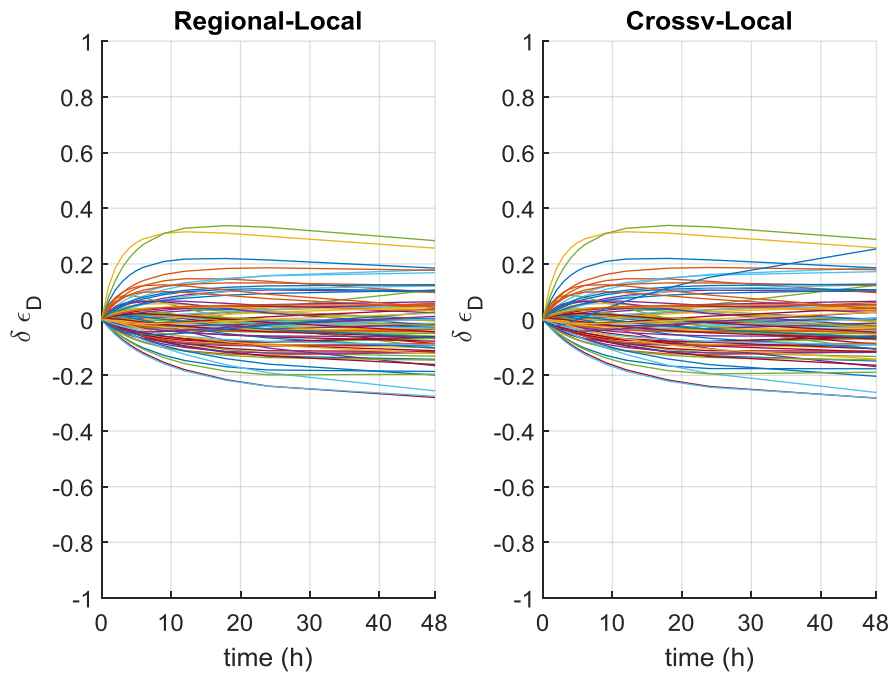


Figura 34: si considera la stima regionale con il metodo ACE (modello c2 in Tabella 7) per il parametro c , mentre il parametro $1/b$ si stima in funzione di c ($ID=b_da_c$ Tabella 3). A sinistra: differenza tra CRCP da stima regionale e CRCP osservate (da stima locale). A destra: differenza tra CRCP stimate con i parametri ottenuti dalla cross-validazione del modello regionale e CRCP osservate (da stima locale).

Malgrado gli elevati RRMSE delle stime dei singoli parametri, globalmente gli errori sulle CRCP si mantengono tra il $\pm 30\%$. Si rileva globalmente una certa simmetria dell'errore con alcuni elementi di irregolarità.

Per quanto riguarda il metodo CCA, le differenze in termini di CRCP sono le minori ottenute se si considera il modello a 10 parametri, tuttavia, per alcuni bacini si registrano sottostime della curva osservata superiori al 30%, che arrivano oltre al 40% in cross-validazione. Considerando solo i modelli evidenziati in grigio in Tabella 12, in cui sono evidenziati in grassetto anche gli R^2_{adj} maggiori, si nota che il passaggio da 3 a 2 descrittori ha un effetto positivo per il modello ACE (Figura 32 e Figura 33), ciò è interpretabile come scarsa significatività del descrittore aggiunto che porta anche ad una minore robustezza del modello presumibilmente imputabile alla maggiore difficoltà nel calcolo del descrittore F_f rispetto agli altri. I risultati migliori si ottengono dal modello ACE a 2 parametri per la stima di entrambi i modelli; sebbene i descrittori coinvolti siano gli stessi sia per c che per b^{-1} , la sostituzione di ACE con la stima di b^{-1} direttamente da c porta un moderato peggioramento (Figura 33 e Figura 34). Dalla Tabella 12 è evidente come, tra le stime di b^{+1} da c , quella basata sulla stima di c da ACE a 2 descrittori sia la più affidabile.

La regressione lineare (Figura 30) porta globalmente errori di poco maggiori a quelli ottenuti da ACE ma, data la facilità di applicazione anche al di fuori dell'intervallo di definizione dei descrittori relativo al campione di partenza, risulta una valida alternativa ad ACE. Volendo estrapolare le curve di trasformazione di ACE infatti, occorrerebbe approssimarle con un polinomio di grado superiore al IV e

tuttavia si perderebbero alcune peculiarità locali portando quindi ad un decadimento del modello stesso.

Ricorrendo alla stima di b da c nel caso del modello lineare (Figura 31) si ottiene un aumento della sovrastima delle CRCP mentre la sottostima resta pressoché invariata salvo per un bacino in cui si riduce sensibilmente.

I modelli raccomandati sono, in conclusione, le regressioni lineari a 3 descrittori e ACE a 2 descrittori sia per c che per b^{-1} . Si rimanda agli allegati per le CRCP ottenute per i singoli bacini con questi ultimi modelli e per le coordinate dei punti delle trasformate del metodo ACE.

Capitolo 3

Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione naturale e supervisionata

La presenza di un gran numero di dighe in aree montane può essere vista come una risorsa per la mitigazione del rischio alluvionale nei territori a valle. L'uso di laghi artificiali come vasche di laminazione in grado di ridurre i picchi di piena è sempre più popolare grazie al continuo sviluppo dei servizi meteorologici e di previsione idrologica. Tuttavia, la maggior parte dei casi di applicazione disponibili in letteratura manca di un approccio sistematico che consideri tutti gli invasi in una regione come parte del suo piano di gestione delle alluvioni. Negli ultimi anni Miotto et al. (Miotto et al., 2007) hanno proposto un indice (SFA) per la classificazione preliminare del potenziale di attenuazione naturale dei serbatoi. Questo indice è una funzione dell'area del lago, dell'area del bacino e dell'ampiezza degli sfioratori superficiali. Altri autori come Ayalew et al. (Ayalew et al., 2013) e Sordo-Ward et al. (Sordo-Ward et al., 2012) suggeriscono approcci diversi per valutare l'attenuazione non supervisionata (definita anche come laminazione naturale nel seguito) del colmo di piena. Bianucci et al. (Bianucci et al., 2015) e Connaughton et al. (Connaughton et al., 2014) analizzano alcuni effetti sul territorio di valle a seguito dell'apertura controllata degli scarichi.

In questo capitolo, successivamente all'analisi della laminazione naturale, si prende in considerazione l'attenuazione supervisionata (cioè ottenuta a seguito di operazioni controllate sugli scarichi) del picco di piena in un gruppo di serbatoi, cercando di raggiungere una classificazione possibilmente imparziale del potenziale di laminazione degli stessi. Il metodo considera un abbassamento preventivo del lago, ammesso dall'ente di controllo nell'ambito di un piano di laminazione approvato per la singola diga. Lo scopo finale della classificazione è quello di identificare, tra tutte le dighe presenti sul territorio, quelle che hanno il potenziale per

fornire i maggiori benefici se gestite in una prospettiva di laminazione controllata delle onde di piena.

Questa informazione è anche utile nell'ambito della pianificazione territoriale delle aree a valle dell'invaso per evitare di sovrastimare in senso ottimistico le potenzialità dello sbarramento, cioè per evitare di sottostimare il rischio facendo affidamento sull'abbattimento del colmo dovuto alla presenza del lago artificiale.

3.1 Laminazione non supervisionata (statica)

Nel presente paragrafo si considerano 56 invasi presenti sul territorio delle regioni Piemonte e Valle d'Aosta (si veda il par. 1.3 per una descrizione più approfondita). In analogia al lavoro di Masoero et al. (Masoero et al., 2014), si considera l'abbattimento del colmo di piena dovuto alla presenza dell'invaso risolvendo l'equazione di continuità

$$q_e(t) - q_u(H(t)) = \frac{dV(H(t))}{dt} \quad 3.1-1$$

dove $q_e(t)$ rappresenta l'idrogramma in ingresso, $q_u(H(t))$ rappresenta l'idrogramma in uscita ed è funzione della geometria degli scarichi superficiali della diga nonché del livello d'acqua all'interno dell'invaso. Il termine a destra dell'uguale rappresenta la variazione del volume all'interno dell'invaso ed è anch'esso funzione del livello idrico.

Note le caratteristiche degli scarichi (geometria e quota della soglia di sfioro) il calcolo della portata uscente non presenta particolari difficoltà: è possibile utilizzare le scale di deflusso reali se fornite dal gestore oppure utilizzare una formula standard per tutte le dighe. In questa tesi si utilizza per tutti gli sfioratori una legge Creager-Scimeni con coefficiente di deflusso costante pari a 0.48 e luce efficace pari a quella dichiarata nel database di riferimento (par. 1.3):

$$q_u(H(t)) = 0.48 \cdot L \cdot n_s \cdot \sqrt{2g(H(t) - H_s)^3} \quad 3.1-2$$

Nell'eq. 3.1-2 L è la lunghezza della singola soglia sfiorante posta alla quota più alta e considerata non presidiata da paratoie, n_s è il numero di luci di lunghezza L presenti alla medesima quota, $H(t)$ è la quota della superficie libera all'interno del lago al generico istante t e H_s è la quota della soglia sfiorante. Si assume che, all'arrivo della piena l'invaso sia pieno, ossia $H(t_0) = H_s$.

La variazione di H nel tempo è funzione della differenza tra volume entrante e volume uscente: trattandosi di quote superiori a quella di massima regolazione, poiché non per tutte le dighe si dispone della curva d'invaso (curva che descrive l'andamento dei volumi invasati in funzione della quota del pelo libero) estesa oltre la quota di massima regolazione, si considera che l'area del lago alla quota di massima regolazione rimanga costante anche per quote superiori e si stima $dH(t)$ come rapporto tra $dV(H(t))$ e detta area. La variazione di volume è calcolata come differenza tra il volume entrante $dv_e(t)$ e il volume uscente $dv_u(t-1)$ calcolato all'istante precedente.

3.1.1 Idrogramma in ingresso

Nell'equazione 3.1-1 il termine che racchiude l'incertezza maggiore è senza dubbio $q_e(t)$, cioè l'idrogramma in ingresso. In funzione della forma, della posizione del picco, del volume oltre che della portata di picco, la sollecitazione sul lago può essere più o meno gravosa.

L'obiettivo di questa tesi è ottenere un indice di classificazione e pertanto si privilegerà un approccio il più possibile standardizzato cercando di evitare soprattutto variabilità locali imputabili alla scelta dell'idrogramma che possano penalizzare alcune zone della regione rispetto ad altre e dunque condurre ad una classificazione non equa.

Portata di picco

Per quanto riguarda la portata di picco, al fine di utilizzare un metodo applicabile sia in siti per cui si è in possesso dei dati idrometrici sia in siti per i quali se ne è sprovvisti, si adotta il metodo proposto da Laio et al. (2011) per la stima della portata di progetto per assegnato periodo di ritorno. La descrizione che segue è tratta dal report tecnico di Ganora et al. (2014).

La procedura (Claps and Laio, 2008) è basata sul metodo della portata indice (Dalrymple, 1960),

$$Q_T = Q_{ind} \cdot K_T \quad 3.1-3$$

dove Q_T è la portata di progetto per un fissato periodo di ritorno T ed è data dal prodotto tra un fattore di scala Q_{ind} (portata indice, media della portata massima annuale), e un fattore di crescita K_T . Q_{ind} è calcolato a scala locale mentre K_T è valutato a scala regionale. Gli aspetti chiave di questo metodo (Spatially Smooth Estimation Method - SSEM) sono 2: la variabilità continua della curva di crescita nello spazio e la scelta della distribuzione del fattore di crescita adimensionale (si tratta di una generica distribuzione di probabilità che rappresenta la forma delle curve di frequenza) che è fatta nel momento in cui si stimano i quantili della portata di progetto, a valle della regionalizzazione degli L-momenti. Si ipotizza che la curva di crescita sia diversa da sezione a sezione, ossia, grazie al fatto che tutto cambia con continuità, non vi sono più parametri prefissati.

Gli L-momenti descrivono la media (Q_{ind}), la variabilità (L_{cv}) e l'asimmetria (L_{cs}) della distribuzione della portata di picco (Hosking and Wallis, 1997). L'eq. 3.1-3 può essere riscritta come

$$Q_T = Q_{ind} \cdot F(L_{cv}, L_{cs}, T) \quad 3.1-4$$

con T periodo di ritorno, F generica distribuzione di probabilità e Q_{ind} , L_{cv} , L_{cs} indipendenti dalla zona e variabili da sito a sito.

Se si dispone di una serie di dati sufficientemente lunga, gli L-momenti possono essere stimati direttamente dal campione. Altrimenti, e in siti non strumentati, possono essere calcolati con modelli basati su regressioni lineari pesate in funzione dei descrittori de bacino (caratteristiche morfologiche, climatiche, geologiche, ecc.).

Alternativamente è possibile combinare i due approcci (p.es. stimare Q_{ind} dal campione e L_{cv} e L_{cs} con il metodo regionale) e scegliere la soluzione migliore confrontando le incertezze di stima.

Il modello proposto da Laio et al. (Laio et al., 2011) è stato ricalibrato dagli stessi autori (Ganora et al., 2014) a seguito dell'aggiornamento del catalogo delle piene nel bacino occidentale del Po (Barbero et al., 2012). Le formule aggiornate del metodo sono riportate nel seguito e applicate in questa tesi (l'elenco dei descrittori necessari è riportato in Tabella 13).

$$Q_{ind} = 0.01324 \cdot A^{0.7995} \cdot IDF_a^{2.82089} \cdot IDF_n^{2.06805} \cdot Lcv_{1h}^{1.33232} \quad 3.1-5$$

$$Lcv = 0.17719 \cdot H_{min}^{0.20969} \cdot NDVI^{0.71067} \cdot cv[IDF_a]^{0.21581} \cdot cv[Lcv_{6h}]^{-0.19252} \quad 3.1-6$$

$$Lcs = 0.79468 - 2.14568 \cdot Lcs_{6h} - 0.87195 \cdot cv[Lcs_{24h}] + 0.00192 \cdot clc2 + 0.01555 \cdot fourier_{B2} \quad 3.1-7$$

Tabella 13: elenco dei descrittori utilizzati per l'applicazione del metodo SSEM per la stima della portata di picco (Ganora et al., 2014).

Simbolo	Descrizione	U.M.
A	area bacino	km ²
H _{min}	quota minima	m slm
IDFa	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica (h=ad ⁿ)	mm/h
IDFn	media sul bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica (h=ad ⁿ)	-
cv[IDFa]	coefficiente di variabilità spaziale a scala di bacino del coefficiente della curva di possibilità pluviometrica (h=ad ⁿ)	-
Lcv _{1h}	media della statistica Lcv relativa alle piogge intense di e durata 1 ora	-
Lcs _{6h}	media della statistica Lcs relativa alle piogge intense di e durata 6 ore	-
cv[Lcv _{6h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcv relativa alle piogge intense di durata 6 ore	-
cv[Lcs _{24h}]	Coefficiente di variabilità spaziale della statistica Lcs relativa alle piogge intense di durata 24 ore	-
Fourier _{B2}	Media dei coefficienti di Fourier B2del regime pluviometrico	-
NDVI	valore medio a scala di bacino dell'indice di vegetazione NDVI	-
clc2	area del bacino in casse 2 di uso del suolo della CORINE Land Cover	%

Dopo aver stimato gli L-momenti (eq.3.1-5, 3.1-6 e 3.1-7) occorre scegliere una distribuzione a 3 parametri per la stima della portata di picco per un assegnato periodo di ritorno. Si utilizza la distribuzione log-normale (Hosking and Wallis, 1997; Laio et al., 2011):

$$Q_T = \begin{cases} \xi - \frac{\alpha}{\kappa} (e^{-ky} - 1), & k \neq 0 \\ \xi + \alpha y, & k = 0 \end{cases} \quad 3.1-8$$

in cui ξ è il parametro di posizione, α è il parametro di scala, k è il parametro di forma e y è la variabile normale standardizzata (si rimanda a Ganora et al., 2014 per la valutazione delle incertezze dei modelli eq.3.1-5, 3.1-6 e 3.1-7 e per un approfondimento sulla distribuzione log-normale a 3 parametri eq. 3.1-8).

In un'ottica cautelativa e tenendo sempre presente che l'obiettivo è la creazione di una classificazione il più possibile imparziale del potenziale delle dighe relativamente all'abbattimento del colmo di piena, si esegue un controllo sulle stime di portata ottenute secondo il metodo SSEM. Tali valori vengono confrontati con le portate calcolate con la formula razionale geomorfoclimatica (eq.3.1-9) utilizzando come coefficiente di deflusso $c = 0.5$ e 1 rispettivamente per il valore soglia inferiore e superiore.

$$Q_T = 0.65 \cdot c \cdot A \cdot i(0.6t_c) \cdot K_T/3.6 \quad 3.1-9$$

In entrambi i casi, la formulazione razionale utilizzata è dovuta a Fiorentino et al. (1987) che, a vantaggio di sicurezza, considerano ragionevole utilizzare un tempo critico del bacino pari a $0.6 t_c$, dove t_c corrisponde al tempo di corrivazione. Per la stima di t_c la formulazione utilizzata è quella del California Culvert Practice (eq. 3.1-15; la scelta viene motivata nel paragrafo "Durata dell'idrogramma")

L'intensità di pioggia viene stimata con il metodo della precipitazione indice utilizzando la distribuzione adimensionale GEV per il fattore di crescita K_T (eq. 3.1-10)

$$K_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{\theta_3} \left(1 - e^{-\theta_3(-\ln(\ln(\frac{T}{T-1})))} \right), \quad \varepsilon = \frac{\theta_1}{\mu} \quad e \quad \alpha = \frac{\theta_2}{\mu} \quad 3.1-10$$

La portata di picco per un assegnato periodo di ritorno (Q_T) utilizzata nel seguito del capitolo è pari a quella ottenuta dal metodo SSEM ($Q_{T,SSEM}$) se questa è compresa nell'intervallo individuato con la formula razionale. Altrimenti, se $Q_{T,SSEM}$ è superiore alla maggiore delle portate individuate con l'eq.3.1-9, Q_T è pari al valore calcolato con la formula razionale con $c=1$; se $Q_{T,SSEM}$ è inferiore alla minore delle portate individuate con l'eq.3.1-9, Q_T è pari al valore calcolato con la formula razionale con $c=0.5$. In Figura 35 si riporta graficamente il confronto tra $Q_{T,SSEM}$ e Q_T da formula razionale per il periodo di ritorno 100 anni. Si rimanda all'Allegato 10 per i valori di portata relativi alle 56 dighe per $T= 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000$ anni.

Si osserva che, quando viene selezionato il valore $Q_{T,inf}$, corrispondente al coefficiente di inferiore, la stima effettiva è superiore a quella fornita dal metodo regionale e dunque il valore adottato può essere considerato a favore di sicurezza. Qualora invece venga scelto il valore $Q_{T,sup}$, il valore regionale risulterebbe più alto di quello prodotto dalla formula razionale. Appare tuttavia evidente, che in questo caso la stima razionale sia largamente a favore di sicurezza in quanto utilizzata con una parametrizzazione particolarmente estrema. Questo fattore limitante della stima regionale risulta quindi coerente e consente di correggere quei casi in cui i modelli regionali possono essere non completamente affidabili a causa delle estrapolazioni.

In Tabella 14 è riportato il numero di dighe per le quali la stima regionale $Q_{T,SSEM}$, è esterna o interna ai limiti calcolati con la formula razionale in funzione del periodo di ritorno T . Si osserva che per la portata con $T=100$ anni (utilizzata nel seguito del presente capitolo come portata di picco dell'idrogramma in ingresso), in nessun caso risulta superiore al limite superiore di detto intervallo. In generale risulta inferiore, mentre 8 dighe sono comprese nell'intervallo limite $[Q_{T,inf}; Q_{T,sup}]$. Si tratta delle dighe di Agrasina, Alpe Larecchio, Gurzia, Lavagnina, Ortiglieto, Ponte Vittorio, Sessera e Valla. Per completezza si osserva che la portata cinquecentennale e millenaria ottenuta dal modello supera $Q_{T,sup}$ per la diga di Ponte Vittorio rispettivamente dell'1% e del 39% (nel caso della sola millenaria anche per la diga di Rossana).

Tabella 14: numero di dighe per le quali la stima regionale $Q_{T,SSEM}$, è esterna o interna ai limiti calcolati con la formula razionale geomorfoclimatica in funzione del periodo di ritorno T .

T (anni)	10	20	50	100	200	500	1000
$Q_{T,SSEM} < Q_{T,raz. c=0.5} < Q_{T,raz. c=1}$	54	53	51	48	47	45	42
$Q_{T,raz. c=0.5} < Q_{T,SSEM} < Q_{T,raz. c=1}$	2	3	5	8	9	10	12
$Q_{T,raz. c=0.5} < Q_{T,raz. c=1} < Q_{T,SSEM}$	0	0	0	0	0	1	2

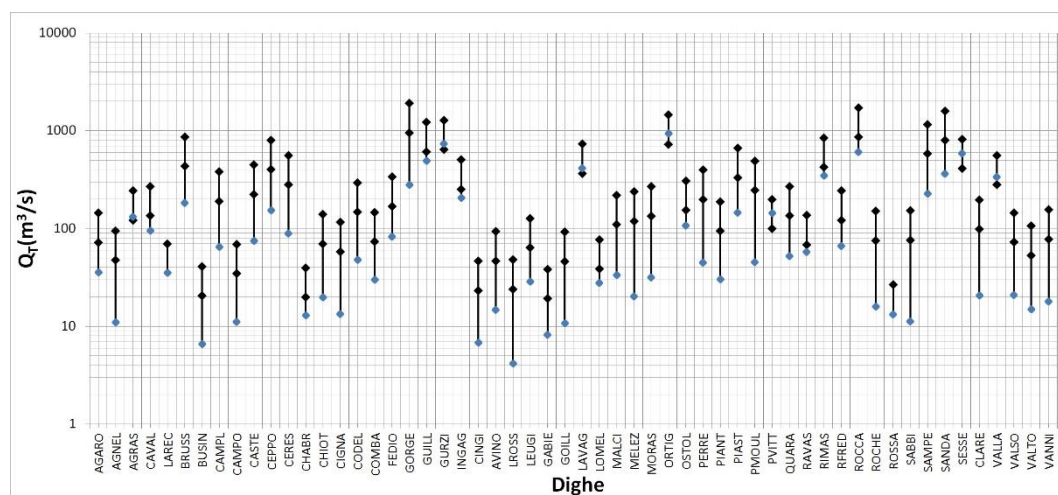


Figura 35: posizione della stima della portata di picco per $T=100$ anni stimata con il metodo SSEM (punto blu) rispetto all'intervallo individuato con la formula razionale geomorfoclimatica eq. 4.1 9.

Durata dell'idrogramma

In analogia con lavori precedenti, si utilizza un idrogramma di durata pari a due volte il tempo di corrivazione del bacino come definito dal metodo razionale (corrispondente ad un evento pluviometrico di durata pari al tempo di corrivazione del bacino, cioè alla minima durata necessaria per registrare, alla sezione di chiusura, il contributo simultaneo di tutto il bacino). Risulta pertanto fondamentale scegliere un metodo di stima del tempo di corrivazione che fornisca valori fisicamente verosimili per tutte le dighe considerate.

Una possibile soluzione potrebbe essere l'utilizzo dei modelli regionali per la stima delle curve di riduzione dei colmi di piena proposti nel capitolo precedente. Tuttavia la relazione tra i parametri della CRCP e il tempo di corrivazione (t_c) non è universalmente condivisa. Franchini and Galeati (2000), considerando valida la relazione 2.1-5 affermano che il tempo così ottenuto vada inteso come un indice

temporale nell'ambito delle CRCP ma non come un metodo di stima del tempo di corrivazione.

Secondo Rossi e Villani (Rossi and Villani, 1994) , in riferimento all'eq. 2.1-4 Valgono le seguenti relazioni

$$b = \frac{\alpha}{t_r} \quad e \quad c = n' \quad 3.1-11$$

con $\alpha = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{2} n'\right)$ e $n' = 0.000144 A + \text{IDFn}$ (valido solo se $A < 2000 \text{ km}^2$). Pertanto gli autori stimano t_r (tempo di ritardo del bacino) come

$$\hat{t}_r = \frac{\sum_{i=1}^k D_i}{\sum_{i=1}^k \varepsilon_{D_i} \frac{1}{n'} - k} \quad 3.1-12$$

dove k è il numero di valori di ε_D considerati, nel nostro caso $k=11$ considerando $D=1,2,3,4,5,6,9,12,18,24,48$ ore.

Rossi e Villani definiscono t_r come il tempo di ritardo del bacino e non introducono mai il termine "tempo di corrivazione". Definiscono t_c come durata critica delle piogge, cioè come il tempo che massimizza il prodotto $\mu[I_A(d)] \cdot S(d)$ con $S(d) = \int_{t_p-d}^d u(\tau) d\tau$ e $\mu[I_A(d)]$ media dell'intensità di pioggia riferita alla durata d e corretta con un coefficiente areale.

Il legame tra t_r e t_c può essere ottenuto dal coefficiente corretto di attenuazione del colmo di piena q :

$$q = S(t_c) \frac{\mu[I_A(t_r)]}{\mu[I_A(t_c)]} \quad 3.1-13$$

Per il quale propongono una formula di valutazione speditiva:

$$q = a_1 + a_2 n' + a_3 n'^2 \quad 3.1-14$$

Con $a_1 = 0.6217$, $a_2 = -0.2460$, $a_3 = 0.5881$ per $0.25 < n < 0.45$ e $a_1 = 0.6238$, $a_2 = -0.2486$, $a_3 = 0.5781$ per $0.10 < n < 0.80$. In prima approssimazione vale $q = q_0$ con $q_0 = 0.6098$ per $0.25 < n < 0.45$ e $q_0 = 0.6658$ con $0.45 < n < 0.65$.

Gli autori riportano i valori sia di t_r che di t_c per i 12 bacini per i quali possiedono più di 10 anni di dati (in totale i bacini considerati nel lavoro sono 22 con almeno 5 anni di dati). Facendo il rapporto tra t_c / t_r si osserva che esso varia tra 1.20 e 1.47 con un valore medio pari a 1.31.

In riferimento a quanto proposto da Ward and Elliot (1995), ovvero che tra il tempo di risposta di un bacino e il suo tempo di corrivazione sussista la relazione $t_r = 0.6 t_c$, in Figura 36 si riporta un confronto grafico tra $t_r = 0.6 t_c$ secondo Giandotti (eq. 3.1-16), $t_r = 0.6 t_c$ secondo il California Culvert Practice (eq. 3.1-15), $t_r = 0.5 b^{-1} = 0.5 t_c$ secondo Silvagni (eq. 2.1-5) e t_r secondo Rossi e Villani per gli 87 bacini considerati nel capitolo 3 ($c_{\text{locale}} < 2$ e $A < 3500 \text{ km}^2$). Relativamente al calcolo secondo Rossi e Villani è stata considerata la CRCP media ottenuta dagli idrogrammi osservati, mentre per la stima secondo Silvagni si è considerato il parametro b da stima locale.

Risulta evidente, in accordo con quanto affermato da Franchini and Galeati (2000), la differenza tra i tempi stimati secondo le 2 formule considerate per la stima

del tempo di corrivazione e quelli ottenuti dalle CRCP, in particolare secondo la teoria di Silvagni. Questi ultimi conducono ad un'eccessiva sovrastima rispetto agli altri e il loro utilizzo per il calcolo della durata dell'idrogramma non è consigliabile.

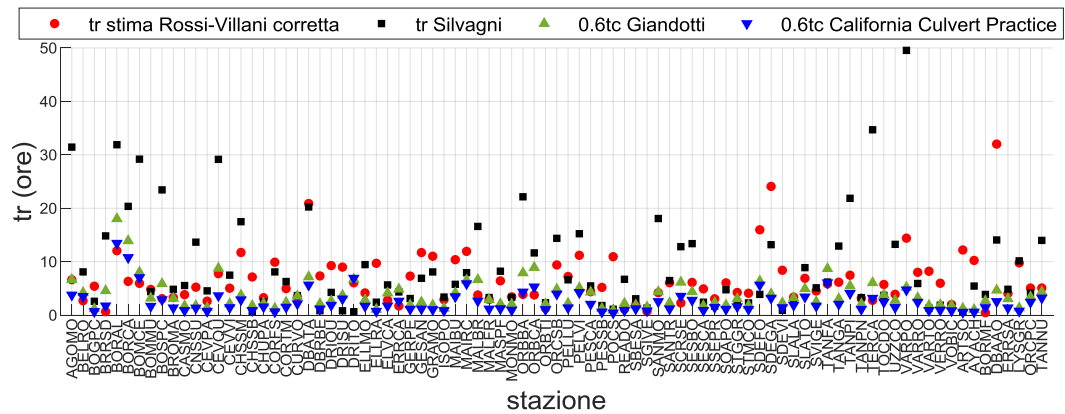


Figura 36: tempo di ritardo stimato a partire dalle CRCP osservate nelle 87 stazioni considerate nel cap. 3 secondo Silvagni e secondo Rossi e Villani. Confronto con le formule empiriche di Giandotti e del California Culvert Practice.

Un'ulteriore considerazione relativamente all'utilizzo dei modelli regionali discussi nel capitolo 3 è la seguente: i bacini delle dighe sono per la maggior parte al di fuori degli intervalli dei descrittori utilizzati per le stime regionali delle CRCP. Si tratta, in generale di bacini più piccoli e posti a quote mediamente maggiori (Figura 37).

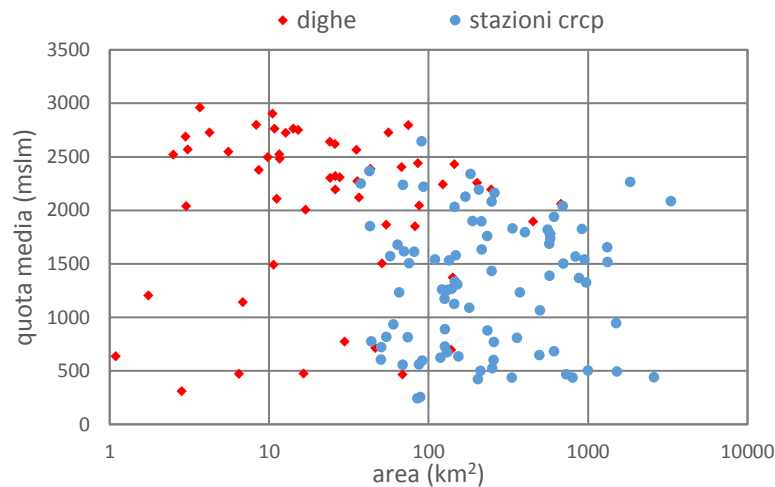


Figura 37: posizione nel piano area-quota media dei bacini chiusi alle dighe (rosso) e di quelli chiusi alle stazioni di misura utilizzate per la stima delle CRCP (blu).

Le figure Figura 38 e Figura 39 riportano il posizionamento dei valori dei descrittori dei bacini chiusi alle dighe rispetto agli intervalli dei descrittori utilizzati per le stime regionali delle CRCP rispettivamente per il parametro b e il parametro c in riferimento alle relazioni eq. 2.3-8 e 2.3-9.

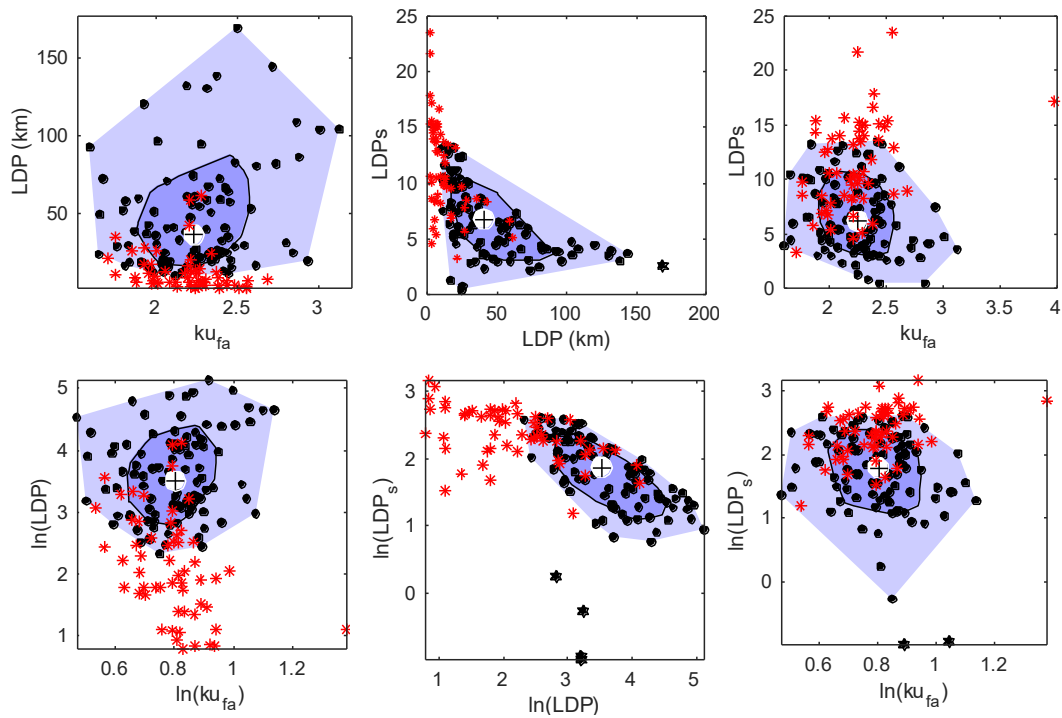


Figura 38: bagplot relativi ai descrittori (Tabella 2) utilizzati nel modello di regressione lineare per il parametro $1/b$ delle CRCP (eq. 2.3-8).

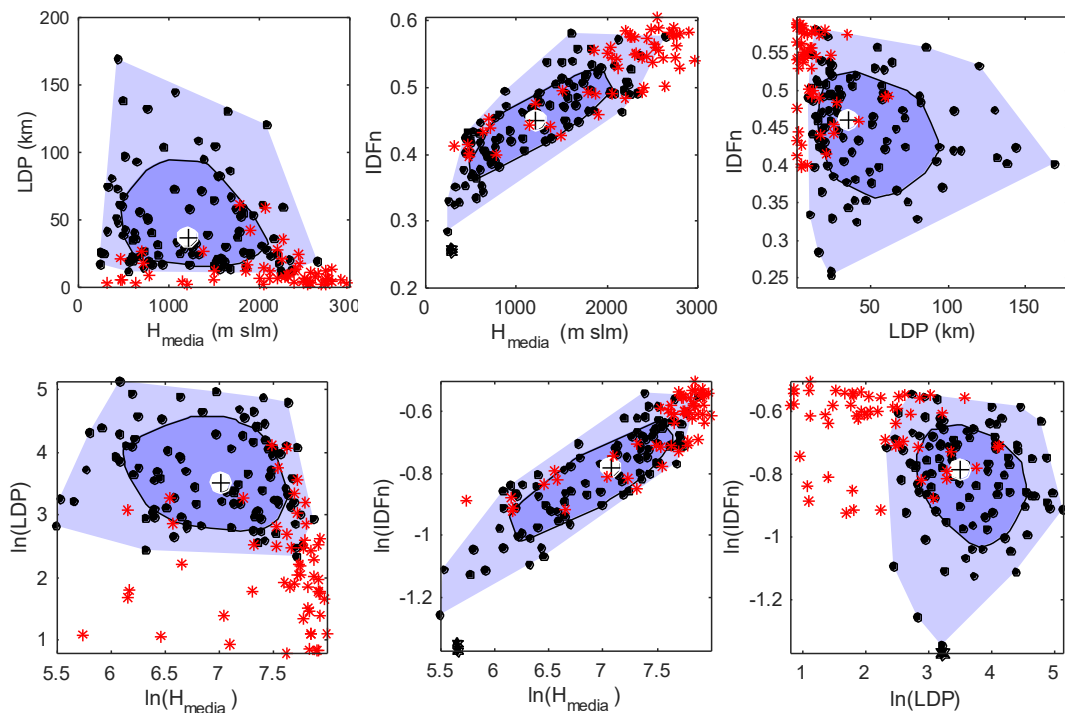


Figura 39: bagplot relativi ai descrittori (Tabella 2) utilizzati nel modello di regressione lineare per il parametro c delle CRCP (eq. 2.3-9).

Il metodo di rappresentazione utilizzato nelle suddette figure è quello dei bagplot, descritto nella sua prima versione da Rousseeuw et al. (Rousseeuw et al., 1999). Si tratta sostanzialmente della generalizzazione dei più noti box-plot, utili

per le relazioni univariate, alle relazioni bivariate. Il punto chiave del metodo è la profondità della posizione del semispazio di un punto appartenente al set bivariato di dati con cui Rousseeuw et al. estendono il concetto univariato di rango. Con “profondità del semipiano di un punto p ”, relativamente ad un insieme bivariato di dati, si intende il minor numero di punti del campione contenuti in un semipiano chiuso avente il perimetro passante per il punto considerato p . La profondità mediana è la maggiore ed è circondata da una “sacca” contenente la metà delle osservazioni aventi i valori di profondità più alti. Il bordo più esterno del grafico è ottenuto ingrandendo il primo intorno di un fattore 3: i punti che ricadono all'esterno di questo bordo sono considerati outliers. I bagplot sono un'utile strumento per visualizzare la posizione, la dispersione, la correlazione e l'asimmetria dei dati.

Non volendo rinunciare alla formula del NERC è possibile applicarla secondo la comune pratica idrologica, ovvero utilizzando le relazioni 2.1-5, stimando il tempo di corrivazione con una formula empirica. Pur con tutti i limiti concettuali che comporta una soluzione di questo tipo, si ha il vantaggio di utilizzare un metodo di definizione uniforme dell'idrogramma in ingresso e non affetto da errori locali legati a limiti del modello di regionalizzazione. Un'alternativa alla forma di tipo Nerc è l'idrogramma triangolare; anche in questo caso non si può tuttavia prescindere dalla stima del tempo di corrivazione avendo posto la durata pari a 2 t.

Entrambe le forme sono ritenute accettabili poiché l'obiettivo è la realizzazione di un indice, di una procedura rapida e robusta di classificazione delle potenzialità di riduzione del colmo di piena delle dighe, non la ricerca di un metodo di stima dell'idrogramma in ingresso.

Volendo utilizzare una formula empirica, si potrebbe ricorrere alla nota formula di Giandotti (1934) per continuità con lavori precedenti (Miotto et al., 2007). Tale formula è definita per bacini con area tra 170 km² e 70000 km² ma solo 5 dighe rientrano in questa categoria: Guillemore (201.47 km²), Sampeyre (246.77 km²), San Damiano (452.18 km²), Roccasparvera (584.17 km²) e Gorge di Susa (674.78 km²). Le altre hanno bacini imbriferi sottesi compresi tra 1 km² (Rossana) e 145.37 km² (Brusson). Pertanto si considerano altre possibili formule: Kirpich (1940), California Culvert Practice (1995) e NRCS-SCS (1997); si rimanda all'articolo di Azizian et al. (2018) per l'elenco di oltre 40 formule presenti in letteratura con le relative informazioni circa il metodo e i dati di derivazione.

Osservando i dati di Grimaldi et al. (2012), quest'ultima formula (NRCS-SCS) pare essere la più affidabile sebbene con tutte le limitazioni evidenziate dagli autori. Non disponendo di un valore di CN per i diversi bacini è possibile utilizzare anche la formula del Dipartimento dei Lavori Pubblici californiano, tarata su piccoli bacini montani della California. Per poter avere un'idea di cosa significhi “piccoli bacini montani della California” in Yuong et al. (Young et al., 2009) è riportata una tabella da cui si evince che l'area media dei piccoli bacini del versante occidentale della Sierra Nevada è di circa 37 km². Escludendo i 5 bacini sopra elencati, l'area media per il campione considerato in questo capitolo è 35 km² (diventa 70 km² se si considerano tutte le 56 dighe).

In Figura 40 sono riportati i valori del tempo di corrivazione stimato con le differenti formule sopra elencate in funzione dell'area del bacino imbrifero sotteso.

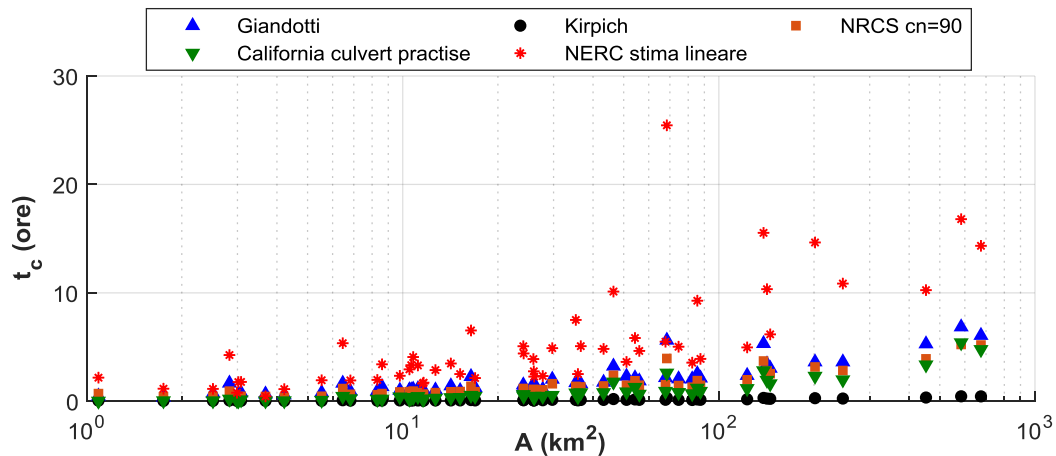


Figura 40: utilizzo di diverse formule per la stima del tempo di corrivazione dei 56 bacini chiusi alle grandi dighe piemontesi e valdostane.

Mentre in Figura 41 si confrontano, per le 56 dighe considerate, i tempi stimati con la formula del California Culvert Practice (3.1-15) e quella di Giandotti (3.1-16). Alla luce delle considerazioni fatte sui limiti di applicazione delle diverse formule (in termini di area dei bacini sottesi), non disponendo dei dati per la valutazione del CN ed eliminando le formule che portano ai valori di t_c massimi e minimi (Figura 40), si sceglie di utilizzare la formula del California Culvert Practice (3.1-15) per tutti i bacini.

$$t_c = \left(\frac{11.9 \cdot (0.621371 \cdot LDP)^3}{3.28084 \cdot \Delta H} \right)^{0.385} \quad 3.1-15$$

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{dH}} \quad 3.1-16$$

L' eq.3.1-15 è stata riscritta rispetto alla formula originale inserendo dei coefficienti di congruenza adimensionale. In questa versione t_c è espresso in ore, LDP è la massima distanza tra lo spartiacque e la sezione di chiusura espressa in km e ΔH è la differenza tra la quota massima e la quota minima del bacino espressa in m .

Nell' eq. 3.1-16 t_c è espresso in ore, A è l'area del bacino in km^2 , L è la differenza tra la quota media e la quota minima del bacino espressa in km e dH è la differenza tra la quota media e la quota minima del bacino espressa in m .

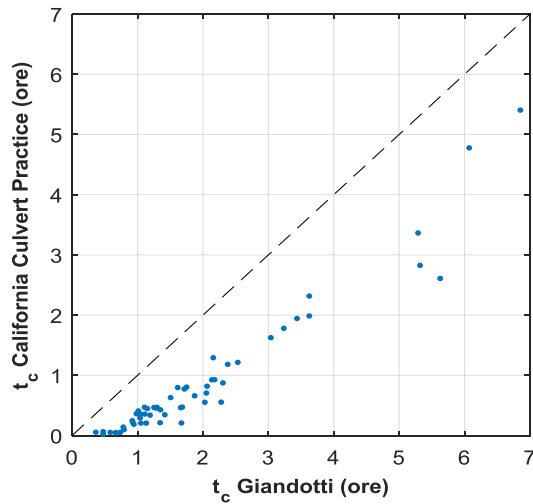


Figura 41: confrontano, per le 56 dighe considerate, tra i tempi di corrivazione stimati con la formula del California Culvert Practice (4.1 15) e quella di Giandotti (4.1 16). La linea tratteggiata ha pendenza 1:1 ed è mostrata a titolo di riferimento.

Relativamente alla forma dell'idrogramma, nel seguito verrà utilizzata quella triangolare anche a fronte del fatto che, data la scelta di limitare la durata a $2t_c$, la forma Nerc con picco al centro risulta in un aumento istantaneo iniziale della portata e in un altrettanto rapido abbattimento a zero del ramo discendente (Figura 42). In generale il volume della piena in ingresso è minore considerando la forma triangolare rispetto all'idrogramma Nerc con picco al centro.

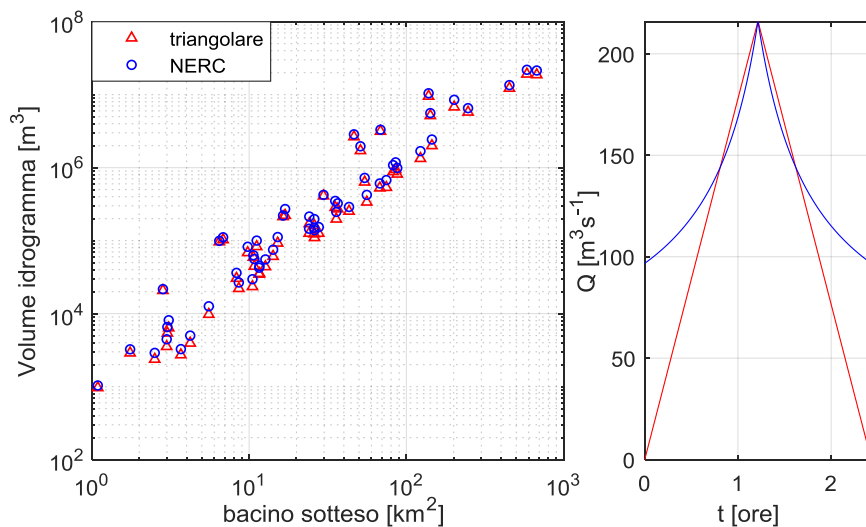


Figura 42: a sinistra confronto dei volumi dell'idrogramma in ingresso calcolati con la forma NERC e con quella triangolare. A destra un esempio delle due forme (diga di Ceresole Reale).

Inoltre, volendo qui definire una procedura rapida e robusta di classificazione delle potenzialità di riduzione del colmo di piena delle dighe, non avendo serie storiche di portate per la costruzione delle CRCP locali e non potendo utilizzare i modelli descritti nel capitolo precedente se non in estrapolazione (Figura 38 e Figura 39) per la maggior parte dei bacini chiusi alle dighe qui considerate, si ritiene più opportuno non introdurre ulteriori elementi di incertezza né disomogeneità (imputabili all'inadeguatezza della formula empirica della CRCP nel rappresentare alcune tipologie di bacino) tra le diverse dighe.

3.1.2 Esempi di applicazione del metodo

In questo paragrafo si riportano alcuni esempi dei risultati ottenuti per il caso della laminazione non supervisionata. L'idrogramma in ingresso è stato definito sulla base delle considerazioni nel paragrafo 3.1.1: la forma è triangolare con durata $D=2t_c$ e picco pari a $Q_{T=100}$. La potenzialità di attenuazione viene classificata sulla base del rapporto η_0 (eq. 3.1-17) tra il picco di piena uscente (sfiorato) e il picco della piena entrante; la diga è tanto più efficace quanto minore è η_0 .

$$\eta_0 = \frac{\max(q(t)_u)}{\max(q(t)_e)} \quad 3.1-17$$

Nelle figure Figura 43, Figura 44 e Figura 45 si riporta un esempio di invaso con potenzialità circa nulle e due invasi con buone capacità di abbattimento del picco di piena. Il primo è l'invaso di Ceppo Morelli sul torrente Anza nel Verbano, l'alto valore di η_0 pare essere coerente con le aspettative, si tratta infatti di uno sbarramento con superficie del lago $A_L=0.04 \text{ km}^2$ a fronte di un bacino imbrifero (A_B) di 122.88 km^2 (complessivamente la soglia sfiorante considerata ha luce 84 m trattandosi di 8 aperture di 10.5 m ciascuna).

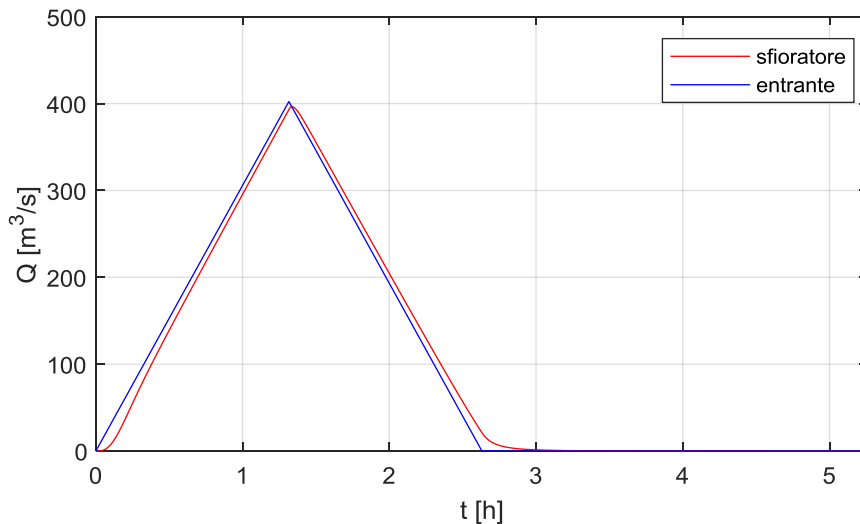


Figura 43: diga di Ceppo Morelli, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 1.9 Mm3, $\eta_0 = 0.98$.

Le altre sono la diga di Agnel e quella di Ceresole Reale che si trovano una a monte dell'altra lungo la valle dell'Orco. La prima ha $A_L=0.241 \text{ km}^2$, $A_B= 10.79 \text{ km}^2$ e una singola soglia sfiorante di 77.4 m, mentre la seconda ha $A_L=0.762 \text{ km}^2$, $A_B= 85.48 \text{ km}^2$ e soglia sfiorante di 132 m. L'invaso di Agnel ha l'indice η_0 minore ma considerando la sua posizione, l'orografia e l'uso del suolo a valle, è meno significativo rispetto a quello di Ceresole.

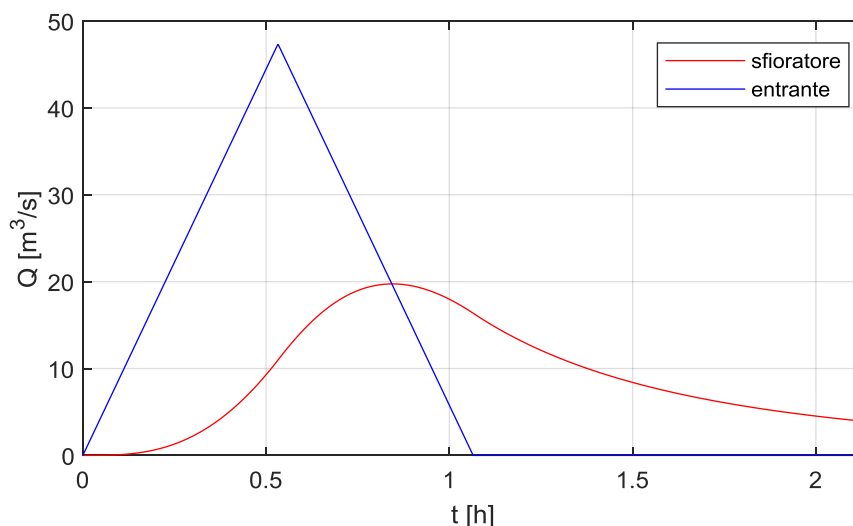


Figura 44: diga di Agnel, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 0.09 Mm3, $\eta_0 = 0.42$.

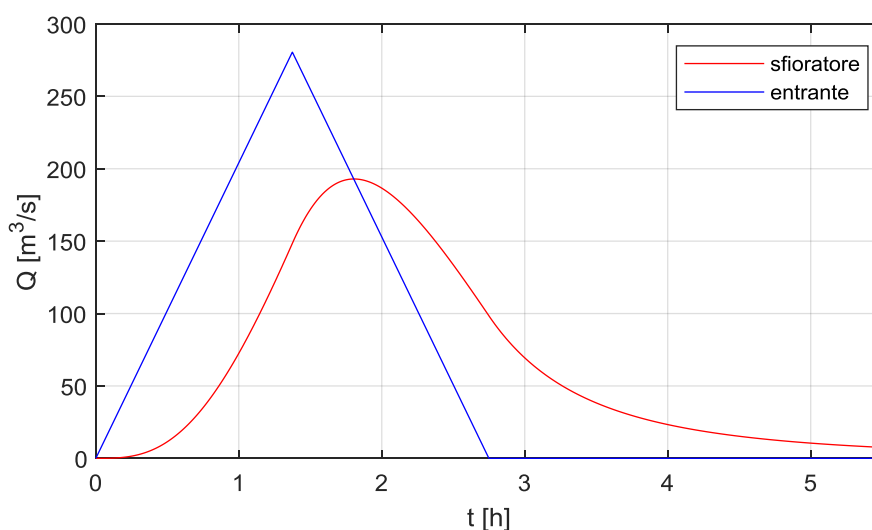


Figura 45: diga di Ceresole, idrogramma in ingresso (blu) e idrogramma in uscita dalla prima luce sfiorante (rosso). Volume della piena in ingresso 1.39 Mm3, $\eta_0 = 0.68$.

Dai calcoli si osserva che alcune dighe superano la quota di massimo invaso per più di 50 cm e vengono pertanto escluse dalla trattazione. Si tratta degli invasi di Agrasina, Brusson, Combamala, Guillemore, Gurzia, Rimasco e Sessera.

In Tabella 15 sono riportati per le suddette 7 dighe i seguenti dati: superficie del lago, quota di massimo invaso, volume d'acqua alla quota di massima regolazione, quota, luce, numero di luci e tipo della prima soglia sfiorante, presenza di ulteriori scarichi superficiali a quote inferiori e presenza di scarichi di alleggerimento o mezzofondo. Per le dighe di Brusson e Agrasina si osserva che lo scarico considerato nei calcoli (si ricorda che si considera sempre e solo la prima soglia sfiorante) è presidiato da paratoia a ventola e dunque l'ipotesi di base viene meno

in quanto andrebbe considerata la reale legge di scarico. Inoltre Agrasina è dotata di ulteriori 2 scarichi di superficie (rispettivamente dotati di paratoia piana e paratoia piana con ventola) così come Combamala e Sessera. La diga di Gurzia ha un'ulteriore scarico superficiale di lunghezza 6m alla stessa quota di quello considerato che va pertanto incluso nei calcoli secondo le ipotesi iniziali. È stato verificato che includendolo, il superamento della quota di massimo invaso si riduce da 1.31m a 0.99 m e η_0 peggiora leggermente passando da 0.964 a 0.967; pertanto la diga di Gurzia resta esclusa dalla trattazione successiva. Per quanto riguarda Rimasco (Figura 46) sono stati eseguiti lavori di adeguamento negli ultimi anni ed è effettivamente presente un secondo scarico presidiato da paratoie l'indicazione di "luce libera" è imputabile presumibilmente ad un errore di trascrizione nel database iniziale.

Quanto qui esposto non vuole mettere in dubbio le valutazioni di sicurezza idraulica fatte in altra sede per le suddette dighe, semplicemente costituisce un'analisi critica delle ipotesi estremamente semplificate poste alla base di questo capitolo.

Tabella 15: dighe eliminate per superamento della quota di massimo invaso in fase di laminazione non supervisionata ($Q_{T=100}$).

ID	A lago [km ²]	q _{max} invaso [m slm]	V _{max. reg.} [Mm ³]	q _{sc. sup.} [m slm]	luce [m]	n.	tipo *	altri superficiali tipo *	altri
Agrasina	0.014	1368.3	0.12	1367.3	10.2	1	3	7 e 2	
Brusson	0.074	1284	0.25	1283	5	1	3	-	
Combamala	0.020	914.5	0.40	914	5.7	1	1	2	
Guillemore	0.030	901.5	0.11	900.5	6	2	1	-	alleggerimento
Gurzia	0.110	430	1.26	427.5	44.8	1	1	1,1	
Rimasco	0.408	888.5	0.47	887.5	3	6	1	1,1	mezzofondo
Sessera	0.127	926	1.65	924.2	5	10	1	1,7	

*tipo: 1=soglia libera, 2=paratoia piana, 3=paratoia a ventola, 7=piana-ventola



Figura 46: vista del paramento di monte della diga di Rimasco durante i lavori di adeguamento. Sul corpo diga si vedono alcune delle luci sfioranti considerate, a destra il secondo scarico presidiato da paratoie piane.

3.2 Approcci alla valutazione dell'effetto di laminazione gestito mediante manovre degli organi di scarico

Si vuole cercare un indice speditivo per la classificazione degli invasi secondo il potenziale di abbattimento del colmo di piena in un contesto di gestione dinamica degli organi di scarico. Le analisi effettuate in questa sede vogliono volutamente essere semplificate e speditive poiché l'obiettivo è stilare una classifica di potenziali candidati su cui andare ad eseguire indagini più approfondite al fine della realizzazione di un piano di laminazione locale o sinergico su più invasi.

I due elementi da cui non si può prescindere sono la definizione dell'andamento dei volumi all'interno dell'invaso in funzione della quota e la scelta di una o più leggi di svaso. Nei paragrafi seguenti vengono illustrate le ipotesi fatte e si forniscono alcuni esempi dei risultati ottenuti.

3.2.1 Curva d'invaso

La curva d'invaso è una relazione che descrive com'è distribuito il volume d'acqua all'interno dell'invaso. Nel caso, per esempio di una valle molto stretta sbarrata da una diga molto alta, si potrebbe avere una curva ripida inizialmente con un rapido cambio di pendenza e andamento quasi orizzontale al crescere della quota. Ciò sta a significare che alle quote più basse, essendo la valle stretta, il volume allocato è esiguo e diventa tanto maggiore, a parità di incremento di quota, tanto più ci si trova a quote elevate, dove la valle si apre e i pendii diventano più dolci. Come per i dati precedenti si fa riferimento a quanto descritto al capitolo 1.3 e si rimanda all'Allegato 3 per le curve d'invaso delle 56 dighe considerate.

Tutte le curve sono state sottoposte a due controlli: I) il punto definito dal volume alla quota di massima regolazione e dalla rispettiva quota deve appartenere alla curva; II) la curva d'invaso deve passare per la quota dello scarico di fondo, non importa con quale volume corrispondente (≥ 0).

Le curve che non rispettassero questi due criteri sono state localmente corrette cercando di mantenere l'andamento originario. La diga di Chabrière presentava incongruenze troppo elevate pertanto la curva è stata sostituita con una retta, tale approssimazione si ritiene accettabile a fronte delle ridotte dimensioni del volume d'acqua potenzialmente contenibile. Le curve riportate in Allegato 3 tengono conto delle suddette correzioni.

3.2.2 Regole di apertura e chiusura dello scarico di fondo

In analogia a quanto fatto per gli sfioratori superficiali, anche per gli scarichi di fondo si sceglie di utilizzare il solo scarico posto a quota inferiore (o la somma delle portate ottenute da più scarichi presenti alla medesima quota). Non vengono considerati eventuali scarichi di mezzofondo o di alleggerimento.

Si ipotizza di scaricare una portata massima pari a:

- la massima tra quella massima scaricabile dagli organi di scarico e la portata indice (Q_{ind});
- la massima tra quella massima scaricabile dagli organi di scarico e 2 volte la portata indice (Q_{ind}).

L'apertura dello scarico di fondo è, in prima battuta, simultanea rispetto all'inizio dell'idrogramma in ingresso e si annulla quando:

- inizia lo sfioro dallo sfioratore posto a quota maggiore;
- sul ramo discendente dell'idrogramma in ingresso quando la portata uscente dallo scarico di fondo supera quella entrante.

In un secondo momento si valuta anche l'effetto di un'apertura anticipata degli scarichi, in questo caso:

- lo svaso inizia $1t_c$ prima dell'inizio dell'idrogramma in ingresso;
- valgono le stesse regole di chiusura elencate per il caso di apertura simultanea all'arrivo della piena.

La portata scaricata dallo scarico di fondo istante per istante è calcolata in funzione del livello d'acqua presente nell'invaso nell'istante precedente. Nel caso di completo svuotamento dell'invaso non vengono applicate regole di chiusura differenti; tuttavia questa eventualità non si verifica mai con le portate qui menzionate.

Poiché per tutte le dighe la portata centennale utilizzata per l'idrogramma in ingresso è stimata con la formula razionale geomorfoclimatica (come dettagliato al capitolo 3.1.1), anche alla Q_{ind} viene applicato lo stesso metodo di "validazione": viene stimata sia a partire dalla precipitazione indice che con il metodo regionale SSEM e si sceglie il valore secondo i criteri utilizzati per le portate di picco corrispondenti ai diversi periodi di ritorno.

Sebbene non si entri nel merito dell'officiosità idraulica del recettore di valle e della sua portata di pertinenza, si valuta tuttavia il fattore di crescita K_T corrispondente alla massima portata scaricabile dallo scarico di fondo di ciascuna diga: si ha un valore minimo di 0.02 ed un massimo di 3.56 con media 0.91.

3.2.3 Esempi di applicazione

L'equazione di continuità viene modificata rispetto al caso di laminazione naturale per tenere conto anche del volume uscito dallo scarico di fondo. Quando la quota della superficie idrica è inferiore alla quota di massima regolazione, le variazioni di livello vengono calcolate a partire dalle variazioni di volume interpolando la curva d'invaso. Continuano a valere le parametrizzazioni fatte per il caso di laminazione non supervisionata quando la quota della superficie idrica è inferiore alla quota di massima regolazione.

L'efficacia della diga viene valutata analogamente a quanto fatto nel capitolo 3.1.2. Si definisce il rapporto η_1 (eq.3.2-1) tra il picco di piena uscente (massimo tra

portata scaricata dallo scarico di fondo e portata scaricata dallo sfioratore) e il picco della piena entrante; la diga è tanto più efficace quanto minore è η_1 .

$$\eta_1 = \frac{\max(q(t)_{u,fondo}, q(t)_{u,superficie})}{\max(q(t)_e)} \quad 3.2-1$$

Si noti che con questa definizione, è possibile che sia $\eta_1 > 1$ se la massima portata scaricata dallo scarico di fondo è superiore alla massima portata in ingresso. Questa eventualità può verificarsi nel caso $K_{T=100} < 2$ e lo scarico di fondo sia effettivamente in grado di scaricare tale portata.

In Figura 47, per l'invaso di Rochemolles, si riporta un confronto tra laminazione naturale e supervisionata (programmata) in termini di idrogrammi in uscita dallo sfioratore superficiale, di andamento del livello della superficie libera del lago e di volumi. Le potenzialità di questo invaso sono qui vincolate dalla massima portata scaricabile dal fondo, pari a $0.8 Q_{ind}$ ($Q_{ind}=38.59 \text{ m}^3/\text{s}$), tuttavia si riescono comunque ad ottenere dei miglioramenti sia con l'apertura simultanea che anticipata dello scarico di fondo, rispettivamente 22% e 47%. Si passa da $\eta_0=0.78$ a $\eta_1=0.61$ nel caso di apertura sincrona o $\eta_1=0.41$ nel caso di apertura preventiva.

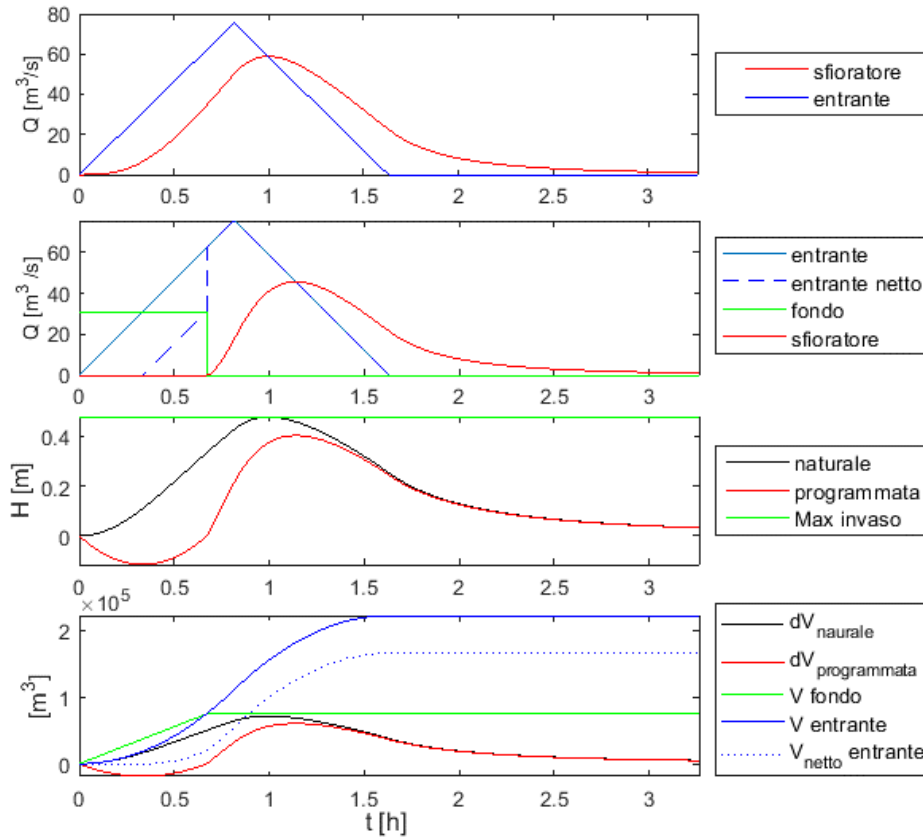


Figura 47: invaso 49 (Rochemolles). A partire dall'alto: idrogramma in ingresso e in uscita dalla soglia sfiorante posta a quota maggiore (laminazione naturale, primo riquadro); laminazione supervisionata, in verde la portata scaricata dallo scarico di fondo e in linea tratteggiata la differenza tra idrogramma in ingresso e portata scaricata dal fondo istante per istante (secondo riquadro); andamento del livello all'interno dell'invaso rispetto alla quota di massima regolazione (terzo pannello); andamento dei volumi cumulati entranti e uscenti e delle variazioni di volume all'interno dell'invaso nel caso di laminazione naturale o supervisionata (quarto pannello).

Anche per l'invaso di Ostola (n.38) la limitazione principale è data dalla ridotta portata scaricabile dal fondo pari a $0.51 Q_{ind}$ con $Q_{ind}=80.82 \text{ m}^3/\text{s}$, a fronte di $Q_{T=100}=153.96 \text{ m}^3/\text{s}$. Gli idrogrammi ottenuti sia per la laminazione naturale che per

quella programmata anticipata e non sono riportati in Figura 48. Non vi sono miglioramenti significativi a meno di non anticipare l'apertura dello scarico, in questo caso si passa da $\eta_0=0.96$ a $\eta_1=0.73$ con un miglioramento del 23.7%.

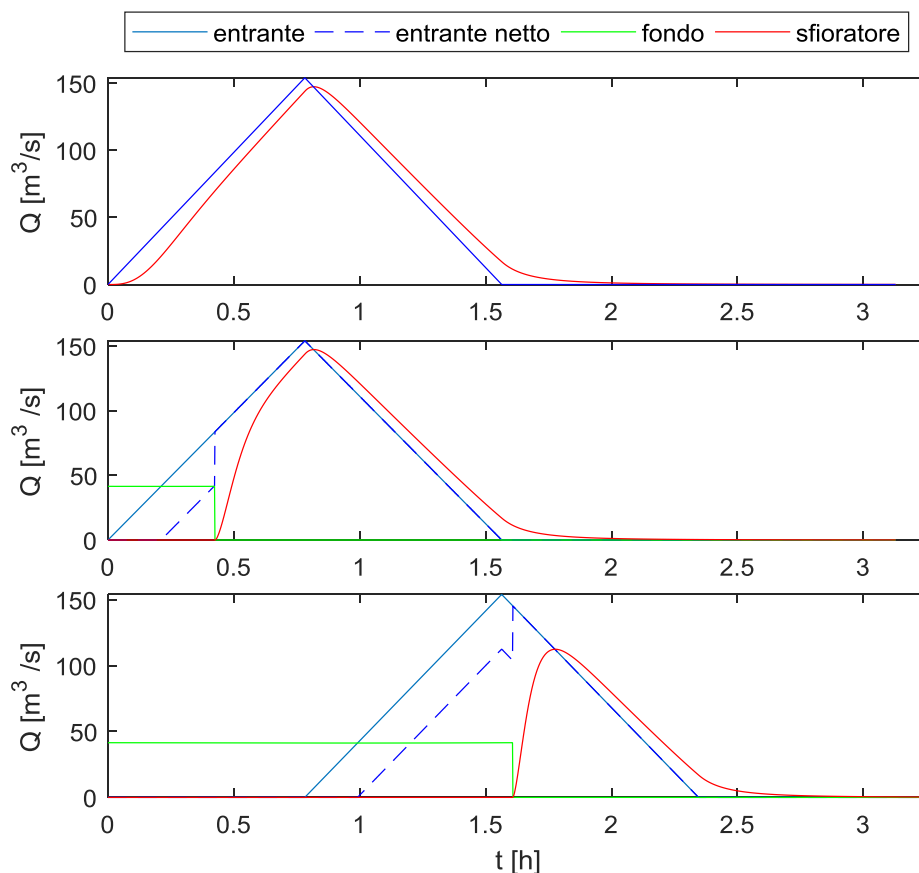


Figura 48: invaso 38 (Ostola). A partire dall'alto: idrogramma in ingresso e in uscita dalla soglia sfiorante posta a quota maggiore (laminazione naturale, primo riquadro); laminazione supervisionata, in verde la portata scaricata dallo scarico di fondo e in linea tratteggiata la differenza tra idrogramma in ingresso e portata scaricata dal fondo istante per istante nel caso di apertura simultanea ovvero anticipata dello scarico di fondo (rispettivamente secondo e terzo riquadro).

Per la diga di Fedio (Figura 49) si ha invece la situazione opposta a due casi appena citati: lo scarico di fondo è in grado di esitare $2.82 Q_{ind}$ con $Q_{ind}=85.81 \text{ m}^3/\text{s}$, a fronte di $Q_{T=100}=169.12 \text{ m}^3/\text{s}$. I valori di η restano sempre circa 0.98 poiché il volume d'acqua a monte della diga è piuttosto ridotto rispetto al volume della piena ($8 \cdot 10^4 \text{ m}^3$ contro $8.6 \cdot 10^5 \text{ m}^3$) infatti, nel caso di scarico anticipato con portata massima Q_{ind} si ottiene lo svuotamento del lago prima dell'inizio della piena e il rapido riempimento con inizio di sfioro in meno di $1t_c$. Utilizzando invece la portata limite per lo scarico di fondo pari a $2 Q_{ind}$ si ha un peggioramento dell'effetto della piena ($\eta_1 > 1$) poiché il picco dell'idrogramma in ingresso è solo $1.97 Q_{ind}$. In Figura 49 si riportano gli idrogrammi in entrata e in uscita dal lago secondo le diverse leggi di scarico (laminazione naturale, programmata con massima portata al fondo $1 Q_{ind}$, programmata con massima portata al fondo $2 Q_{ind}$ e anticipata di $1 t_c$ con massima portata al fondo $1 Q_{ind}$).

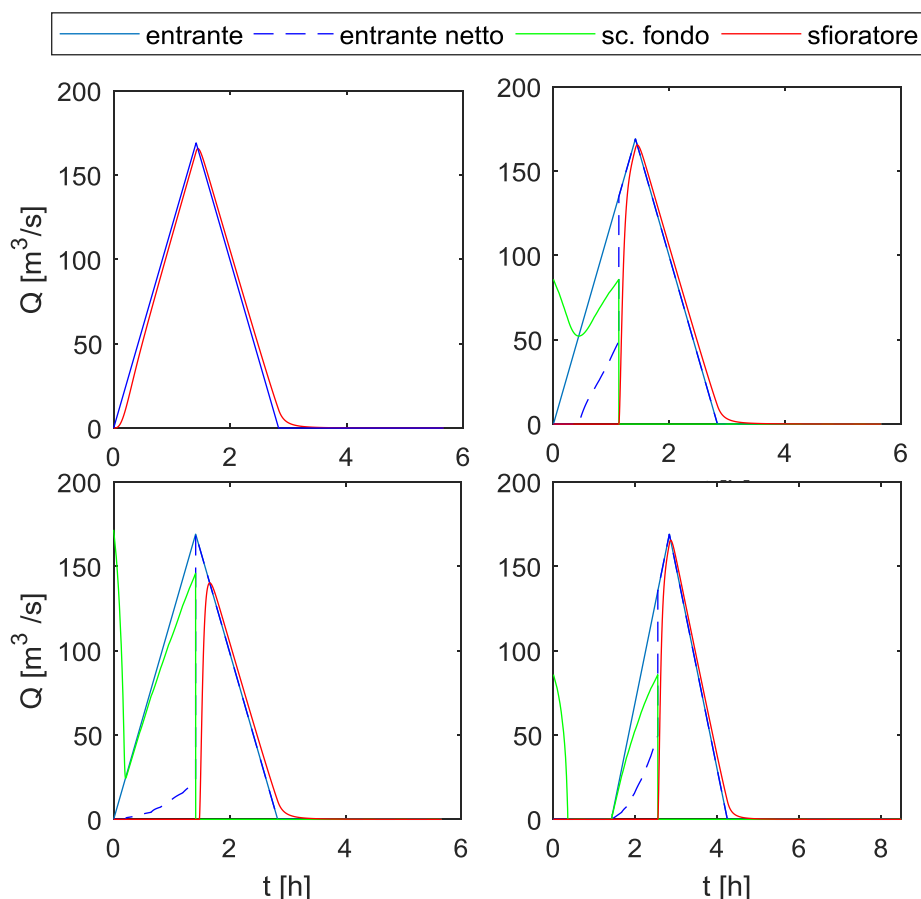


Figura 49: diga 19 (Fedio). Idrogrammi in entrata e in uscita dal lago secondo le diverse leggi di scarico laminazione naturale (in alto a sinistra), programmata con massima portata al fondo 1 Q_{ind} (in alto a destra), programmata con massima portata al fondo 2 Q_{ind} (in basso a sinistra) e anticipata di 1 t_c con massima portata al fondo 1 Q_{ind} (in basso a destra).

3.3 Discussione e risultati

Per quanto riguarda la laminazione non supervisionata, si osserva che, confrontando i risultati ottenuti con l'indice SFA (Synthetic Flood Attenuation), si ottiene un buon accordo in termini di ranking tra il coefficiente η_0 e SFA (Miotto et al., 2007). L'indice SFA è definito come

$$SFA = \frac{1}{R} \cdot \left(\frac{R}{R+1} \right)^{R+1} \quad 3.3-1$$

con

$$R = 100 \cdot \frac{A_L}{L \cdot \sqrt{A_B}} \quad 3.3-2$$

Gli indicatori selezionati da Miotto et al. (2007), ovvero la superficie del lago (A_L), la lunghezza della soglia sfiorante (L) e l'area del bacino (A_B , inserita sotto radice quadrata ad interpretazione del tempo di risposta del bacino), si confermano dunque essere idonei alla valutazione speditiva delle potenzialità di attenuazione del picco di piena in assenza di manovre sugli scarichi.

In generale si nota che η_0 è suscettibile al tipo di stima del tempo di corrivazione scelta in partenza (Figura 50): i valori sono più elevati (minore efficienza dell'invaso)

nel caso di stima con la formula di Giandotti (eq. 3.1-16). L'indice SFA risulta maggiormente coerente con questo tipo di assunzione, mentre aumenta il numero di invasi per i quali SFA tende a sottostimare l'efficacia della diga rispetto alla laminazione naturale, se confrontato con η_0 calcolato a partire dalla stima di portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso ottenute utilizzando la formula del California Culvert Practice (eq. 3.1-15) per il tempo di corrivazione (Figura 51).

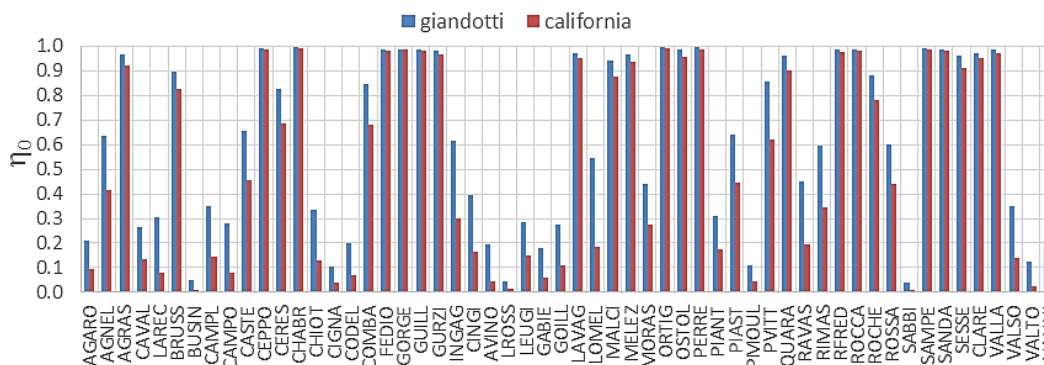


Figura 50: confronto tra η_0 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula di Giandotti (eq. 3.1-16) per la stima di t_c (blu) e η_0 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula del California Culvert Practice (rosso, eq. 3.1-15).

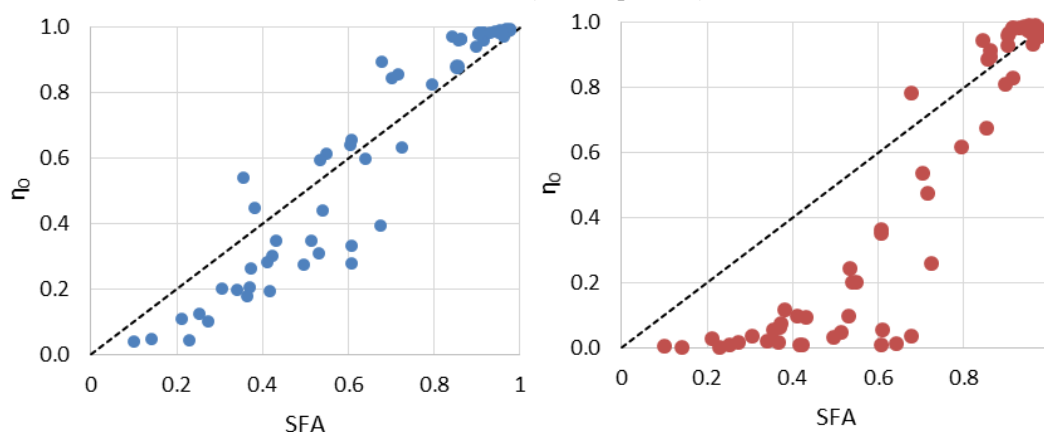


Figura 51: confronto tra l'indice SFA e η_0 calcolato a partire dai dati di portata e dalla durata dell'idrogramma calcolati sulla base del tempo di corrivazione stimato con la formula di Giandotti (a sinistra) e con la formula del California Culvert Practice (a destra).

Relativamente alla laminazione supervisionata (o programmata, o dinamica), nelle figure seguenti (da Figura 54 a Figura 58) si considerano le sole dighe per le quali non si registra un peggioramento: come sottolineato a par. 3.2.3, si ricorda che è possibile che sia $\eta_1 > \eta_0$, in questo caso si registra un peggioramento delle condizioni a valle in termini di aumento della portata massima scaricata. Si tratta complessivamente di 19 invasi scartati. In Figura 52 viene mostrato il confronto tra η_1 calcolato a partire dalle grandezze (portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso) ottenute utilizzando la formula di Giandotti (eq. 4.1 16) per la stima di t_c (blu) e η_1 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula del California Culvert Practice (rosso, eq. 4.1 15). Nel pannello in basso si riportano per ciascuna diga i rispettivi miglioramenti in termini di $\eta_0 - \eta_1$ (Figura 52).

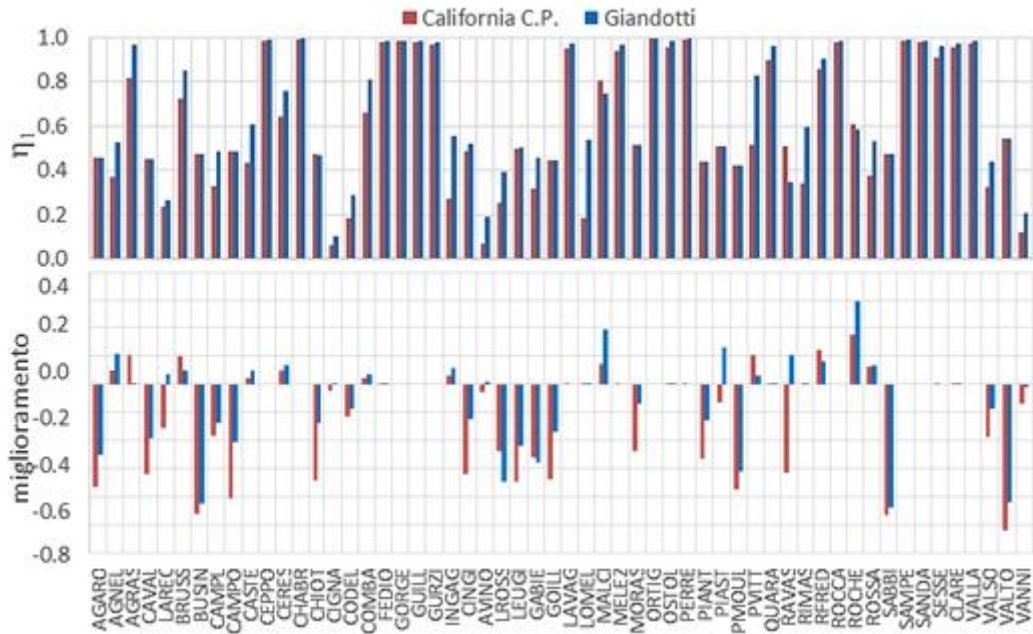


Figura 52: in alto confronto tra η_1 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula di Giandotti (eq. 3.1-16) per la stima di t_c (blu) e η_1 calcolato a partire da portata di picco e durata dell'idrogramma in ingresso stimate utilizzando la formula del California Culvert Practice (rosso, eq. 3.1-15). In basso i rispettivi miglioramenti in termini di $\eta_0 - \eta_1$.

In Figura 53 si riportano, per il campione di 56 dighe considerato, le distribuzioni di alcune grandezze principali (k da eq. 3.3-3, area del lago, volume e quota di massima regolazione, luce sfiorante complessiva, tempo di corrivazione), di alcuni rapporti significativi (massima portata per lo scarico superficiale e di fondo rispetto alla Q_{ind} e Q_{100}/Q_{ind}) e degli indici η_0 e η_1 .

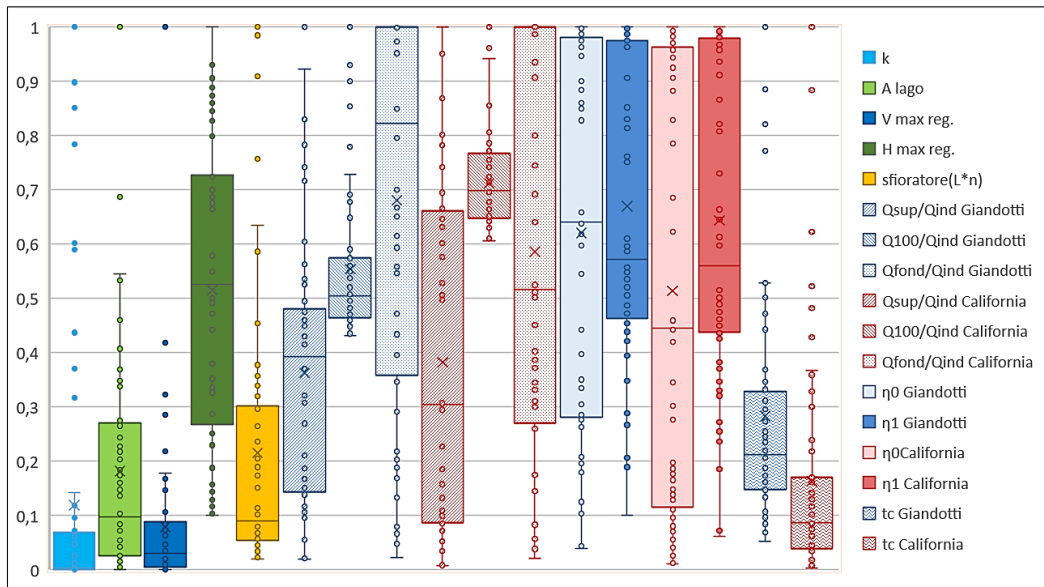


Figura 53: box-plot delle distribuzioni di frequenza di alcune grandezze principali e dei rapporti più significativi individuati per il campione di 56 dighe studiato. La media è indicata con "x".

Non sono evidenti sovrapposizioni o similitudini tra le diverse distribuzioni e pertanto appare chiaro che non sia possibile individuare una relazione diretta tra l'indice η_1 e grandezze caratteristiche dell'invaso o parametri geomorfoclimatici; ciò probabilmente è imputabile in parte alle ipotesi fatte e alle operazioni di svasso estremamente semplificate introdotte al fine della creazione dell'indice stesso.

Sono stati comunque individuate 2 combinazioni di parametri utili a raggruppare gli invasi in modo da individuare quelli più promettenti nell'ottica della predisposizione di un piano di laminazione. La prima combinazione (asse delle ascisse nelle figure da Figura 54 a Figura 58 è data dal rapporto, adimensionalizzato rispetto al suo massimo, tra area del bacino imbrifero sotteso (A_B) e volume d'acqua contenuto fino alla quota di massima regolazione (eq.3.3-3).

$$k = \frac{f_i}{f_{i,max}}, \quad f_i = \frac{A_B}{V_{max\ reg.}} \quad 3.3-3$$

La seconda combinazione è data dal rapporto tra il volume scaricabile dallo scarico di fondo in un tempo pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso all'invaso e il volume della piena in ingresso. Ovviamente, non risolvendo l'equazione di continuità non è noto quale sia il reale livello all'interno dell'invaso e dunque quale sia la portata realmente esitabile dallo scarico di fondo, quindi si assume una portata costante, pari a quella massima, lungo tutto t_c .

Le figure Figura 54 e Figura 56 mostrano i raggruppamenti ottenuti considerando allo scarico di fondo una portata massima pari a Q_{ind} (o alla massima portata evacuabile dallo scarico di fondo qualora questa fosse inferiore a Q_{ind}) sia partendo dalla formula del California Culvert Practice sia da quella di Giandotti. Si tratta sostanzialmente di diagrammi diagnostici in cui si possono individuare 4 zone:

- Una zona (A) in cui il rapporto tra bacino sotteso e dimensioni dell'invaso è basso e il rapporto tra volume scaricabile in t_c e volume della piena è alto, cioè gli organi di scarico e il lago stesso sono proporzionati rispetto alla potenziale onda di piena. Le dighe che ricadono in quest'area hanno buone possibilità di miglioramento e raggiungono η_1 soddisfacenti.
- Una zona (B) in cui il rapporto tra bacino sotteso e dimensioni dell'invaso è basso e il rapporto tra volume scaricabile in t_c e volume della piena è anch'esso basso, cioè gli organi di scarico non sono proporzionati rispetto alla potenziale onda di piena, sebbene il lago non abbia dimensioni eccessivamente ridotte in rapporto al bacino sotteso. Le dighe che ricadono in quest'area non hanno possibilità di miglioramento legate all'utilizzo dello scarico di fondo a meno di non eseguire manovre anticipate rispetto all'inizio dell'evento. I valori di η_1 raggiunti restano comunque elevati e non soddisfacenti.
- Una zona (C) in cui il rapporto tra bacino sotteso e dimensioni dell'invaso è grande e il rapporto tra volume scaricabile in t_c e volume della piena è basso. Le dighe che ricadono in quest'area non hanno possibilità di miglioramento né legate all'utilizzo dello scarico di fondo poiché insufficiente rispetto al volume da smaltire, né legate all'esecuzione preventiva delle manovre, poiché ogni effetto benefico viene vanificato dalle dimensioni ridotte del lago in rapporto all'estensione del bacino sotteso.
- Una zona (D) in cui il rapporto tra bacino sotteso e dimensioni dell'invaso è grande e il rapporto tra volume scaricabile in t_c e volume della piena è anch'esso grande. Si tratta di invasi con grandi scarichi di fondo il cui utilizzo viene limitato perché talvolta peggiorativo rispetto alla piena originaria (si veda

l'esempio della diga di Fedio in Figura 49). Qualora l'effetto fosse positivo, non si riescono ad ottenere dei miglioramenti considerevoli per via delle dimensioni ridotte degli invasi.

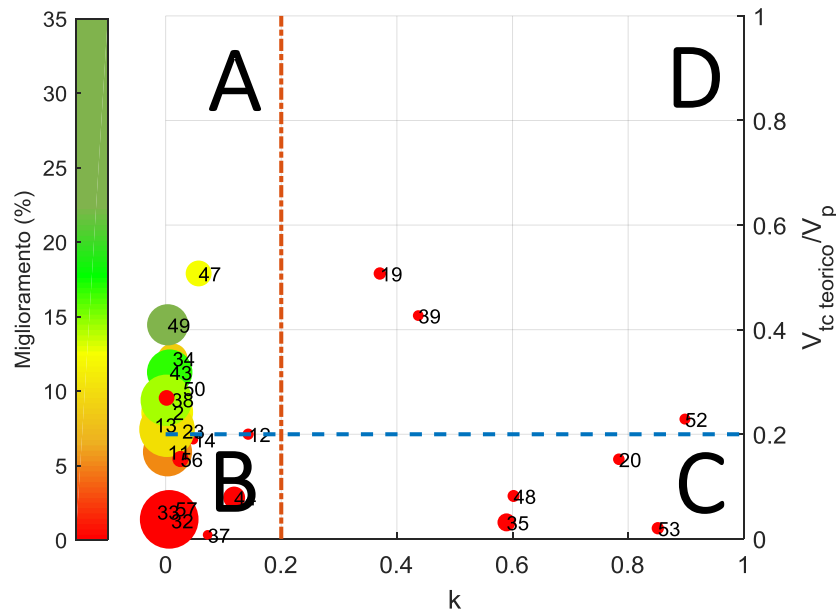


Figura 54: raggruppamento delle dighe con $\eta_0 - \eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo è $1Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Le lettere indicano le 4 zone del diagramma diagnostico. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.

L'analisi dei risultati ottenuti per le dighe in oggetto ha consentito di stabilire dei limiti indicativi tra le diverse zone del diagramma diagnostico:

- Zona A: $k \leq 0.2$ e $V_{tc}/V_p \geq 0.2$;
- Zona B: $k \leq 0.2$ e $V_{tc}/V_p < 0.2$;
- Zona C: $k > 0.5$ e $V_{tc}/V_p < 0.2$;
- Zona D: $k > 0.2$ e $V_{tc}/V_p > 0.2$.

In particolare, il limite $k \leq 0.2$ per la zona A è giustificato dal fatto che l'insufficienza delle dighe 12 e 44 (rispettivamente Ceppo Morelli e Quarazza) è imputabile alle ridotte dimensioni dello scarico di fondo che non permette lo scarico di Q_{ind} . Tali dighe vengono quindi assunte potenzialmente idonee per il miglioramento dovuto allo svaso preventivo limitatamente al rapporto k , in altre parole per queste dighe l'elemento penalizzante non è k .

Non essendo basata su valutazioni quantitative, tale delimitazione del piano (k , V_{tc}/V_p) può fornire una suddivisione solo di primo tentativo se applicata a invasi diversi da quelli esaminati.

Confrontando la Figura 54 e la Figura 56 si osserva che, utilizzando la formula di Giandotti vengono considerate con miglioramento ≥ 0 cinque dighe in più. In particolare si tratta di Cignana (16), Lago D'Avino (24), Alpe Larecchio (5), Piastra (41) e Ravasanella (45). Le prime 2 ricadono in zona B ed hanno colore rosso poiché la laminazione naturale ha già valori $\eta_0 < 0.2$ e lo svaso preventivo non fornisce miglioramenti significativi; discorso analogo vale per l'invaso di Alpe Larecchio

che ricade in zona A con colore arancio scuro e con $\eta_0=0.3$ secondo Giandotti. Per tutte queste 3 dighe $\eta_0 < 0.1$ se stimato in riferimento alla formula del California Culvert Practice per t_c . Le dighe di Piastra e Ravasanella registrano invece un peggioramento se si considera quest'ultima formula per t_c e un miglioramento se si considera invece Giandotti. La massima portata scaricata a valle è per entrambe relativa all'apertura dello scarico di fondo e non allo sfioro; tale portata è Q_{ind} dunque entrambe le dighe sono coerentemente fortemente influenzate dal metodo di stima della stessa. Nel caso di Ravasanella, passando da un metodo di stima all'altro il $K_{T=100}$ passa da 2.87(Giandotti) a 1.96 dunque è coerente che si abbia un aumento di η_1 . Variazioni evidenti si hanno anche per le dighe di Castello (11), Ceppo Morelli (12) e Chabrière (14) presenti in entrambe le figure. In particolare esse passano dalla zona B alla zona A considerando la formula di Giandotti. Gli scarichi di fondo di queste dighe non consentono l'evacuazione di Q_{ind} dunque il volume $V_{t_c,teorico}$ rimane costante a fronte di un aumento del volume della piena in ingresso al lago rispettivamente del 42%, 41% e 33%. Considerando i volumi realmente scaricati nel tempo t_c (V_{t_c} invece di $V_{t_c,teorico}$) tutte e tre gli invasi si posizionano in zona B.

In Figura 56 si considera come massima portata scaricabile al fondo $2Q_{ind}$: risultano immediatamente confermate le considerazioni fatte sulla diga di Fedio (par. 3.2.3) che non è più presente nel grafico e quanto osservato per la Figura 54.

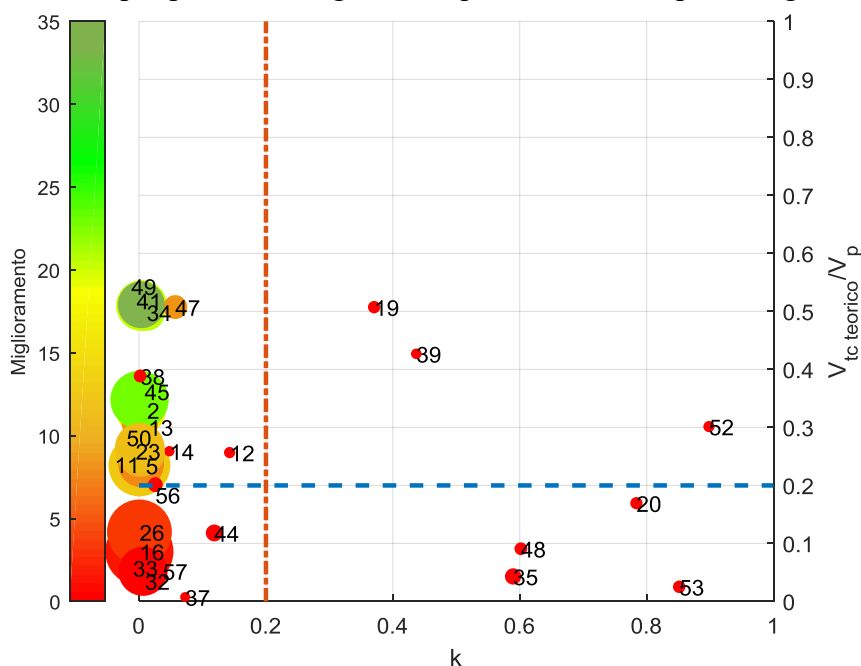


Figura 55: raggruppamento delle dighe con $\eta_0 - \eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo è $1Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula di Giandotti.

Considerando invece del volume teorico scaricato in t_c , (calcolato assumendo una portata costante, pari a quella massima scaricabile dallo scarico di fondo, lungo tutto t_c) quello realmente scaricato (Figura 57) nello stesso intervallo di tempo (calcolato risolvendo l'equazione di continuità e tenendo quindi conto della variazione del livello all'interno dell'invaso), le zone B e C diventano più strette (la soglia

superiore potrebbe scendere da $V_{tc}/V_p < 0.2$ a $V_{tc}/V_p < 0.1$) creando una zona non definita tra $0.1 < V_{tc}/V_p < 0.2$ in cui ricadono le dighe di Agnel (2), Ceresole Reale (13), Ingagna (23), Rossana (50) ed Ostola (38). Ciò è dovuto al fatto che l'inizio dello sfioro avviene in un tempo molto inferiore a t_c (si veda la Tabella 16).

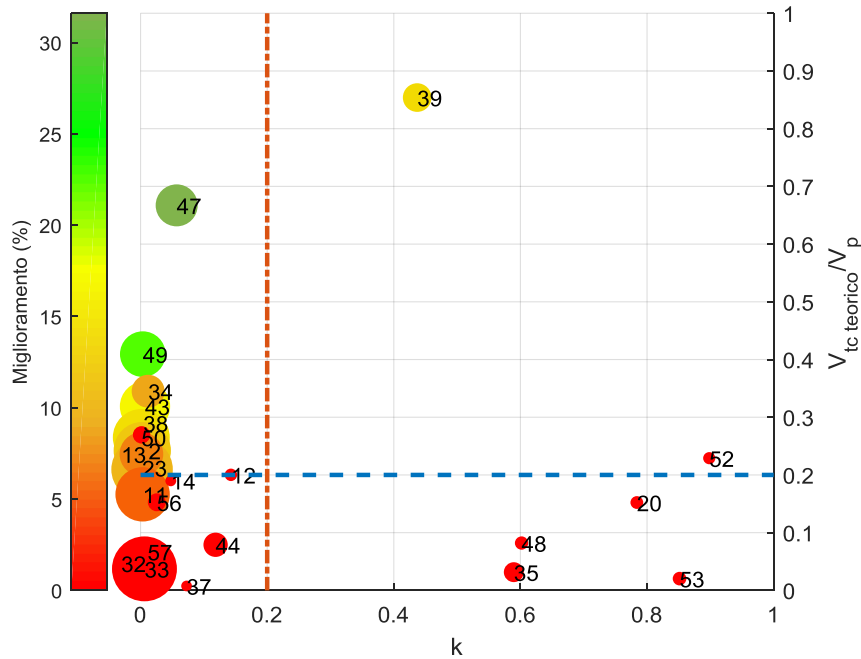


Figura 56: raggruppamento delle dighe con $\eta_0 - \eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante. La portata limite dallo scarico di fondo è $2Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.

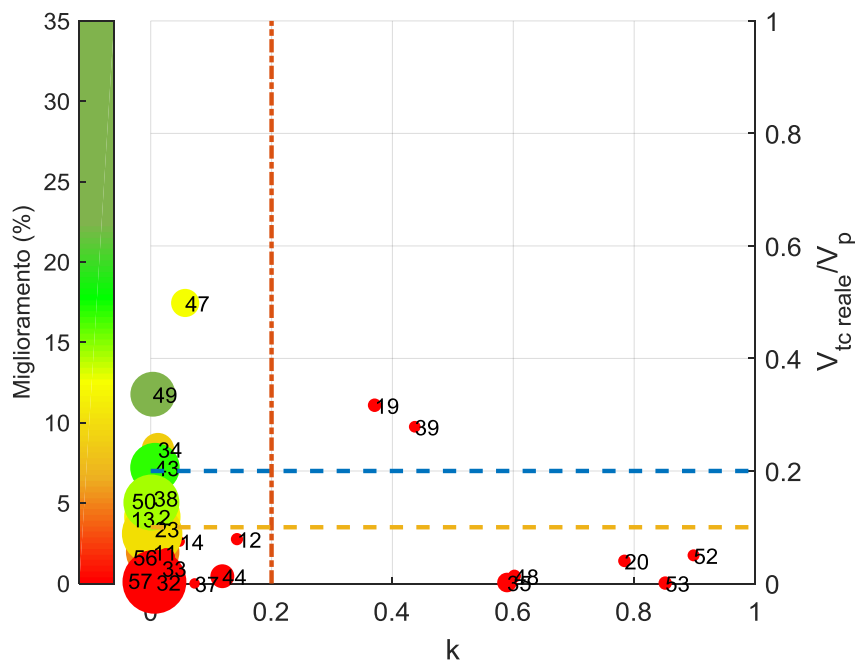


Figura 57: raggruppamento delle dighe con $\eta_0 - \eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume realmente scaricato in t_c . La portata limite dallo scarico di fondo è $1Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.

L'invaso di Ostola (38) sfugge invece a questa classificazione, infatti sia nella Figura 54 che nella Figura 55 (e anche nella Figura 56) esso si trova in zona A pur essendo di colore rosso e avendo un alto valore di η_1 . La spiegazione è da ricercarsi nella curva di vaso (volumi-livelli), infatti alle quote più alte una minima diminuzione di livello porta grandi riduzioni di volume (un abbassamento di 1m corrisponde all'uscita dallo scarico di fondo di 0.52 Mm³) ed essendo la portata in ingresso molto alta rispetto alla massima scaricabile ($Q_{T=100}/Q_{\max \text{ fondo}}=3.7$) lo svaso preventivo non permette un abbassamento di livello significativo in tempi rapidi sebbene il rapporto $V_{tc,teorico}/V_p$ rispetti i criteri qui definiti.

Tabella 16: valori caratteristici delle dighe presenti in zona A e D nel diagramma diagnostico in Figura 54. Tempo di corrvazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.

Zona	A									D	
	Agnel	Ceresole Reale	Ingagna	Malciaussia	Ostola	Ponte Vittorio	Rio Freddo	Rochemolles	Rossana	Fedio	Perreres
ID	2	13	23	34	38	43	47	49	50	19	39
A_L [km²]	0.24	0.73	0.61	0.05	0.02	0.05	0.02	0.15	0.04	0.02	0.01
V_{max reg} [Mm³]	2.14	34.06	6.7	1.18	5.50	0.53	0.35	3.70	0.5	0.08	0.07
A_B [km²]	10.79	85.48	29.72	25.90	16.44	6.83	36.58	24.07	1.09	54.29	56.02
t_c [ore]	0.53	1.37	0.74	0.57	0.78	0.35	0.94	0.82	0.30	1.41	0.85
Q_{T=100}	47	280	252	109	153	143	121	75	13.31	169	198
V_{tc,teorico}/V_p	0.24	0.24	0.21	0.35	0.27	0.32	0.51	0.41	0.26	0.51	0.43
V_{tc}/V_p	0.12	0.11	0.09	0.24	0.15	0.21	0.50	0.34	0.14	0.32	0.28
η₀	0.42	0.69	0.30	0.88	0.96	0.62	0.98	0.78	0.44	0.98	0.99
η₁	0.36	0.64	0.27	0.80	0.96	0.52	0.85	0.61	0.38	0.98	0.99
η₁ anticipato	0.24	0.42	0.21	0.35	0.73	0.32	0.51	0.41	0.26	0.98	0.99
t_{sfioro η₁}	0.26	0.65	0.31	0.40	0.42	0.22	0.95	0.67	0.16	1.12	0.64

Nel caso di apertura anticipata dello scarico di fondo (Figura 58) i raggruppamenti fin qui discussi restano validi, inoltre tutte le dighe della zona A hanno $\eta_1 < 0.6$ ad eccezione della 38 che trae comunque beneficio passando da un miglioramento pressoché nullo a circa il 20% rispetto a η_0 . Quest'ultima considerazione conferma la correttezza delle suddivisioni ipotizzate nei diagrammi diagnostici proposti.

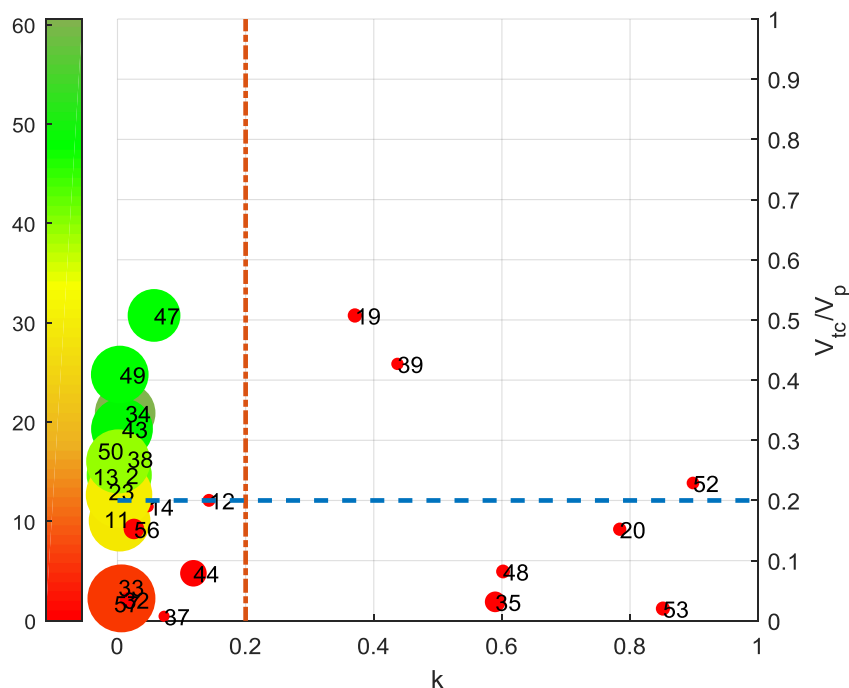


Figura 58: raggruppamento delle dighe con $\eta_0 - \eta_1 \geq 0$ secondo gli indicatori k (eq.3.3-3) e volume scaricato in t_c ipotizzando portata costante e apertura anticipata di $1 t_c$ dello scarico di fondo. La portata limite dallo scarico di fondo e $1Q_{ind}$. La scala cromatica rappresenta il miglioramento ottenuto rispetto a η_0 e la dimensione dei punti è inversamente proporzionale a η_1 quindi proporzionale all'efficacia della diga. Tempo di corrivazione stimato secondo la formula del California Culvert Practice.

In conclusione anche se si può dibattere sul fatto che il sistema di stima di t_c abbia effetti su η , conta stabilire se l'applicazione di svasso preventivo sia portatrice di miglioramento oppure no e sia nel caso dell'utilizzo della formula di Giandotti per la stima di t_c , sia nel caso di quella del California Culvert Practice sono presenti un numero di invasi che registrano miglioramenti ed in particolare l'effetto è coerente nei due casi.

Per completezza si ritiene utile richiamare la Deliberazione della Giunta Regionale 27 aprile 2018, n. 22-6795 "Dir.p.c.m. 27 febbraio 2004 - Individuazione della scala di priorità per l'utilizzo degli invasi presenti sul territorio regionale ai fini della laminazione delle piene e definizione delle modalità operative per la predisposizione e l'adozione dei piani di laminazione" nella quale vengono considerate 67 dighe presenti sul territorio della Regione Piemonte (56 di competenza nazionale e 11 di competenza regionale) e si propone una classificazione sulla base dell'indice FARL (Flood Attenuation by Reservoirs and Lakes) proposto da Scarrott et al. (1999)

$$FARL = \left(1 - \sqrt{\frac{A_L}{A_B}} \right)^w \quad 3.3-4$$

con esponente w pari a 1 e A_L e A_B rispettivamente l'area del lago e l'area del bacino sotteso alla diga.

In Figura 59 si osserva un buon accordo tra la classificazione basata su η_0 e l'indice FARL (coefficiente di correlazione rispettivamente 0.90 e 0.89 per η_0 ottenuto a partire dalla stima di t_c secondo il California Culvert Practice e Giandotti).

Discrepanze evidenti (coefficiente di correlazione rispettivamente 0.74 e 0.85 per η_1 ottenuto a partire dalla stima di t_c secondo il California Culvert Practice e Giandotti) si notano nel pannello in destra soprattutto per gli invasi che occupano le posizioni più alte in classifica. Ciò è coerente con il fatto che l'indice FARL non tiene conto di operazioni sugli scarichi, cosa che invece si vuole fare con l'indice η_1 .

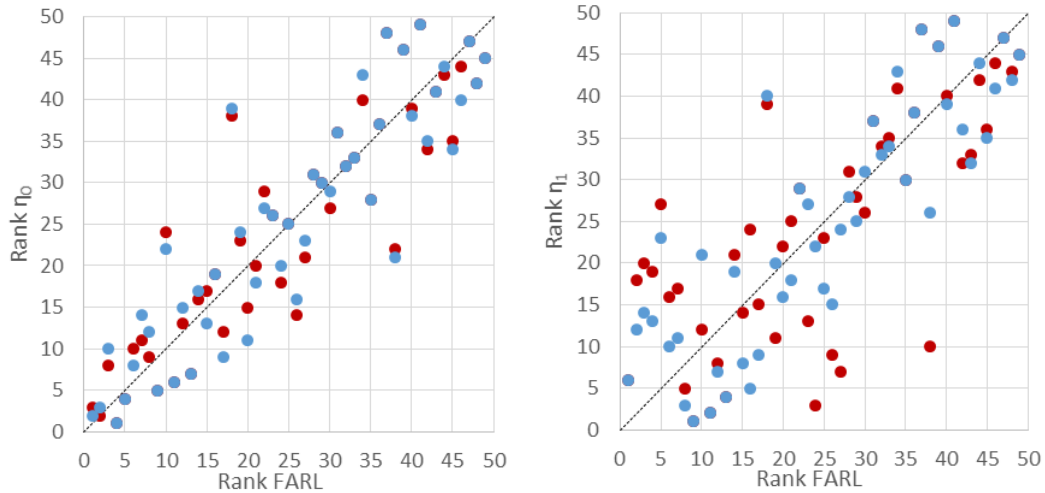


Figura 59: confronto tra la classificazione degli invasi (1 capacità di laminazione migliori, 50 capacità di laminazione peggiori) secondo l'indice FARL e secondo gli indici η_0 (a sinistra) e η_1 (a destra). In rosso t_c ottenuto dalla formula del California Culvert Practice, in blu t_c secondo Giandotti.

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).

4.1 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)”;

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot \rho \vec{V} = 0 \quad 4.1-1$$

- 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”;

$$\frac{\partial \rho \vec{V}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \cdot \vec{V}) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{V} + (\mu + \lambda) \nabla (\nabla \cdot \vec{V}) + \rho \vec{g} \quad 4.1-2$$

(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)''

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \rho E}{\partial t} + \frac{\partial E \rho u}{\partial x} + \frac{\partial E \rho v}{\partial y} + \frac{\partial E \rho w}{\partial z} = \\
 = - \left(\frac{\partial p u}{\partial x} + \frac{\partial p v}{\partial y} + \frac{\partial p w}{\partial z} \right) + \frac{\partial (S_{xx} u + S_{yx} v + S_{zx} w)}{\partial x} \\
 + \frac{\partial (S_{xy} u + S_{yy} v + S_{zy} w)}{\partial y} + \frac{\partial (S_{xz} u + S_{yz} v + S_{zz} w)}{\partial z} \\
 + \rho a_x u + \rho a_y v + \rho a_z w - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right)
 \end{aligned} \tag{4.1-3}$$

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.4.1-4) in cui non compaiono i termini legati alla velocità verticale. In questo caso, la legge di conservazione della massa implica infatti che anche la scala delle velocità verticali sia piccola rispetto a quelle orizzontali, la pressione lungo la verticale sia pressoché idrostatica e che il campo di velocità sul piano orizzontale sia costante lungo l'intera profondità.

$$\left\{ \begin{aligned}
 & \frac{\partial((H+h)u)}{\partial x} + \frac{\partial((H+h)v)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \\
 & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f v + g \frac{\partial h}{\partial x} = -b u + v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} \right) \\
 & \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - f u + g \frac{\partial h}{\partial y} = -b v + v \left(\frac{\partial^2 v}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 v}{\partial^2 y} \right)
 \end{aligned} \right. \tag{4.1-4}$$

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.4.1-4 (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:

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad 4.1-5$$

4.1.1 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 4.1-5, 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.

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello dinamico} \quad 4.1-6$$

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello diffusivo} \quad 4.1-7$$

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0 \\ -g(i_f - j) = 0 \end{cases} \quad \text{modello cinematico} \quad 4.1-8$$

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)

4.1.2 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 (Cavallé, 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. 4.1-5) scritto sulle linee caratteristiche diviene:

$$\begin{cases} \frac{d}{dx}(u \mp 2\sqrt{gh}) = g(i_f - j) \\ \frac{dx}{dt} = u \pm \sqrt{gh} \end{cases} \quad 4.1-9$$

essendo

$$\frac{dx}{dt} = \begin{cases} u + \sqrt{gh} & \text{linea caratteristica positiva} \\ u - \sqrt{gh} & \text{linea caratteristica negativa} \end{cases} \quad 4.1-10$$

la soluzione con discriminante positivo dell'equazione risolutiva del sistema. La 4.1-10 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:

$$\begin{cases} \sqrt{gh} = \frac{1}{3} \left[2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right] \\ u = \frac{2}{3} \left[\sqrt{gh_0} + \frac{x}{t} \right] \end{cases} \quad 4.1-11$$

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

$$X = \frac{x}{h_0} \quad 4.1-12$$

$$H = \frac{h}{h_0} \quad 4.1-13$$

$$T = t \sqrt{\frac{g}{h_0}} \quad 4.1-14$$

$$U = \frac{u}{\sqrt{gh_0}} \quad 4.1-15$$

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gh_0^3}} \quad 4.1-16$$

La soluzione di Ritter può essere riscritta come segue:

$$H = \left[\frac{1}{3} \left(2 - \frac{X}{T} \right) \right]^2 \quad 4.1-17$$

$$U = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{X}{T} \right) \quad 4.1-18$$

$$Q = \frac{2}{27} \left(1 + \frac{X}{T} \right) \left(2 - \frac{X}{T} \right)^2 \quad 4.1-19$$

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. Ovverosia, i parametri idraulici caratterizzanti il moto del fluido retrostante il fronte di impatto, quali profondità e velocità, si mantengono costanti nel tempo.

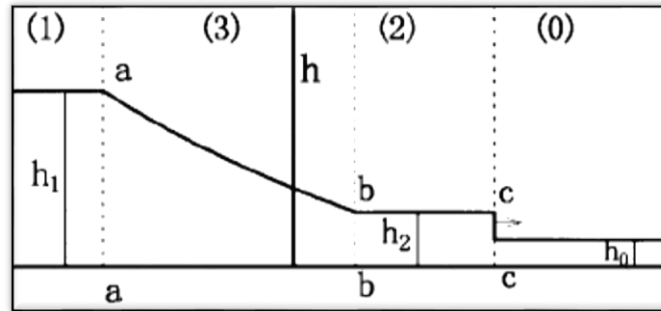


Figura 60: schematizzazione dell'onda d'impatto, definizione delle zone secondo Stokes (immagine tratta da Poggi et al., 2009).

Con riferimento alla schematizzazione indicata in Figura 60, nel seguito si riporta la formulazione di Stoker ottenuta adottando l'adimensionalizzazione delle variabili elencata nelle eqq. da 4.1-12 a 4.1-16 rispetto alla profondità iniziale h_1 del tirante idrico all'interno dell'invaso:

zona 1:

$$\begin{cases} H = 1 \\ U = 0 \end{cases} \text{ per } X \leq -T \quad 4.1-20$$

zona 3:

$$\begin{cases} H = \frac{4}{9} \left(1 - \frac{X}{2T}\right)^2 \\ U = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{X}{T}\right) \end{cases} \text{ per } -T \leq X \leq T(U_2 - \sqrt{H_2}) \quad 4.1-21$$

zona 2:

$$\begin{cases} H = \frac{H_0}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{2H - 1 - \sqrt{H}}{H - H_0} \frac{1 - \sqrt{H}}{\sqrt{H_0}}\right)^2} - \frac{1}{2} \\ U = S_2 - \frac{H}{4S_2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}}\right) \end{cases} \text{ per } T(U_2 - \sqrt{H_2}) < X < TS_2 \quad 4.1-22$$

zona 0:

$$\begin{cases} H = H_0 \\ U = 0 \end{cases} \text{ per } TS_2 \leq X \quad 4.1-23$$

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

$$S_2 = \frac{H_0}{4S_2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}} \right) - \left(2Y_0 \left(\sqrt{1 + \frac{8S_2^2}{H_0}} - 1 \right) \right)^{1/2} \quad 4.1-24$$

4.1.3 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.4.1-6): 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. 4.1-5):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \mathbf{U} d\Omega + \oint_{\partial\Omega} (\mathbf{F}dx - \mathbf{G}dy) = \int_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega \quad 4.1-25$$

- 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.4.1-26) sotto riportate nelle quali u e v indicano le componenti di velocità mediante sulla verticale, z_b la pendenza dell'alveo, c_D il termine rappresentativo della scabrezza dell'alveo funzione del coefficiente di Manning ($c_D=gn^2h^{1/3}$).

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad 4.1-26.a$$

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

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

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

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, suddetta 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 ba-

gnata, 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 61):

- 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

$$h = \frac{V}{A} = \frac{(\eta - z_1)^3}{3(z_2 - z_1)(z_3 - z_1)} \quad 4.1-27$$

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

$$h = \frac{V}{A} = \frac{\eta^2 + \eta z_3 - 3\eta z_1 - z_3 z_2 + z_1 z_2 + z_1^2}{3(z_3 - z_1)} \quad 4.1-28$$

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

$$h = \frac{V}{A} = \frac{\eta^2 + \eta z_3 - 3\eta z_1 - z_3 z_2 + z_1 z_2 + z_1^2}{3(z_3 - z_1)} \quad 4.1-29$$

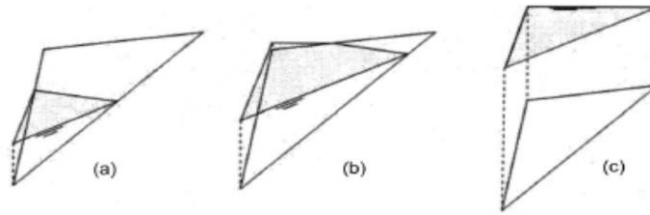


Figura 61: volume idrico presente all'interno della cella di calcolo (a) $z_1 < \eta \leq z_2$; (b) $z_2 < \eta \leq z_3$; (c) $z_3 < \eta$. Immagine tratta dall'articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

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'upwind² 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.

² 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 $F=GU$.

Il software Brezo

Il programma BreZo risolve il sistema di equazioni di De Saint Venant (eqq.4.1-4) mediante il metodo di discretizzazione ai volumi finiti (dettagliato nel paragrafo precedente) secondo lo schema di Gudonov³.

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 62.

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

³ 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 $x > 0$.

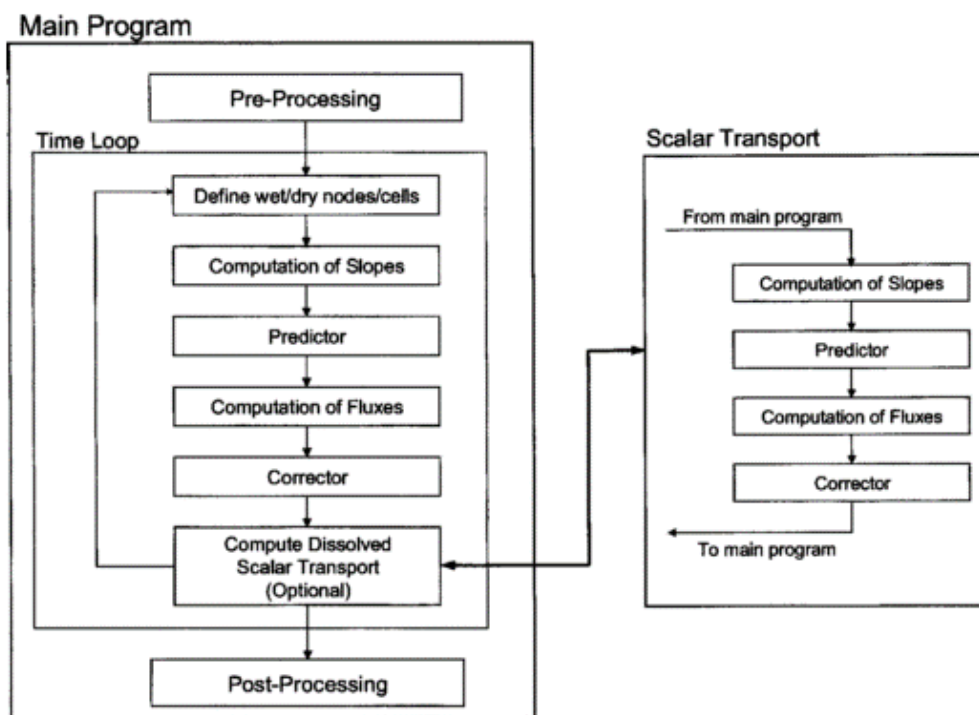


Figura 62: flowchart dell' algoritmo di calcolo implementato nel programma "Brezo" tratto dall' articolo di Begnudelli e Sanders (Begnudelli and Sanders, 2006).

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' i-esimo nodo viene dunque calcolata mediante l' espressione 4.1-30.

$$\eta_i^n = \frac{1}{M_i^w} \sum_{c_{i,k} \in C_i^n} \eta_{c_{i,k}}^n \quad 4.1-30$$

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:

$$h_i^n = \max(\eta_i^n - z_{bi}, 0) \quad 4.1-31$$

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).

$$\begin{pmatrix} \delta_x q \\ \delta_y q \end{pmatrix} = J \begin{pmatrix} q_2 - q_1 \\ q_3 - q_1 \end{pmatrix} \quad 4.1-32$$

Nella quale il simbolo \mathbf{J} rappresenta l'opportuno elemento della matrice Jacobiana. Poiché il valore di ciascun elemento 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. 4.1-33) e di un valore di correzione \mathbf{F}_{Corr} :

$$\mathbf{F}_{Roe} = \begin{pmatrix} h\hat{u} \\ hu\hat{u} + \frac{1}{2}gh^2r_x^f \\ hv\hat{u} + \frac{1}{2}gh^2r_y^f \end{pmatrix} \quad 4.1-33$$

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 Δh 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.

$$\mathbf{F}_{Corr} = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{1}{12}g(\Delta_l h)^2 & r_x^f \\ \frac{1}{12}g(\Delta_l h)^2 & r_y^f \end{pmatrix} \quad 4.1-34$$

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-Lewy (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:

$$Cr = \frac{u \cdot \Delta t}{\Delta x} < K \quad 4.1-35$$

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. 4.1-36

$$Cr = \Delta t \max_{i=1, \dots, N_c} \left\{ \frac{3 \max_{k=1,2,3} |\lambda_{f_{i,k}} l_{f_{i,k}}|}{A_i} \right\} \leq 1 \quad i = 1, \dots, N_c \quad 4.1-36$$

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 4.1.2, 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).

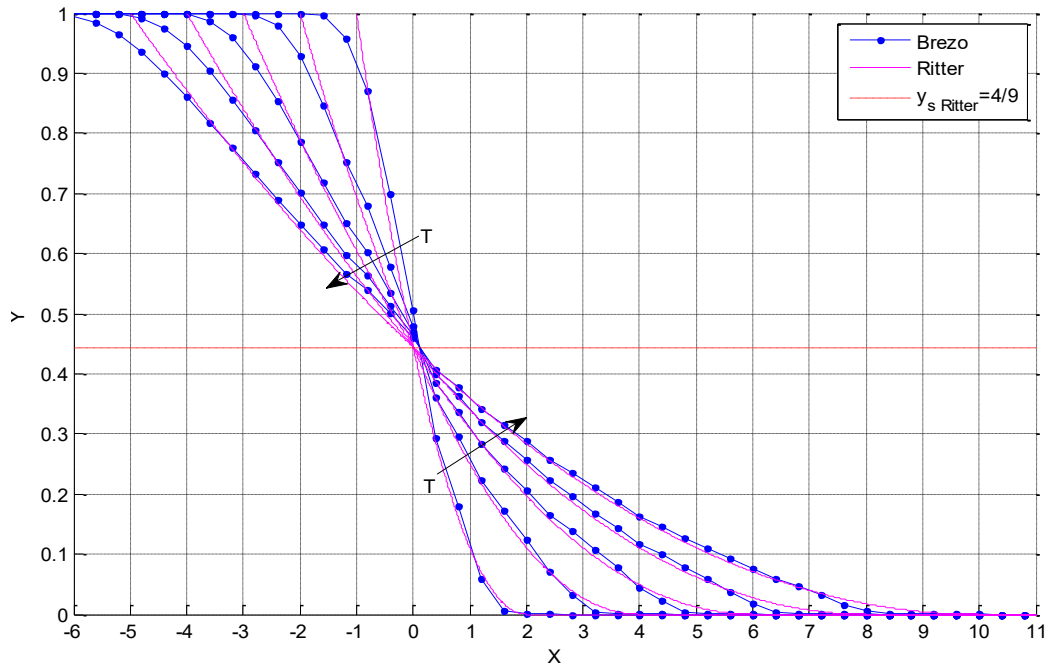


Figura 63: confronto dei profili Y(X) per gli istanti adimensionali T=1,2,3,4,5 (t=1.59s, 3.19s, 4.79s, 6.38s, 7.98s). Immagine tratta da (Cordero, 2013).

In accordo con le ipotesi elencate al par.4.1.2 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 $n=0 \text{ m}^{-1/6}\text{s}$). 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 63), 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 possibile 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 5.4.4): gli errori numerici che ne conseguono subiscono una propagazione nei primi istanti di computazione finché non divengono predominanti i termini diffusivi e convettivi che regolano il fenomeno.

4.2 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.

4.2.1 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 64). 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.

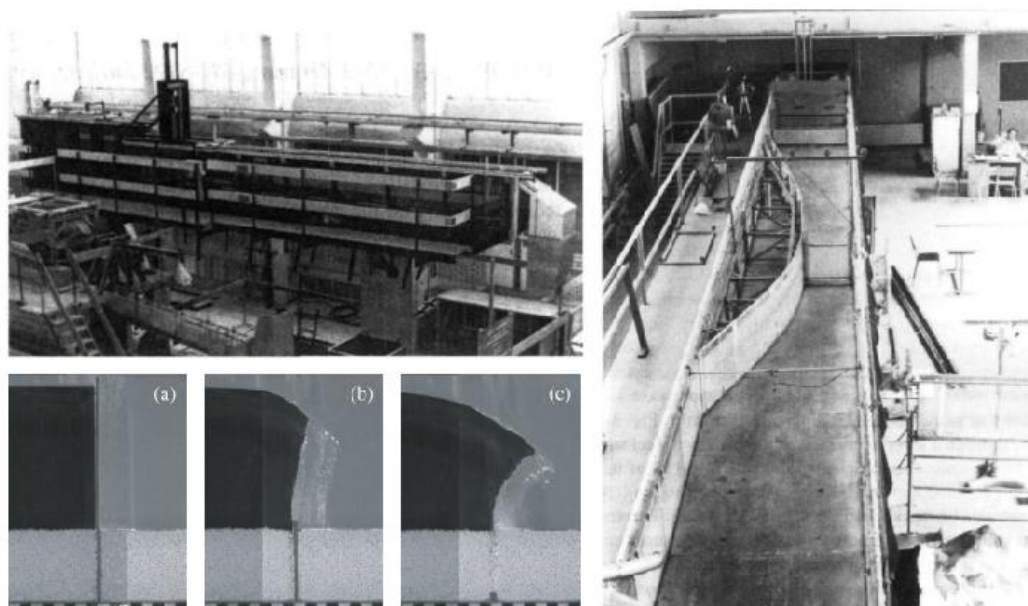


Figura 64: a sinistra in alto il canale sperimentale utilizzato da Lauber e Hager (Lauber and Hager, 1998a, 1998b), in basso a sinistra 3 fotogrammi tratti dall' articolo di Spinewine and Zech (2007). A destra, il canale sperimentale utilizzato da Bellos et al. (Bellos et al., 1992).

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 64): 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 x0.30m x0.34m 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 64). Le configurazioni iniziali sono 6 e si differenziano sia per l'altezza d'acqua iniziale che per lo spessore dei sedimenti (sabbia o sfere di polivinilcloruro) sia a monte che a valle della paratoia. L'acquisizione del profilo avviene dai 2 lati del canale con 2 telecamere a 200fps e risoluzione 512x256pixels. Gli esperimenti vengono ripetuti più volte e le 2 telecamere vengono traslate verso valle di 75cm ogni volta. Zech et al. (Zech et al., 2008), invece, presentano l'applicazione di alcuni modelli numerici nel campo della movimentazione del fondo nei primi istanti successivi al dam-break e dell'erosione spondale per tempi più lunghi. I risultati vengono confrontati con lavori sperimentali precedenti degli stessi autori condotti nel canale appena descritto (Spinewine and Zech, 2007).

Nel 2005 Hanson et al. (Hanson et al., 2005) presentano un articolo sulla formazione della breccia in dighe in materiale sciolto. In particolare realizzano 2 sbarramenti alti rispettivamente 1.52m e 2.29m con pendenza dei paramenti 3:1, ciascuno diviso in 3 zone test con differenti materiali e gradi di compattazione. A se-

guito del sormonto della diga in sezioni di prova trapezoidali prestabilite mantenendo un po' più basso il coronamento, il processo di erosione viene filmato (Figura 65) 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 breccie 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 65). 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.

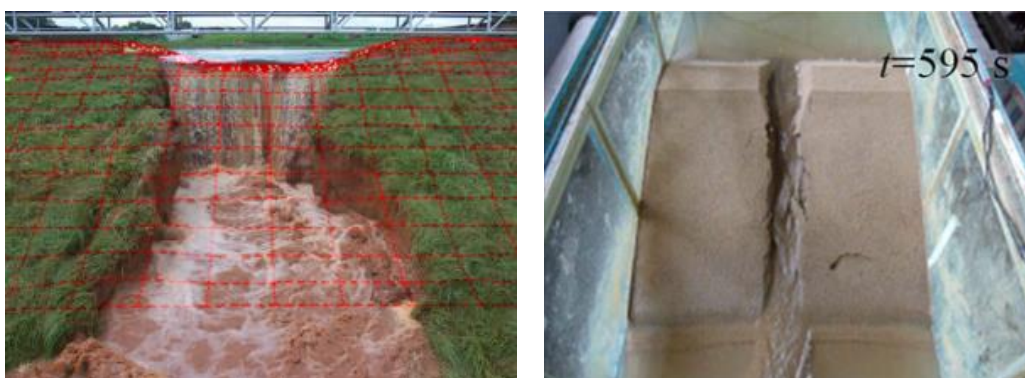


Figura 65: fotogrammi dell'evoluzione della breccia in uno sbarramento in terre tratti rispettivamente da (partendo da sinistra) Hanson et al. (2005) e Cao et al. (2011).

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.

4.2.2 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 66). 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 (polimetilmeacrilato) trasparente, e tutto il canale è incernierato in modo tale da poter essere inclinato fino al 10 %. In Figura 66 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.

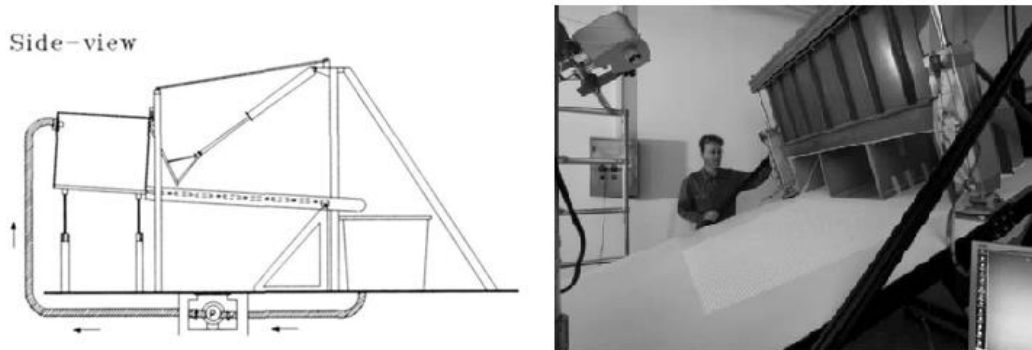


Figura 66: a sinistra vista laterale del modello sperimentale di Fraccarollo e Toro (immagine tratta da Fraccarollo and Toro, 1995). A destra il set-up sperimentale utilizzato da Cochard e Ancey (immagine tratta da Cochard and Ancey, 2008).

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

Nel 2007 Soares-Frazão and Zech (Soares-Frazão and Zech, 2007) eseguono misure in un canale 35m x3.6 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 66) 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 pistoni 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 microsferine ($250 \mu\text{m}$ 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 67) 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 67). 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.

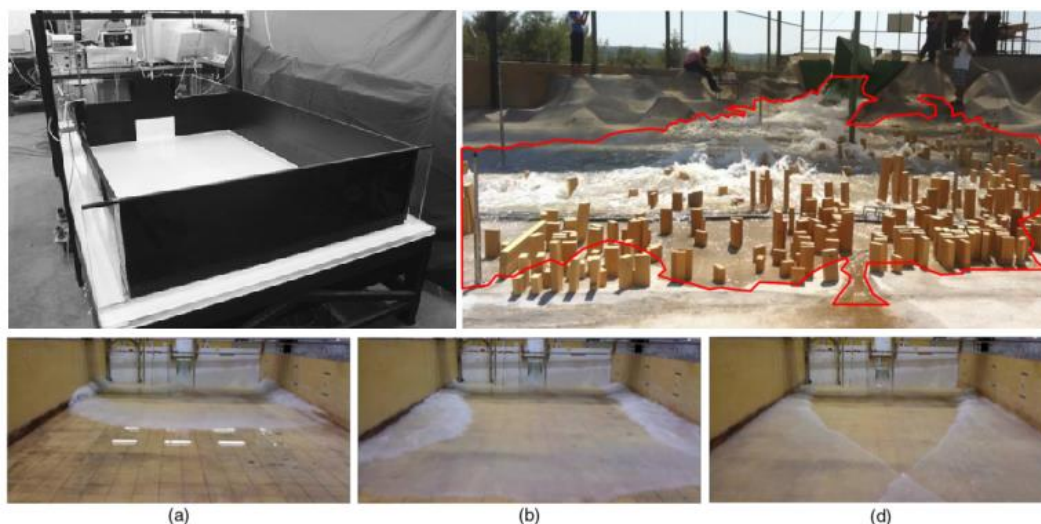


Figura 67: in alto a sinistra il set-up sperimentale di Aureli et al. 2008 e 2011 (immagine tratta da Aureli et al., 2011), a destra il modello in scala distorta di Güney et al. (immagine tratta da Güney et al., 2014). In basso 3 fotogrammi della propagazione dell'onda di dam-break tratti da Elkholy 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 67). 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.

4.3 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. 4.3-1). 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.

$$R = P \cdot V \cdot D_p \quad 4.3-1$$

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. 4.3-1 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. 4.3-1, ovvero il danno potenziale e la vulnerabilità.

4.3.1 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 determinato 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. 5.3 e 5.2) svolte durante questi tre anni sono mirate alla definizione di una metodologia speditiva robusta per la stima delle aree potenzialmente allagate che, applicata a tutti gli invasi regionali fornirà come risultato un layer GIS che sovrapposto, per esempio, alla mappa CORINE potrà fornire una quantificazione numerica dell'esposizione al rischio dell'area considerata.

4.3.2 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 68 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 vy 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.

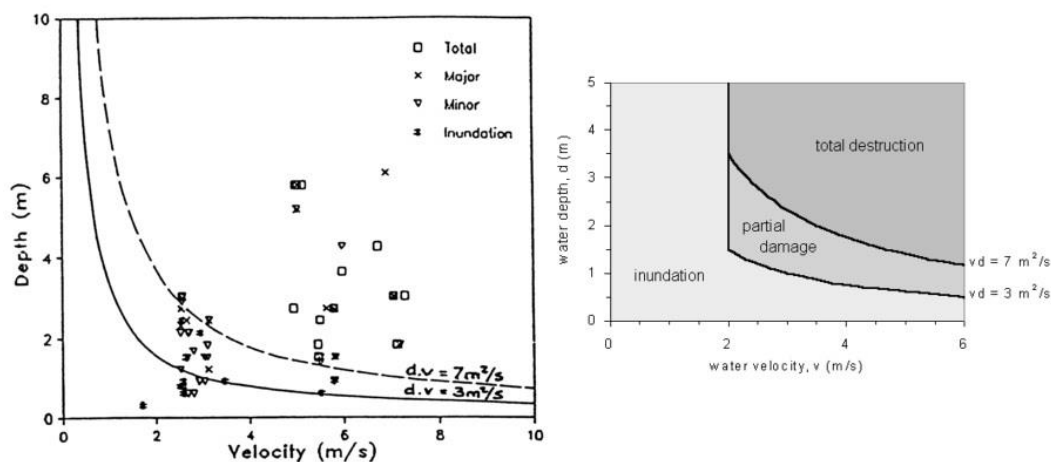


Figura 68: immagini tratte dal report tecnico RESCDAM (2000) e relative al lavoro di Clausen e Clark (1990). A sinistra dati sperimentali relativi ai danni riportati da palazzine a seguito del collasso della diga Dale Dike, UK (1864) e curve sperimentali dedotte da Clausen e Clark. A destra le curve 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.

4.4 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. 5.1) di grandi dighe che darebbero luogo ad onde con intensità tali da non risentire della presenza di vegetazione ad alto fusto se non come carico di materiale flottante fonte di ulteriori danni per il territorio di valle. Per le dighe qui trattate, la presenza di vegetazione quali frutteti o pioppeti, per esempio, modifica la forma dell'area allagata creando direzioni preferenziali di flusso e zone con tiranti maggiori rispetto al caso in assenza di vegetazione.

Nel capitolo 6.2 si descrive l'approccio sperimentale tridimensionale utilizzato per osservare i suddetti aspetti, mentre nel capitolo 6.1 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. 4.1-5), 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

$$j = \left(\frac{2gn^2}{R_h^{4/3}} \right) \frac{u^2}{2g} \quad 4.4-1$$

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 semplificato anche nel caso di moto uniforme pertanto è necessario un ulteriore approfondimento volto a includere esplicitamente l'effetto della forza di trascinamento distribuita dovuta alla vegetazione ad alti numeri di Reynolds (Etminan et al., 2017; Green, 2005; Huai et al., 2009; Huthoff et al., 2007a; Kothyari et al., 2009; Lawrence, 2000; Nepf, 2012, 1999; Poggi et al., 2009b; Wu et al., 1999). L'eq.4.4-1 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 6.1, 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. 4.1-5 (DSV) sono

$$u(x, t) = \frac{2}{3} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{H_0 g} + i_f g t \right) \quad 4.4-2$$

e

$$h(x, t) = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{H_0 g} - \frac{x}{t} + \frac{1}{2} i_f g t \right)^2 \quad 4.4-3$$

e le condizioni iniziali sono quelle di fondo asciutto. Quando $i_f=0$ le eq. 4.4-2 e 4.4-3 si riducono alla classica soluzione di Ritter (Ritter, 1892) riportata nell'eq. 4.1-17.

4.4.1 Forza di trascinamento e perdite di carico.

Il punto di partenza per giungere a un'espressione simile all'eq. 4.4-1 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.6.1 e 6.2). 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

$$\rho g j V_w = C_d A_v \rho \frac{u^2}{2g} \quad 4.4-4$$

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.

Conviene esaminare il bilancio delle forze per unità di area in modo che sia $V_w = h(1 - \alpha_s \Phi_v)$ e $A_d = \xi D h \alpha_s$, dove Φ_v è la frazione di volume solido per unità di area calcolata come $\Phi_v = \xi \pi D^2 / 4$, in cui ξ è la densità delle asticelle determinata dal numero di asticelle per unità di area e α_s dipende dal fatto che la vegetazione sia o meno sommersa ($h/h_c \leq 1$). Per vegetazione non sommersa ($h/h_c > 1$) $\alpha_s=1$, mentre per vegetazione sommersa ($h/h_c < 1$) $\alpha_s=h_c/h$ e varia con h (Poggi et al., 2009b). La perdita di carico j può essere direttamente determinata dall'eq. 4.4-4:

$$j = \left(\frac{C_d \xi D \alpha_s}{1 - \alpha_s \Phi_v} \right) \frac{u^2}{2g} \quad 4.4-5$$

L'eq. 4.4-5 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. 4.4-6 (Cheng, 2012; Wang et al., 2015)

$$C_{d,iso} = 11(Re_d)^{-0.75} + 0.9\Gamma_1(Re_d) + 1.2\Gamma_2 Re_d \quad 4.4-6$$

dove

$$\Gamma_1(Re_d) = 1 - \exp\left(-\frac{1000}{Re_d}\right) \quad 4.4-7$$

e

$$\Gamma_2(Re_d) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{Re_d}{4500}\right)^{0.7}\right] \quad 4.4-8$$

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. 4.4-9 (Cheng and Nguyen, 2010)

$$C_{d,a} = \frac{50}{Re_v} + 0.7 \left[1 - \exp\left(-\frac{Re_d}{15000}\right) \right] \quad 4.4-9$$

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

$$Re_v = \frac{\pi(1 - \Phi_v)}{4\Phi_v} Re_d \quad 4.4-10$$

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 $L = D$ nella definizione di Re . Il suddetto lavoro mostra che la classica formulazione C_d per il caso di cilindro isolato resta valida se si utilizza la velocità nella sezione ristretta U_c come

velocità di riferimento V per ricavare $Re_s = U_c D / \nu$. L'espressione risultante, applicabile per $Re_s < 6000$, può essere espressa come

$$C_{d,s} = 1 + 10Re_s^{-2/3} \quad 4.4-11$$

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. 4.4-12

$$U_c = \frac{U}{1 - \sqrt{\frac{2\lambda}{\pi}}} \quad 4.4-12$$

in cui $\lambda = (\pi D^2/4) / (0.5S_s^2)$ 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 4.4-12 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. 4.4-9 e 4.4-11) 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 69 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.

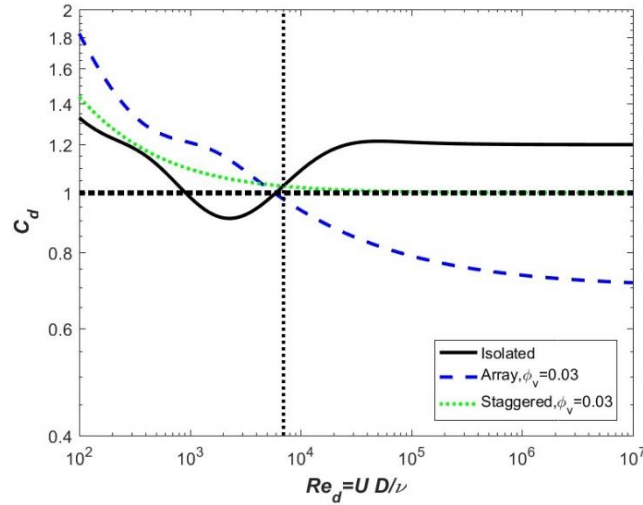


Figura 69: confronto tra C_d in funzione di $Re_d=UD/\nu$ per i casi di cilindro isolato (eq. 4.4-6), cilindri allineati (eq.4.4-9) con $\Phi_v = 0.03$ (setup sperimentale) e cilindri sfalsati (eq. 4.4-11) con $\lambda=0.5(3\Phi_v)^{0.5}$. A $Re_d = 0.7 \times 10^4$, il modello a cilindri sfalsati suggerisce 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)

4.4.2 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 .4.1-6) e in particolare a

$$g \left(\frac{\partial h}{\partial x} + j \right) = 0 \quad 4.4-13$$

e l'equazione di continuità si semplifica in:

$$U \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad 4.4-14$$

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 pertanto 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. 4.4-13 porta a

$$U = \sqrt{-\frac{2g(1 - \Phi_v) \partial h}{C_d \xi D \partial x}} \quad 4.4-15$$

che inserita nell'eq. 4.4-14 e risolvendo l'eq alle derivate parziali da

$$h(x, t) = C_1 + C_2 t - \left[C_2 \sqrt{\frac{C_d \xi D}{2g(1 - \Phi_v)}} \right]^{2/3} x \quad 4.4-16$$

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. 4.4-16 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. 4.4-1 e una costante n invece della costante C_d la U risultante è data da

$$U = \sqrt{-\frac{h^{4/3} \partial h}{n^2 \partial x}} \quad 4.4-17$$

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. 4.4-14 è ora data da

$$h(x, t) = \left[\frac{7(t + A_1 x + A_2)}{3 A_1^3} \right]^{3/7} \quad 4.4-18$$

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. 4.4-16 e 4.4-18 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 equazioni di DSV complete confermano queste differenze e verranno confrontate con i risultati sperimentali nel capitolo Modello 2D.

Capitolo 5

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

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

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

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

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

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

Attualmente, secondo gli artt. 5 e 6 del Regolamento regionale n. 12 del 09 novembre 2004 (vigente dal 15/02/2008⁴), *Regolamento regionale di attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49)*, per valutazioni speditive da utilizzare nell'iter procedurale di autorizzazione per l'esercizio di un invaso, viene definito *rischio intrinseco* quello valutato considerando unicamente il grado ed il tipo di antropizzazione delle aree a valle dello sbarramento. A tal fine l'area significativa indagata a valle in direzioni idraulicamente non trascurabili è valutata per una distanza L pari a: $V/10^4$ o $2V/10^4$ a seconda che il volume d'invaso sia superiore o inferiore a 60000 m^3 , con V volume movimentabile a seguito della rottura o collasso dello sbarramento (m^3) e $L \geq 1 \text{ km}$. Questo approccio sfocia in 3 possibili classi di rischio: a) basso (perdite trascurabili sia sotto l'aspetto ambientale che economico e improbabile perdita di vite umane); b) moderato (perdita di vite umane improbabile ma serie conseguenze ambientali o apprezzabili perdite economiche con danni a strutture commerciali o industriali, servizi pubblici o infrastrutture); c) alto (perdita di vite umane e rilevanti danni economici, coinvolgimento di agglomerati urbani o aree residenziali). Un'analisi più approfondita del rischio si basa sul prodotto di 3 fattori: pericolosità, vulnerabilità e danno potenziale (par. 4.3), in questo capitolo si descrivono sia l'approccio numerico (par. 5.2) che l'approccio sperimentale (par. 5.3) seguito per la valutazione degli ultimi 2 fattori mediante la misura diffusa di altezze d'acqua e velocità superficiali nonché dell'estensione e della forma dell'area interessata durante simulazioni di collasso parziale di uno sbarramento. Come si è detto, l'obiettivo è fornire elementi utili per la definizione di metodi speditivi per la valutazione delle aree potenzialmente inondabili e del rischio associato (in particolare dell'intensità dell'evento definita dal prodotto tra altezza d'acqua e velocità dell'onda, par. 4.3).

⁴ Fonte: ARIANNA-banca dati normativa Piemonte

5.1 Descrizione degli invasi e analisi statistiche

Secondo il “Regolamento regionale del 9 novembre 2004, n°12/R” coordinato con “il Regolamento regionale del 29 gennaio 2008, n°1/R”, gli invasi di competenza regionale sono classificati nelle categorie indicate nella Tabella 17.

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

Tabella 17: classificazione degli sbarramenti e degli invasi di competenza regionale secondo il Regolamento regionale del 9 novembre 2004, n°12/R.

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

Il censimento richiamato nell’allegato 3 alla D.G.R. 22 dicembre 2014, n. 17-792 è dato 2005 e fotografa una situazione in continua evoluzione (il catasto on-line degli sbarramenti della regione Piemonte conta oggi 880 voci). I dati sono riassunti in Tabella 18: le province con il maggior numero di invasi sono Cuneo e Torino; l’utilizzo prevalente è per scopi irrigui.

Tabella 18: suddivisione ed uso prevalente degli invasi piemontesi aggiornato al 2005.

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

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

dipende principalmente dalla pendenza e dalla scabrezza del territorio a valle oltre che dalla dinamica del collasso. In Figura 70 si può osservare la distribuzione degli invasi sul territorio della Regione Piemonte.

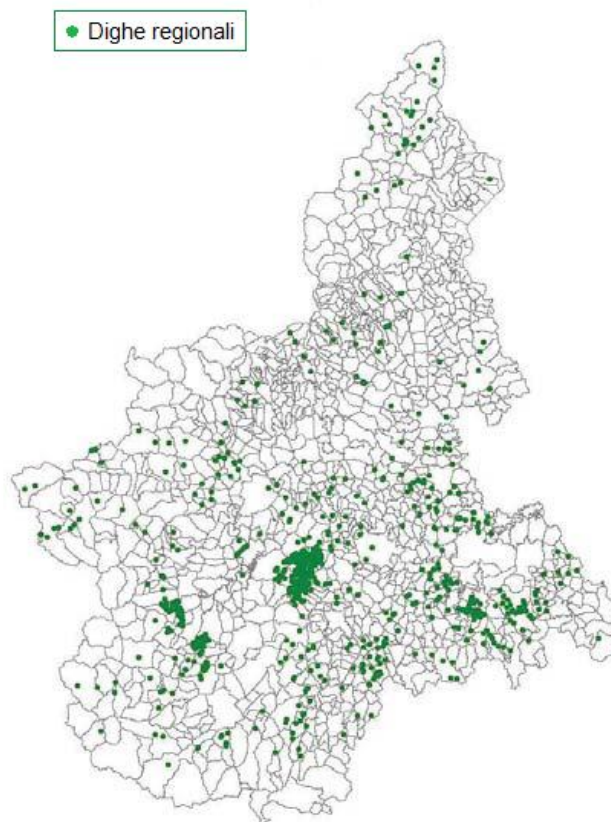


Figura 70: posizione degli invasi di competenza regionale sul territorio della Regione Piemonte.

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

Le prime analisi propedeutiche sono state condotte sulla base delle informazioni GIS messe a disposizione dalla Regione Piemonte e presenti anche su catalogo online. Si tratta di dati geometrici (altezza dello sbarramento, superficie specchio d'acqua, volume massimo invasabile, volume denunciato, categoria invaso), ubicazione geografica (coordinata est e coordinata nord di un punto interno all'invaso o sul coronamento dello stesso, provincia, comune, località), indicazione del proprietario, tipologia, denominazione e codice identificativo dell'opera. Altre informazioni utili come la forma dell'invaso, la reale estensione del coronamento inteso come quella quota parte del rilevato che può essere erosa dall'onda di piena e la lunghezza dell'invaso, non sono disponibili e sono state stimate a partire da ortofoto (Miglia, 2015). Un esempio delle schede realizzate per il progetto Risba è riportato in Figura 71 e permette di capire quale sia il tipo di invasi oggetto di questo e dei successivi capitoli.

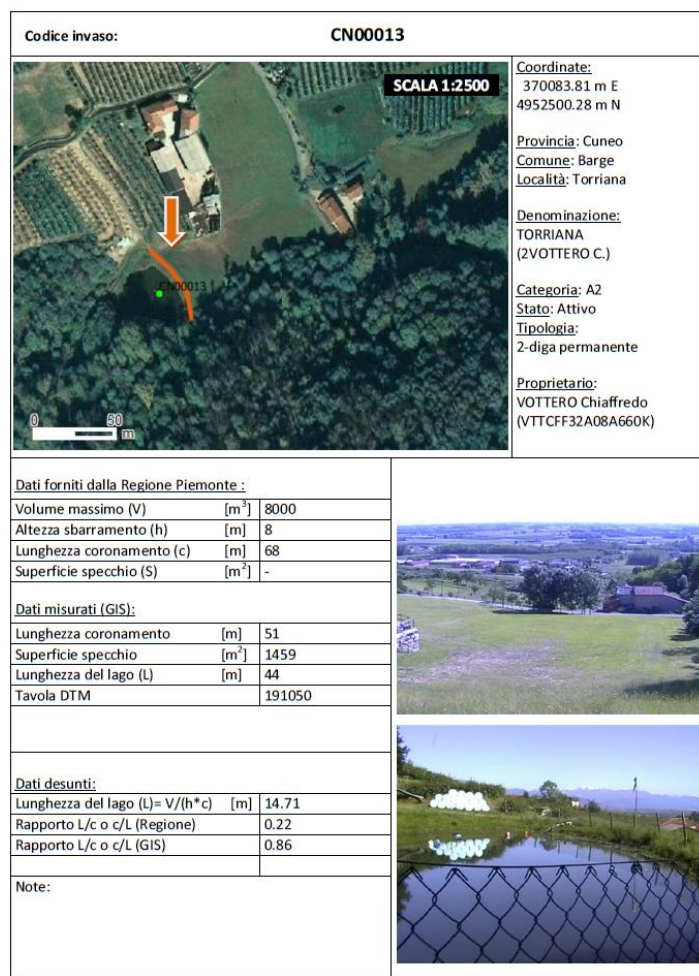


Figura 71: esempio di scheda descrittiva di un invaso.

Le analisi statistiche condotte nei due lavori citati in precedenza considerano 2 diversi set di invasi, in particolare in Poggi et al. (2009a) si considerano 511 bacini (set 1) di cui si dispone sia dell'altezza dello sbarramento che del volume, mentre in Poggi et al.(2015a) si considera un campione di 101 invasi in terra (set 2) presenti nelle province di Cuneo e Torino. Il focus qui (come nei progetti Risba e Resba) è infatti sulle dighe in terra, si tratta di sbarramenti che, in caso di collasso non manifestano un crollo totale e istantaneo di tutto lo sbarramento, ma piuttosto un'apertura graduale di una breccia (si veda il par. 5.2).

Tabella 19: valori medi, minimi e massimi per l'altezza dello sbarramento e il volume massimo nell'invaso per i 2 diversi insiemi (511 invasi e 101 invasi).

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

In Tabella 19 sono riportati i valori minimi medi e massimi di altezza dello sbarramento e volume d'acqua invasabile alla quota di massima regolazione. Delle stesse grandezze si può osservare la distribuzione di frequenza in Figura 72.

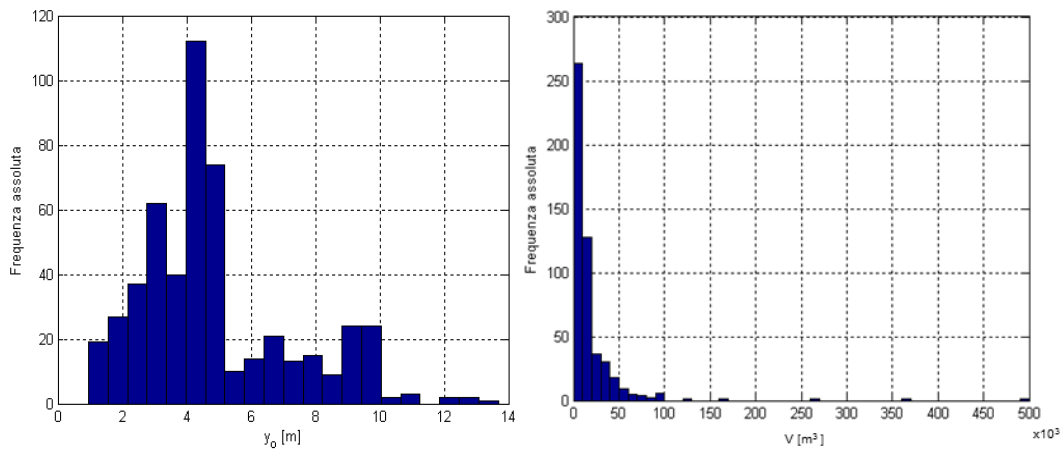


Figura 72: distribuzioni di frequenza dei dati di altezza dell'invaso (a sinistra) e del volume d'acqua alla quota di massima regolazione (a destra) per i 511 invasi del set 1 (immagini tratte da Poggi et al., 2009a).

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

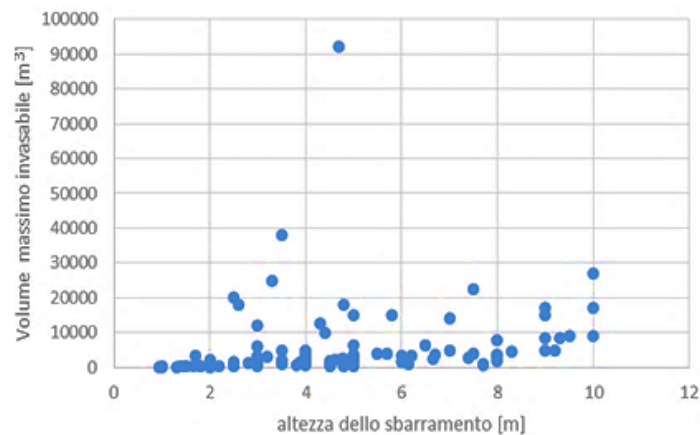


Figura 73: relazione tra volume d'acqua alla quota di massima regolazione e l'altezza dello sbarramento per il set 2 (101 invasi in terra).

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

Relativamente alle pendenze medie a valle degli sbarramenti, per ogni invaso del set 2 è stata ricercata a valle dello stesso la direzione principale di flusso dell'onda di piena e, lungo questa, è stata ricercata la pendenza media su tre distanze ritenute peculiari ($0-100\text{m}$, $100-600\text{m}$ e $600-1600\text{m}$). In Figura 74 sono riportate

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

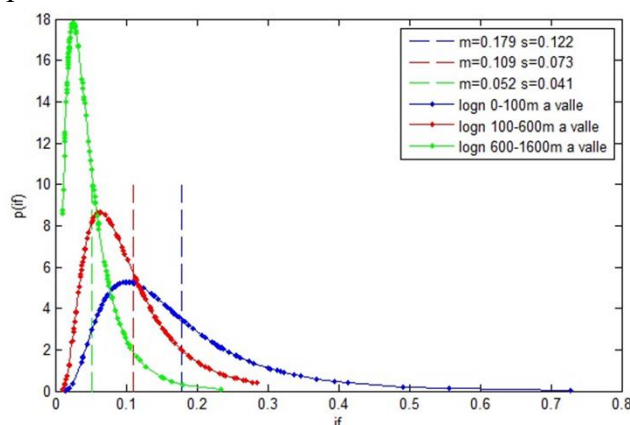


Figura 74: distribuzioni di probabilità delle pendenze del territorio valle degli invasi (set 2, 101 invasi) al variare della distanza nell'invaso stesso (immagine tratta da Poggi et al., 2015a).

In riferimento alla forma degli invasi, assumendo la forma dell'invaso simile a un solido di geometria nota (parallelepipedo, cono, quarto di ellissoide, ecc.), a partire da volume ed altezza dello sbarramento è possibile stimare l'area del lago. Il confronto (Poggi et al., 2009a) tra aree stimate e aree fornite dal catasto sbarramenti (disponibili solo per 148 invasi del set 2) dimostra che la morfologia del maggior numero degli invasi selezionati è schematizzabile mediante un parallelepipedo laddove la morfologia della totalità dei medesimi è sintetizzabile mediante un cono, ovvero la funzione densità di probabilità in Figura 75 ha moda 1 e media 2 (per il parallelepipedo è $v=ay_0$, per il cono $v=\frac{ay_0}{2}$, cioè $a=1\frac{v}{y_0}$ e $a=2\frac{v}{y_0}$).

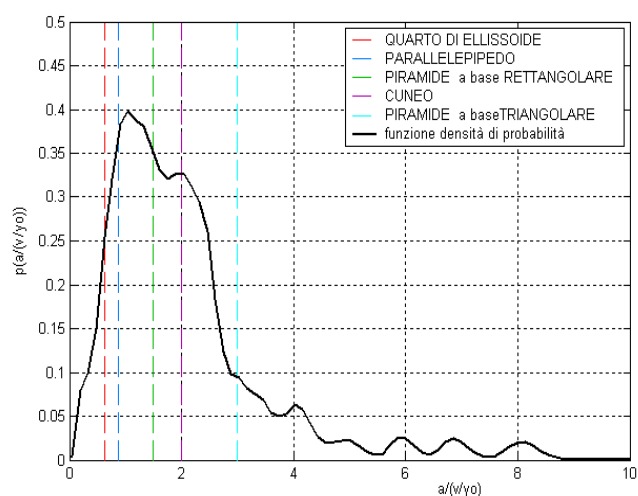


Figura 75: funzione densità di probabilità dei valori reali del rapporto $a/(v/y_0)$, dove "a" è area del lago, "v" è il volume d'acqua nell'invaso alla quota di massima regolazione e " y_0 " è l'altezza dello sbarramento (immagine tratta da Poggi et al., 2009a).

5.2 Approccio numerico

In questo paragrafo si descrive l'approccio numerico utilizzato (il software è descritto al par. 4.1.3); in particolare sono state seguite due differenti strade con diverse finalità. Il primo approccio è basato sulla simulazione di invasi tipo in scala reale al fine di ottenere una metodologia speditiva per la stima delle aree allagabili in presenza di invasi su versanti o di pianura. Il secondo approccio è la realizzazione di un modello numerico direttamente confrontabile con il modello sperimentale di cui al par. 5.3. Quest'ultimo è finalizzato alla validazione dei risultati ottenuti da Brezo nonché alla taratura dello stesso a supporto di future realizzazioni sperimentali con differenti configurazioni.

Invaso tipo in scala reale

I risultati qui sintetizzati sono riportati per completezza della trattazione, sono stati ottenuti nell'ambito del progetto Risba e sono ampiamente descritti in (Poggi et al., 2015b). Nell'ambito di tale progetto sono state realizzate differenti simulazioni numeriche con il software Brezo (par. 4.1.3) considerando invasi schematici a forma di parallelepipedo con altezza 3 m, 5 m, 7 m e volume 5000 m³ simulando l'apertura graduale della breccia secondo il modello di Froehlich, (2008). Questo modello prevede l'evoluzione della breccia a partire dal coronamento secondo una forma triangolare, una volta giunta ad interessare tutta l'altezza dello sbarramento, qualora le condizioni di volume e livello d'acqua ancora presenti nell'invaso lo permettano, la breccia si espande lateralmente con una forma a trapezio fino ad un'ampiezza massima funzione del volume e dell'altezza al tempo 0. Gli intervalli di apertura sono stati fatti variare da 1 (collasso istantaneo, viene imposta la massima apertura ottenuta del modello) a 9 e le portate ottenute sono state confrontate con le stime di alcune formule presenti in letteratura. La dispersione dei dati ottenuti è molto ampia. In particolare, tutte le formulazioni che non tengono in conto del volume del serbatoio tendono a sovrastimare in modo sistematico le portate. Ciò è dovuto al fatto che tali formule sono comunemente ricavate per invasi molto grandi le cui breccie sono solitamente, in caso di collasso, completamente sviluppate. Tra le formule che includono sia il volume che l'altezza, quelle che si avvicinano di più sono quelle di Froehlich e di Pierce (Tabella 20). Nondimeno, entrambe si discostano ampiamente dalle portate simulate, la prima in eccesso e la seconda in difetto.

Tabella 20: Le portate alla breccia stimate con le formule empiriche e valutate da modello numerico. Estratto della tabella 7 in Poggi et al. (2015b).

Autore	Formula	H_d=5m, Q_p[m³/s]	H_d=7m, Q_p[m³/s]
Kirkpatrick	$Q_p=1.268(H_w+0.3)^{2.5}$	82.00	182.57
Evans	$Q_p=0.72(V_w)^{0.53}$	65.73	65.73
Froehlich	$Q_p=0.607(V_w^{0.295}H_w^{1.24})$	55.09	83.62
Pierce	$Q_p=0.038(V^{0.475}H^{1.09})$	12.55	18.11
Brezo (istantaneo)	Numerico	70.44	123.15
Brezo (graduale)	Numerico	21	24

Successivamente si è scelto di eseguire le ulteriori valutazioni considerando, cautelativamente, unicamente la situazione di collasso istantaneo. Ciò sulla base del fatto che (Figura 76) l'attenuazione dei colmi nel caso del collasso istantaneo è estremamente più marcata se confrontata con quella del collasso graduale, che le due onde tendono allo stesso valore a circa 1km a valle dell'invaso, e che dunque mentre vicino al serbatoio l'intensità dell'evento di collasso graduale è molto inferiore a quella del collasso istantaneo, lontano dall'invaso le due situazioni diventano simili.

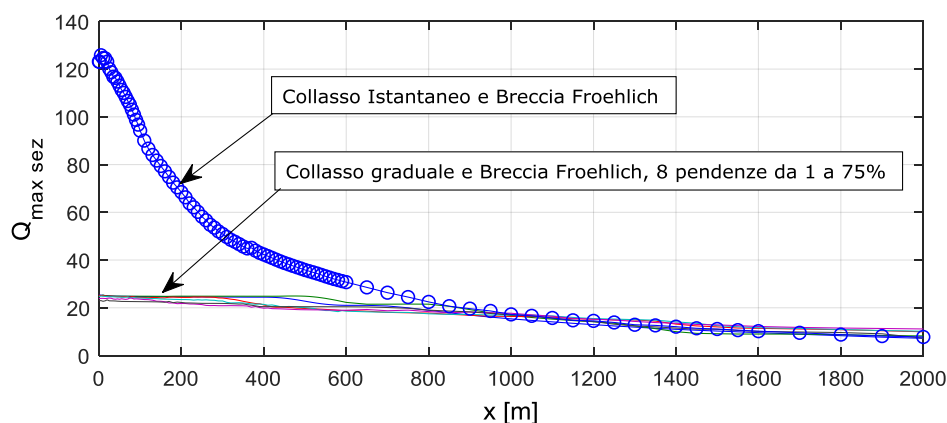


Figura 76: andamento dei massimi degli idrogrammi di piena al variare della distanza dalla breccia per il caso di collasso parziale istantaneo e di collasso parziale graduale (invaso con $h_d=7m$).

Sulla base delle analisi statistiche relative al set 2 (101 invasi) descritte nel paragrafo precedente, è stato scelto un invaso tipo di forma a parallelepipedo con volume di $5000m^3$, altezza 5m, lunghezza del coronamento 30 m (nel seguito denominato invaso “tipo A”) e sono state effettuate diverse simulazioni facendo propagare l'onda ottenuta considerando un'apertura istantanea della breccia secondo il modello di Froehlich, (2008) su di un piano inclinato di larghezza pari a 5 volte la lunghezza del coronamento in modo da non costituire limiti alla propagazione in direzione trasversale. L'inclinazione è stata fatta variare dal 2% al 10% (sulla base di quanto dedotto dall'osservazione degli invasi reali). Si è osservata un'apertura graduale dell'onda sino al raggiungimento di una larghezza massima che rimane costante proseguendo verso valle (Figura 77).

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

- Tipo 1: volume 99000 m³, altezza 8 m, area della breccia 121 m², portata massima 238 m³/s secondo la formula di Froehlich (Tabella 20), 417 m³/s da Brezo;
- Tipo 2: volume 31000 m³, altezza 10.6 m, area della breccia 112 m², portata massima 239 m³/s secondo la formula di Froehlich (Tabella 20), 400 m³/s da Brezo;
- Tipo 3: volume 2500 m³, altezza 2 m, area della breccia 8.8 m², portata massima 14.4 m³/s secondo la formula di Froehlich (Tabella 20), 13 m³/s da Brezo;
- Tipo 4: volume 450 m³, altezza 3 m, area della breccia 8.4 m², portata massima 14.37 m³/s secondo la formula di Froehlich (Tabella 20), 10.2 m³/s da Brezo.

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

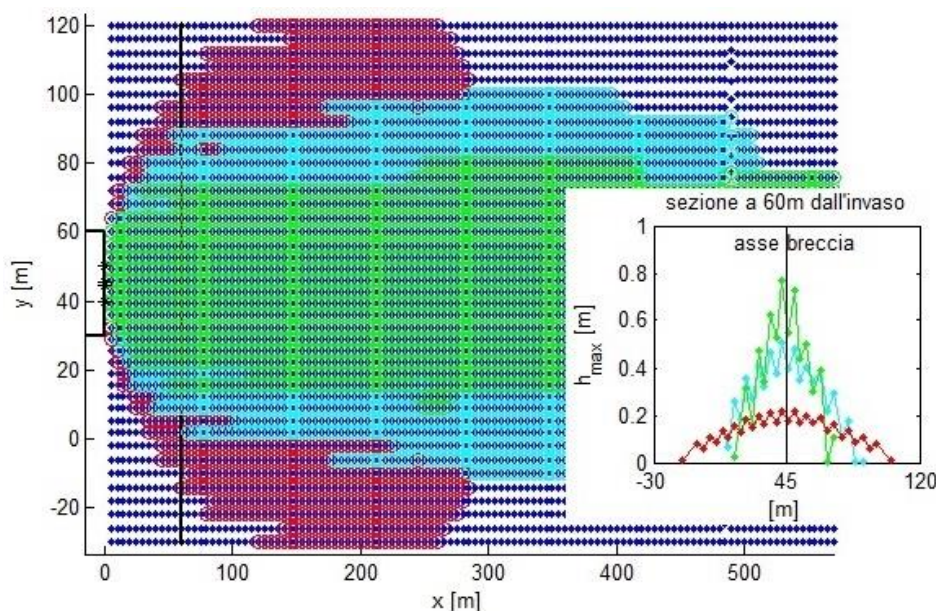


Figura 77: simulazioni numeriche riferite ad un invaso tipo ($V=5000\text{m}^3$ e altezza 5m), variazione dell'apertura del fronte al variare della pendenza di valle. In rosso pendenza 2%, in azzurro pendenza 5%, in verde pendenza 10%, in blu la zona asciutta (immagine tratta da Poggi et al 2015a).

Al crescere della pendenza dell'alveo di valle diminuisce l'angolo di apertura del fronte (Figura 77) che raggiunge un'ampiezza stabile ad una distanza compresa tra le 10 e le 20 volte la larghezza media della breccia.

In analogia con gli studi e le sperimentazioni numeriche condotti nell'ambito di precedenti collaborazioni tra la Regione Piemonte e il Politecnico di Torino, anche in Risba sono stati valutati i risultati ottenuti anche in funzione del rapporto i_f/n^2 (pendenza del fondo su fattore di scabrezza di Manning al quadrato), rapporto identificato come rappresentativo al fine di caratterizzare l'alveo a valle dello sbarramento. Il valore di Manning è stato posto pari a $0.035\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (corrispondente, per

esempio, ad un prato con erba bassa), $0.045 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, $0.70 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $0.110 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, corrispondenti rispettivamente a coltivazioni a filari, cespugli sparsi con erba alta e cespugli fitti. L'effetto di questo parametro sull'angolo di apertura è più significativo per pendenze intorno al 10%, ma comunque tali differenze sono dell'ordine dei 10° a fronte di variazioni dell'ordine dei 50° passando da una pendenza del 2% al 30%. Per ciascuna tipologia di invaso precedentemente descritta, si ottiene dunque un fuso di curve "angolo-pendenza dell'alveo di valle" con ampiezza massima in corrispondenza delle pendenze pari a 0.1. Qualora non si avessero informazioni circa l'uso del suolo a valle dell'invaso, si ritiene lecito considerare la curva corrispondente alla scabrezza massima, in quanto (non facendo, in questa sede, alcuna considerazione sui tempi di propagazione dell'onda di piena) essa risulta cautelativa individuando angoli di apertura del fronte maggiori per l'intervallo di pendenze intorno al 10%. Ovviamente scabrezze maggiori danno luogo ad angoli di apertura maggiori nell'ambito delle limitazioni precedentemente esposte.

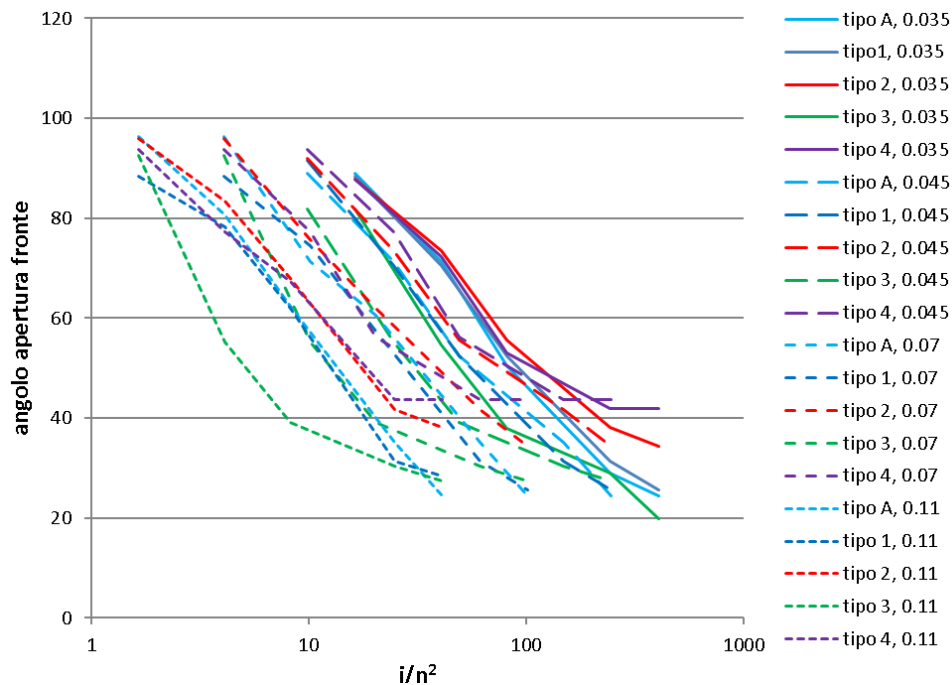


Figura 78: curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione del parametro i/n^2 atto a descrivere pendenza l'alveo di valle (diverse tipologie di invaso).

Al fine di applicare ai casi reali quanto descritto, in Poggi et al.(2015a-b) si propone di procedere come segue: di tutti i possibili percorsi di flusso ottenuti calcolando le direzioni di flusso a partire da una serie di punti⁵ disposti lungo il coronamento, sul paramento di valle del rilevato e lungo il piede dello stesso, si considerano i due più estremi e quello centrale in modo da ottenere un'area allagata che rappresenti l'involuppo di tutti i possibili casi di rottura (quindi sicuramente più ampia di quello che si avrebbe nella realtà).

⁵ Questa operazione è necessaria poichè, con pochi dati a disposizione non si hanno elementi per prediligere un punto di formazione della breccia in luogo di un altro. Inoltre, per gli invasi di versate o di pianura, talvolta i percorsi individuati possono essere anche diametralmente opposti.

Lungo i percorsi scelti si valuta la pendenza media per tratti di lunghezza significativa (100 m, 500 m, 1000 m). A una distanza pari a 20 volte la larghezza media della breccia si individua l'ampiezza raggiunta dal fronte determinando l'angolo di apertura in funzione della pendenza media del primo tratto utilizzando la curva sperimentale ottenuta con la geometria più simile a quella dell'invaso in oggetto. La larghezza così ottenuta viene mantenuta costante lungo tutto il percorso di flusso o, qualora la differenza di pendenza tra il primo e il terzo tratto fosse giudicata rilevante, fino all'inizio del terzo tratto per poi incrementare nuovamente la larghezza del fronte in analogia con quanto fatto nel primo tratto utilizzando l'angolo che si avrebbe in base alla curva sperimentale con la nuova pendenza (angolo tipicamente maggiore di quello utilizzato per il primo tratto). Un esempio di applicazione è presentato in dettaglio in Poggi et al. (2015a), qui si riporta solo il confronto tra il risultato della metodologia proposta e l'area allagata ottenuta dal modello numerico (Brezo) sulla geometria reale (dtm): si veda la Figura 79.

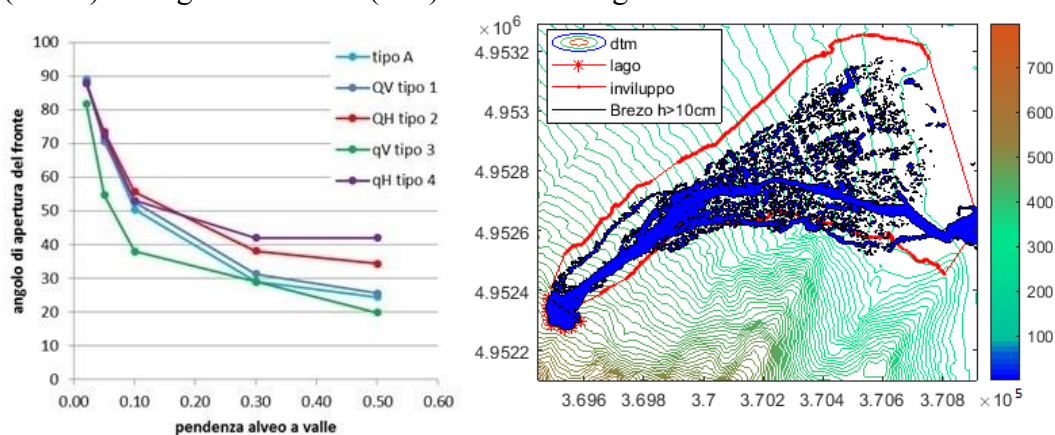


Figura 79: a sinistra, curve sperimentali relative all'angolo di aperture del fronte d'onda in funzione della pendenza dell'alveo di valle ($n=0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$). A destra, (in rosso) esempio di applicazione della procedura di stima dell'area allagata proposta da Poggi et al. (2015a), ottenuta utilizzando la curva "tipo 2" nel pannello a sinistra. In blu l'area ottenuta dalla simulazione numerica con il software Brezo (sono mostrate solo i livelli >10cm). L'invaso è il CN0014 nel comune di Barge (CN), volume d'invaso 30000 m^3 e altezza circa 11 m.

Riproduzione del modello sperimentale

Un altro approccio è stato utilizzato in un secondo tempo in parte per validare, in modo più approfondito rispetto a quanto fatto nel capitolo precedente (par. 4.1.3), i risultati mostrati per gli invasi tipo (par. 5.2) e in parte per avere un valido supporto alla pianificazione di future campagne sperimentali sul modello fisico.

La geometria utilizzata è quella del modello fisico (cap.5.3), dunque un piano orizzontale largo 3m e lungo 4m con un serbatoio $1.5 \times 1.5 \times 0.5 \text{ m}^3$ posizionato al centro del lato corto di monte. La breccia interessa tutta l'altezza del serbatoio ed è larga 3 cm; le pareti sono in lamiera dello spessore di 0.3 cm (parete sottile).

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

La geometria è stata descritta utilizzando il generatore di mesh a celle triangolari *Triangle*. In particolare sono state individuate 3 zone con diversa area massima delle celle di calcolo. Questo parametro, così come l'intervallo di calcolo e il coefficiente di Manning sono stati ottimizzati con un processo iterativo basato sulla valutazione del numero di Courant per i primi due e sul confronto della velocità di propagazione del fronte tra modello numerico e modello fisico per il terzo. Le 3 zone sono suddivise come segue (Figura 80): invaso (area massima delle celle 0.5 cm^2), piano di valle (0.2 cm^2), zona del piano immediatamente a valle della breccia centrata sull'asse breccia, larga 1 m e lunga 0.5 cm verso valle (0.1 cm^2). In totale sono presenti $1'060'921$ celle.

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

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

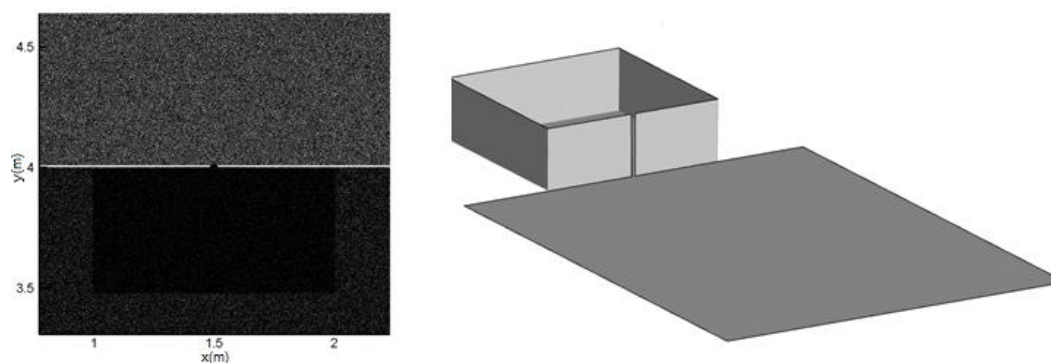


Figura 80: diverso grado di raffittimento della mesh di calcolo nella zona della breccia (a sinistra) e geometria di calcolo artificialmente tridimensionale (a destra). Immagini tratte da Natali (2019).

Si genera così una geometria tridimensionale (Figura 80) in cui le pareti interne del serbatoio sono costituite da celle di calcolo con lo stesso coefficiente di Manning assegnato a quelle sul fondo. In questo secondo caso l'area massima nella zona del serbatoio è ridotta a 7 mm^2 per evitare instabilità computazionali causate dall'artificio della modifica della quota dei suddetti vertici che comporta la presenza di una serie di celle con base minima e altezza molto grande (in questo caso le celle di calcolo totali diventano $1'603'910$). In entrambi i casi il numero di Courant è 0.8

(l'intervallo di calcolo è rispettivamente $2.5 \cdot 10^{-6}$ s e $1.5 \cdot 10^{-5}$ s) e la durata dell'evento simulato è 2 s. Al termine della simulazione i volumi usciti dal serbatoio nelle due diverse geometrie differiscono di $0.43 \cdot 10^{-3} m^3$ e sono rispettivamente $13.85 \cdot 10^{-3} m^3$ e $14.28 \cdot 10^{-3} m^3$ (nel caso tridimensionale si ha un aumento di circa il 3%); ciò è coerente con l'ipotesi che la presenza di velocità trasversali riduca la sezione efficace della breccia e causi una riduzione, seppur minima del flusso.

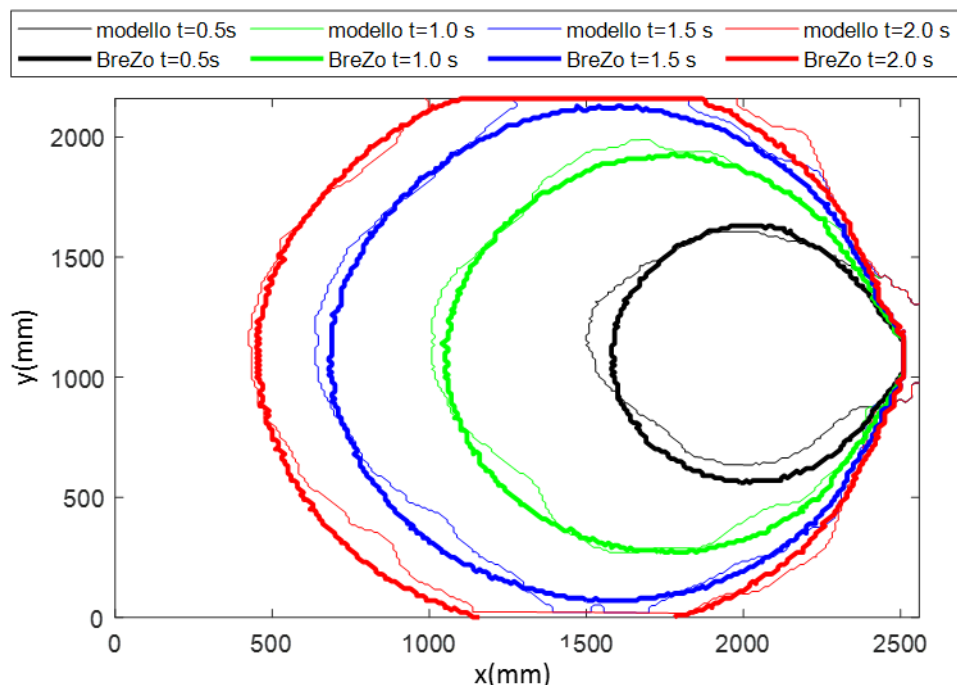


Figura 81: confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico (linea sottile) e quelli ottenuti dal modello numerico (linea spessa) a 0.5s, 1s, 1.5s e 2s dall'apertura della breccia. Il serbatoio si trova sulla destra dell'immagine e non è visualizzato.

In Figura 81 è riportato un confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico e dal modello numerico appena descritto. Si tratta del miglior accordo ottenuto facendo variare il coefficiente di Manning. Il valore finale è $0.0084 m^{-1/3}s$, confermato anche dall'analisi della rugosità del materiale utilizzato per il modello fisico (par. 5.3.1).

Si rimanda al par. 5.5 per il confronto dei risultati in termini di altezze e al capitolo 6.2.2 per l'applicazione al caso vegetato.

5.3 Modello fisico 3D

Il modello fisico per lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda è stato realizzato per validare i modelli numerici utilizzati e per poter comprendere il fenomeno negli aspetti maggiormente difficili da descrivere per i modelli numerici stessi. In letteratura sono pochi gli autori che si sono approcciati sperimentalmente al problema del dam-break in un'ottica tridimensionale (si veda il cap. 4.2). Il modello qui realizzato è in un certo senso il duale di quello proposto da Aureli et al. (2008): anche qui la tecnica di misura si basa sull'assorbimento della luce da parte del fluido (acqua colorata) ma la fonte di luce non è posta al di sotto del piano bensì arriva dall'alto e viene diffusa.

Il modello, realizzato nel Laboratorio di Idraulica G. Bidone del Politecnico di Torino, è costituito da un piano inclinabile di $3 \times 4 \text{ m}^2$ in legno posto a valle di un serbatoio prismatico (parallelepipedo con fondo piano), in acciaio inox $1.5 \times 1.5 \times 0.5 \text{ m}^3$. (Figura 82). La continuità della superficie e la tenuta idraulica sono garantiti da una copertura in pvc oltre che dalla sigillatura con stucco a livello delle giunzioni e dalla verniciatura superficiale. Due portali di altezza 3 m sono fissati ai lati lunghi e sovrastano il piano permettendo di posizionare una telecamera e un computer ciascuno. In questo modo è possibile acquisire dati lungo tutta la lunghezza del piano lavorando con 2 telecamere contemporaneamente (par. 5.3.3). Piano, sottostruttura e portali sono solidali, pertanto l'asse delle telecamere rimane ortogonale al piano anche quando la struttura viene inclinata. Le inclinazioni possibili vanno da 0° a 12° rispetto all'orizzontale. Il serbatoio è mobile e può essere regolato a diverse altezze in funzione dell'inclinazione del piano di valle.

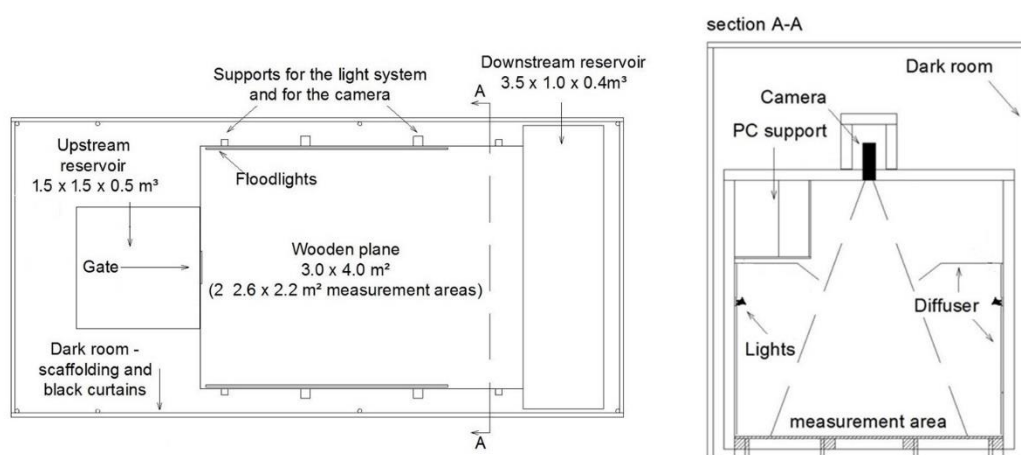


Figura 82: schema del set-up sperimentale realizzato per lo studio della propagazione di onde di dam-break a valle di piccoli invasi su versante o di pianura. A sinistra la vista dall'alto, a destra una sezione vista da valle.

L'acqua utilizzata per gli esperimenti è colorata di rosso con un colorante alimentare (E124) con concentrazione 0.185 g/l^6 . A valle del piano è collocato un serbatoio $3.5 \times 1 \times 0.5 \text{ m}^3$ che permette la raccolta dell'acqua ad esperimento avvenuto. Un impianto di pompaggio permette di conservare l'acqua in una cisterna apposita con capacità 1.5 m^3 .

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

⁶ In aggiunta all'E124 è presente anche una frazione di rosso coccinilia con concentrazione 0.016 g/l .

modello di Froehlich, (2008) in analogia a quanto fatto nel modello numerico descritto al par. 5.2 (come peraltro già testato in una versione precedente ed embrionale del modello attuale, si veda Cordero et al., 2018).

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

A seguito dell'apertura della breccia l'acqua si spande sul piano a valle e viene fotografata da 2 telecamere poste sul portale di monte (par. 5.3.3). L'obiettivo è misurare, oltre alla velocità di propagazione del fronte e all'estensione dell'area allagata, l'altezza d'acqua in ogni punto del piano correlando la profondità con l'intensità di colore registrata dalle immagini (par. 5.4.2).

Il modello è stato realizzato rispettando le similitudini geometrica e meccanica rispetto alle caratteristiche medie dei piccoli invasi delle province di Torino e Cuneo (par. 5.1). Come è noto, mentre la geometria del modello può essere facilmente scalata, la similitudine meccanica è garantita solo se vengono mantenuti costanti alcuni raggruppamenti fondamentali che, per le applicazioni idrauliche, sono il numero di Reynolds e il numero di Froude (teorema di Buckingham). Si dimostra che non è possibile conservare entrambi i raggruppamenti, pertanto i modelli possono essere realizzati o a $Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot d}} = \text{cost}$ o a $Re = \frac{\rho \cdot u \cdot d}{\mu} = \text{cost}$ (con ρ densità dell'acqua pari a 0.998 g/cm^3 a 20° , μ viscosità dinamica dell'acqua pari a $8.94 \times 10^{-4} \text{ Ns/m}^2$ a 20° , g accelerazione di gravità pari a 9.81 m/s^2 , u velocità rappresentativa e d dimensione caratteristica). In questo caso si tratta di un modello a Froude costante poiché per il fenomeno studiato sono predominanti le trasformazioni da energia potenziale a energia cinetica rispetto agli effetti viscosi. Detta λ_g la scala geometrica, le scale di tempo, velocità, portata, numero di Reynolds e coefficiente di Strickler sono rispettivamente $\lambda_g^{1/2}$ per le prime due, $\lambda_g^{5/2}$, $\lambda_g^{3/2}$ e $\lambda_g^{-1/6}$ per le restanti tre. Considerando $\lambda_g=1/30$ e una profondità iniziale di 30cm all'interno dell'invaso, il 90% degli invasi del set 2 (par. 5.1) è rappresentabile dal set-up.

Assumendo come velocità rappresentativa del fenomeno la velocità media di propagazione del fronte (circa 1.3 m/s) e come grandezza caratteristica l'altezza d'acqua media sul piano (circa 0.003m), si ottiene $Re=4484$ e $Fr=7.7$: si tratta di un fenomeno turbolento in regime supercritico. Date le profondità limitate ci si chiede se sia possibile che le tensioni superficiali abbiano un effetto significativo sul fenomeno riprodotto nel modello: il numero di Weber, che mette in relazione forze d'inerzia e tensione superficiale, stimato utilizzando gli stessi valori delle grandezze di riferimento sopra elencate è $We = \frac{\rho \cdot u^2 \cdot d}{\gamma} = 73$ con γ tensione superficiale pari a 0.073 N/m per acqua a contatto con aria a 20° . Con questi valori non è possibile escludere che le tensioni superficiali non abbiano effetto sull'aerazione del flusso, tuttavia tale fenomeno avviene principalmente in corrispondenza della breccia dove, considerando anche la stessa velocità media, si ha $We=7287$. Si esclude che l'effetto della tensione superficiale possa modificare la forma del fronte

d'onda (a meno delle instabilità a “finger” che si osservano in alcuni fotogrammi e che vengono assorbiti dal fronte all'evolvere del fenomeno) soprattutto considerando la forma della breccia secondo Froehlich (2008), si ritiene pertanto che questi effetti non abbiano un impatto significativo sulla validità del modello anche alla luce dell'ipotesi cautelativa di apertura istantanea nella breccia. Ulteriori approfondimenti sugli effetti di scala potranno essere considerati in futuro, con la forma della breccia utilizzata in questa tesi, la valenza principale degli esperimenti a fondo liscio è lo studio della tecnica di misura della profondità proposta.

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

5.3.1 Caratteristiche del fondo

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

La scheda tecnica del materiale fornisce dati quali la resistenza all'abrasione ($\leq 2 \text{ mm}^3$ in riferimento alla norma EN660-2), la resistenza alla deformazione per carico localizzato ($\leq 0.35 \text{ mm}$ in riferimento alla norma EN ISO 24343-1) e la resistenza allo scivolamento secondo le norme EN 13893 (coefficiente di attrito $\mu \geq 0.30$) e DIN 51130 (classe R10⁷ su una scala da R9 a R13). In particolare questi ultimi 2 valori possono dare una prima indicazione per una valutazione sommaria del coefficiente di scabrezza del materiale ma una conversione diretta non è nota.

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

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

⁷ Il metodo di prova per il calcolo di R è il seguente: la superficie di cui bisogna determinare le proprietà antiscivolo viene cosparsa d'olio, su questo piano si dispone un operatore ed il piano viene inclinato sino a provocare lo scivolamento dell'operatore stesso. In base all'angolo di inclinazione in cui la persona perde attrito si determina il coefficiente di classificazione R. Nel nostro caso, R10 corrisponde ad un angolo compreso tra 10° e 19°.



Figura 83: rugosimetro utilizzato per la misura della rugosità superficiale lineare, sul piano di misura sono presenti i 3 provini utilizzati. In basso il risultato (profilo della superficie lungo un segmento) di una delle prove eseguite.

Le grandezze fondamentali rilevate dallo strumento sono indicate in Figura 84, lo strumento, i provini utilizzati e un esempio del profilo lungo λ_c sono mostrati in Figura 83. I 2 provini quadrati (lato 4 cm) sono stati divisi in 4 strisce lungo entrambe le direzioni mentre il provino rettangolare ($7.5 \times 3.5 \text{ cm}^2$) è stato suddiviso in 3 strisce parallele al lato lungo e 6 strisce parallele al lato corto. È stata eseguita una misura per ciascuna striscia e sono stati registrati i valori di Ra e Rz (Tabella 21), rispettivamente media aritmetica delle ordinate del profilo rispetto alla sua linea media e massima altezza del profilo, cioè massima distanza tra il picco più alto e la valle più profonda (standard ISO 4287:1997).

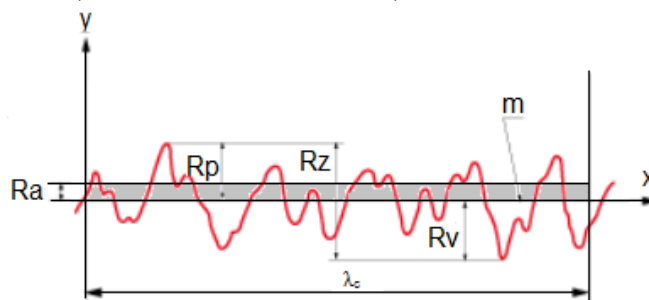


Figura 84: in rosso l'ipotetico profilo superficiale rilevato lungo un segmento e alcune grandezze fondamentali: linea media del profilo (m), media aritmetica del profilo (Ra), massima altezza dei picchi (Rp), massima profondità delle valli (Rv) e massima altezza del profilo (Rz).

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

$$S_a = \frac{1}{A} \iint |Z(x, y)| dx dy \quad 5.3-1$$

$$S_z = S_p + S_v = \max(Z(x, y)) + |\min(Z(x, y))| \quad 5.3-2$$

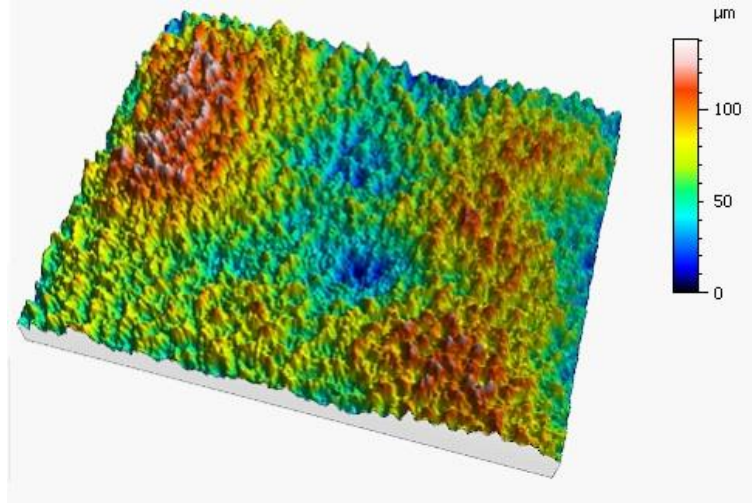


Figura 85: scansione tridimensionale di una porzione di uno dei provini vista con il software Mountains Map.

L'analisi delle scansioni 3D, eseguite dal personale del DIGEP de Politecnico di Torino, è stata condotta con i software MountainsMap e SPIP ed ha portato ai risultati elencati in Tabella 21. Si osserva che i valori ottenuti dall'analisi tridimensionale sono maggiori rispetto a quelli ottenuti dal rugosimetro. Nel seguito, vista la sensibilità dei risultati del rugosimetro alla scelta dei parametri di cutoff, si considerano i valori ottenuti dalle scansioni 3D (S_a).

Tabella 21: valori di R_a , R_z e S_a , S_z ottenuti per i 3 provini rispettivamente con rugosimetro RTP80 e scansione superficiale 3D della superficie.

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

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

$$n = \phi \left(\frac{R}{k} \right)^{\frac{1}{6}}, \quad 5.3-3$$

$$\text{con } \phi \left(\frac{R}{k} \right) = \frac{\left(\frac{R}{k} \right)^{\frac{1}{6}}}{21.9 \log \left(12.2 \left(\frac{R}{k} \right) \right)} \quad 5.3-4$$

Dove k è l'altezza di scabrezza, R il raggio idraulico e le unità di misura sono nel sistema imperiale britannico SIB (piedi). L'andamento della funzione $\phi\left(\frac{R}{k}\right)$ è riportato in Figura 86 in cui si evidenzia anche il valore medio assunto secondo le osservazioni fatte da Strickler in Svizzera ($\phi\left(\frac{R}{k}\right) = 0.0342$).

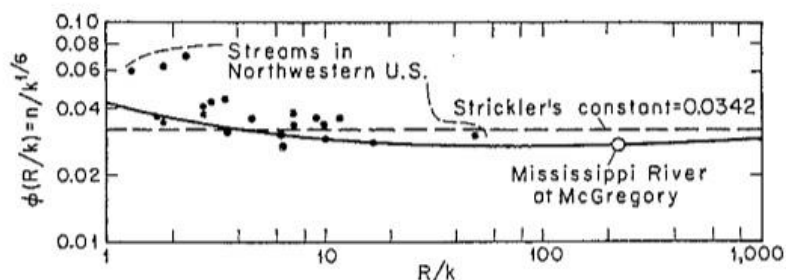


Figura 86: andamento della funzione riportata nell'eq.5.3-4. Immagine tratta da Chow (1959).

Considerando $R=0.003\text{m}$ e k pari alla media dei valori di S_a riportati in Tabella 21 ($k=14.63\mu\text{m}$) si ottiene $\phi\left(\frac{R}{k}\right) = 0.0327$ e, con le opportune conversioni $n=0.009\text{ m}^{-1/3}\text{s}$, che in scala reale varia tra $0.016\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $0.015\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ a seconda che si consideri per il modello una scala geometrica $\lambda=1/30$ o $1/20$.

Il fondo può essere quindi considerato liscio come ipotizzato.

5.3.2 Illuminazione

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

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

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

Per soddisfare entrambi i requisiti è stata realizzata una sorta di "gabbia di luce", si tratta di un concetto mutuato dalla fotografia in cui, nella versione più semplice, il soggetto viene inserito in una scatola con pareti bianche di materiale diffusivo al cui esterno sono poste le sorgenti luminose. La foto viene scattata da un'apertura frontale senza interferire con le luci stesse. Questa tecnica permette di illuminare il soggetto perfettamente da tutte le direzioni evitando la luce diretta e la formazione di ombre indesiderate. Tutto il set-up (piano di misura, gabbia di luce, serbatoi di monte di valle) è collocato in una camera oscura appositamente realizzata per evitare l'interferenza della luce ambientali e per limitare le variazioni di

temperatura (è presente un sistema di condizionamento che mantiene la temperatura al di sotto dei 25°C) soprattutto nel periodo estivo e nella zona superiore della camera in cui sono collocate le fotocamere.

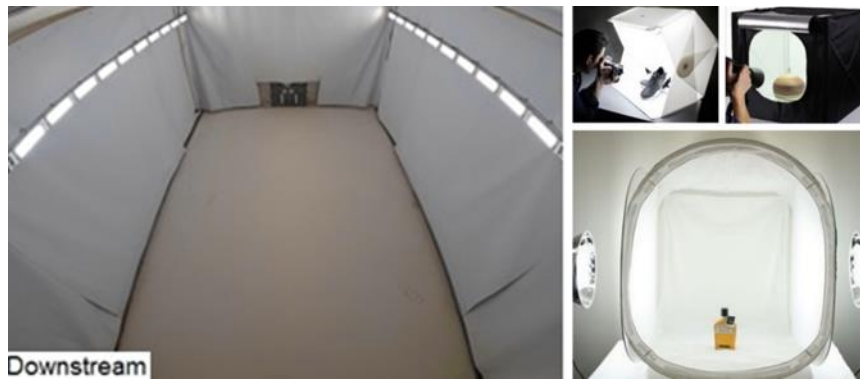


Figura 87: esempi di light-box tratti dal web (destra) e vista dell'interno della gabbia di luce realizzata intorno al piano di misura (sinistra), si vedono le due file di fari e la paratoia.

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

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

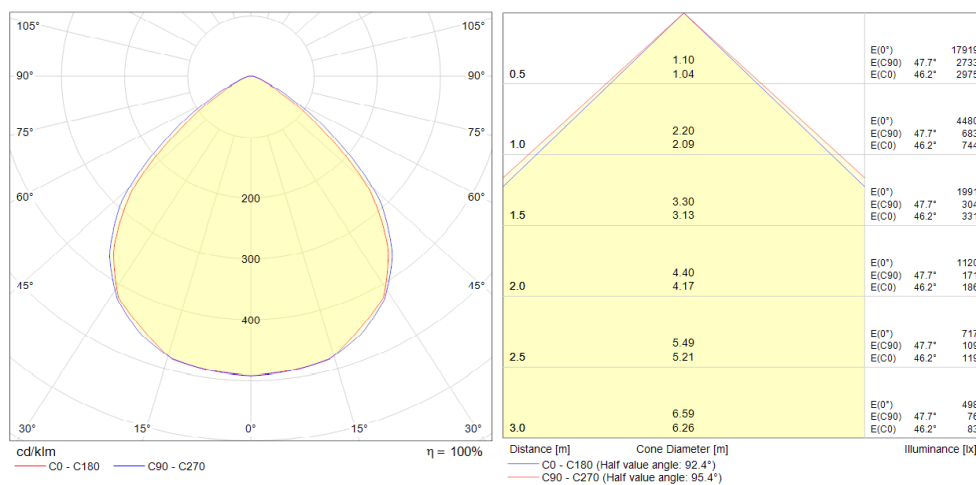


Figura 88: curva fotometrica (a sinistra) e diagramma a cono (a destra) nei due piani principali stimati a partire dalla misura con spettrometro riferita ad un faretto isolato in una camera buia con pareti nere.

La massima intensità luminosa ottenuta è di 9100 lumen⁸ imputabile a una leggera sovralimentazione dei farette legata al tipo di trasformatore provvisto dal fornitore. Con lo stesso strumento si è ottenuta anche la curva di fotometrica del faretto (Figura 88) utilizzata per lo studio della distribuzione della luce sul piano mediante il software Dialux. In Figura 89 si riporta un confronto della distribuzione della luce ottenuta con il software e quella misurata sul piano in 45 punti a intervalli di 0.50 m in direzione longitudinale e 0.75 m in direzione trasversale. La massima intensità ottenuta nel primo caso è 10700 lux, mentre nel secondo caso è 10500 lux e la si ottiene al centro del piano a circa 1.5 m a valle del serbatoio. Le differenze maggiori si registrano nei 2 angoli di valle che sono i punti più bui del piano data la disposizione non simmetrica dei farette in senso longitudinale, vale 1600 lux. Le differenze tra i risultati del software e i dati misurati sono imputabili principalmente alla difficoltà di stimare l'indice di rifrazioni delle superfici da inserire nel modello numerico oltre che alle imperfezioni quali p.es. pieghe o presenza di inserti in altri materiali presenti nella realtà e difficilmente modellabili.

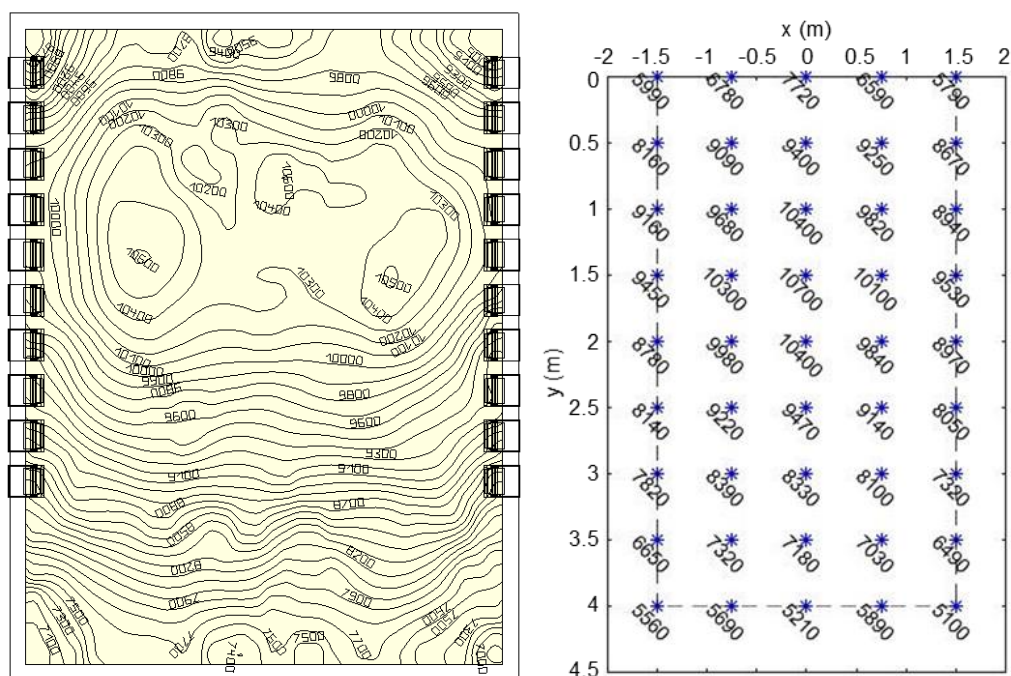


Figura 89: curve isolux ottenute dal software Dialux (a sinistra) e valori misurati sul piano del modello sperimentale con lo spettrometro (a destra).

⁸ Per completezza si richiamano alcuni concetti base dell'illuminotecnica inerenti alle unità di misura: l'illuminamento viene misurato in lux (lx) mentre il flusso luminoso viene misurato in lumen, un lux corrisponde a $\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ m}^2}$, cioè l'illuminamento è il flusso luminoso per unità di superficie. Per fare un esempio classico, un flusso di 1000 lumen, concentrato su una superficie di 1m², illumina quel metro quadrato per 1000 lux, ma gli stessi 1000 lumen, distribuiti su una superficie di 10 m², producono un'illuminazione di soli 100 lux. L'illuminamento misurato in lux si riferisce, quindi, all'oggetto illuminato e non alla sorgente. Nel nostro caso si riferisce al piano e non ai farette. Un'altra definizione è $lx = \frac{cd \cdot sr}{m^2}$, dove cd indica candela e sr steradiani. La candela è l'intensità luminosa in una data direzione di una sorgente che emette radiazione monocromatica alla frequenza di 540×10^{12} Hz (540 nm corrispondono alla lunghezza d'onda a cui l'occhio umano ha la massima sensibilità) con intensità radiante in quella direzione di valore pari a 1/683 watt in uno steradiante. Il flusso totale in tutte le direzioni si ottiene moltiplicando per 4π (gli steradiani di una sfera).

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

5.3.3 Strumenti di misura

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

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

Videocamere

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

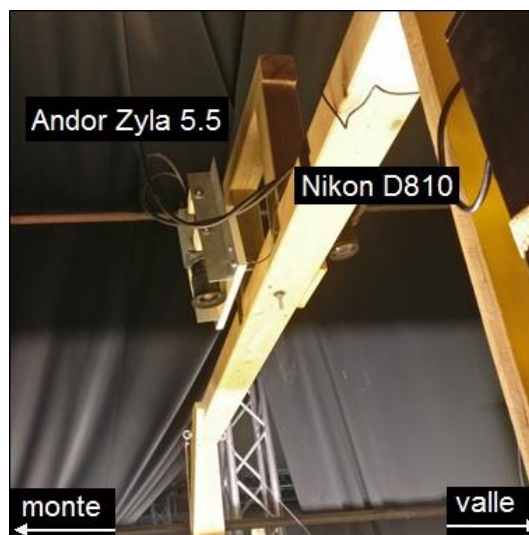


Figura 90: parte sommitale del portale di monte con il posizionamento delle due telecamere Andor Zyla 5.5 (a monte) e Nikon D810 (a valle).

In generale un sensore fotografico è una matrice di fotodiodi (pixels) fissata su un supporto in silicio. I fotodiodi sono sensori in grado di trasformare un segnale luminoso in uno elettrico, cioè di convertire il numero di fotoni che li colpisce durante il tempo di esposizione in elettroni. I sensori attualmente in commercio si suddividono in 2 categorie: CCD e CMOS. Nei primi tale conversione avviene all'esterno del sensore con un chip dedicato unico per tutti i fotodiodi. Nei sensori

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

Per quanto riguarda le modalità di acquisizione si può considerare la modalità "Global" analoga all'esposizione istantanea disponibile nei sensori CCD, cioè, usando la modalità globale, tutti i pixel del sensore sono esposti alla luce simultaneamente. Le fasi operative si possono riassumere in quattro passaggi: 1) prima che inizi l'esposizione, tutti i pixel del sensore vengono portati nella modalità "keep clean", 2) all'inizio dell'esposizione tutti i pixel acquisiscono simultaneamente fino alla chiusura dell'otturatore, 3) alla fine dell'esposizione, ogni pixel trasferisce la carica simultaneamente al suo nodo di lettura, 4) infine si procede all'eliminazione del rumore dovuto alla fase di azzeramento in riferimento a un'ulteriore lettura di background.

Nella modalità "Rolling" (la modalità più comune per le fotocamere), invece, le righe di pixel adiacenti sono esposte in tempi leggermente diversi a partire dalle 2 righe centrali del sensore. Per Zyla 5.5, alla massima velocità di lettura, questo significa che la riga nella parte superiore o inferiore di ogni metà del sensore inizia e termina la sua esposizione circa 10 ms dopo le righe al centro del sensore (il ritardo tra 2 file di pixel successive è circa 10 μ s). Tale ritardo causa distorsioni non trascurabili se si sta fotografando un fenomeno rapido (Figura 91). I vantaggi di questa modalità sono la possibilità di ottenere un minor rumore di lettura e una maggiore velocità di acquisizione (frame rate massimo). In modalità "Global" il frame rate massimo viene dimezzato a causa dell'ulteriore processo di rimozione dell'errore di azzeramento: si scende da 100 fps a 49 fps massimi.

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



Figura 91: effetto dell'utilizzo della modalità di acquisizione immagini "Rolling Shutter" e "Global Shutter" della fotocamera Andor Zyla 5.5 (immagini tratta dalla scheda tecnica della fotocamera).

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

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

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

Calibrazione delle videocamere

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

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

$$T = [-1272.86 \quad -1017.35 \quad 2689.29]^T \quad 5.3-5$$

$$R = \begin{bmatrix} 0.9983 & 5.71 \cdot 10^{-4} & -0.0590 \\ -9.98 \cdot 10^{-4} & 1 & -0.0072 \\ 0.0590 & 0.0073 & 0.9982 \end{bmatrix} \quad 5.3-6$$

$$K = \begin{bmatrix} 2730.2 & 0 & 1319.6 \\ 0 & 2729.9 & 1080.8 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad 5.3-7$$

Noti questi parametri, è possibile dedistorcere l’immagine con la funzione “undistortimage” e riportarla poi nel sistema metrico con i coefficienti ricavati conoscendo la lunghezza focale. Per come è stata posizionata e settata la fotocamera Andor Zyla 5.5, 1 pixel \cong 1 mm, i coefficienti per passare alle coordinate metriche sono 0.9987 mm/pixel lungo y (direzione trasversale parallela alla parete di valle del serbatoio) e 0.9944 mm/pixel lungo la direzione longitudinale x . In alternativa, qualora si fosse interessati solo a una serie di punti e non a tutta l’immagine (p.es. solo i punti che definiscono il fronte), è possibile riportare solo questi in coordinate metriche e dedistorte con la funzione “undistortPoints”. Le eqq. 5.3-8 e 5.3-9 forniscono le coordinate del generico pixel dedistorte, indicando con x_n e y_n le coordinate normalizzate dell’immagine e r è la distanza rispetto al centro delle distorsioni radiali

$$x_d = (1 + k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) x_n \quad 5.3-8$$

$$y_d = (1 + k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) y_n \quad 5.3-9$$

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

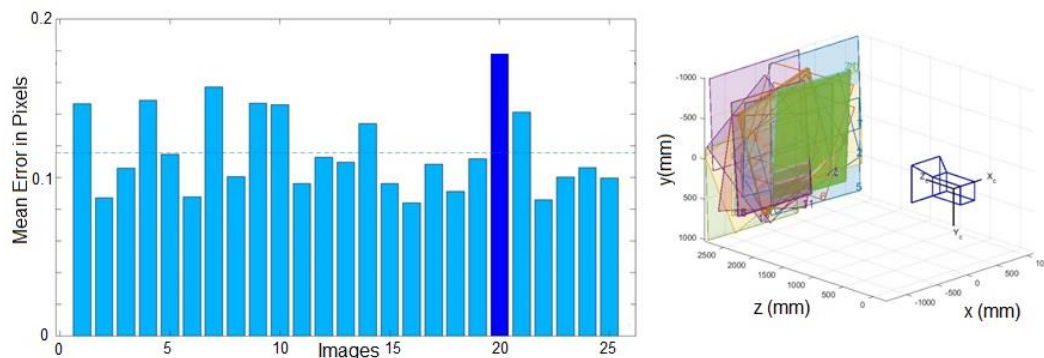


Figura 92: errore di riproiezione per le 25 immagini utilizzate nella calibrazione (a sinistra), in blu l'immagine con errore medio massimo e in linea tratteggiata l'errore medio sulle 25 immagini: 0.12 pixel. A destra la posizione della griglia di calibrazione rispetto alla fotocamera nelle diverse immagini stimata dal tool.

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

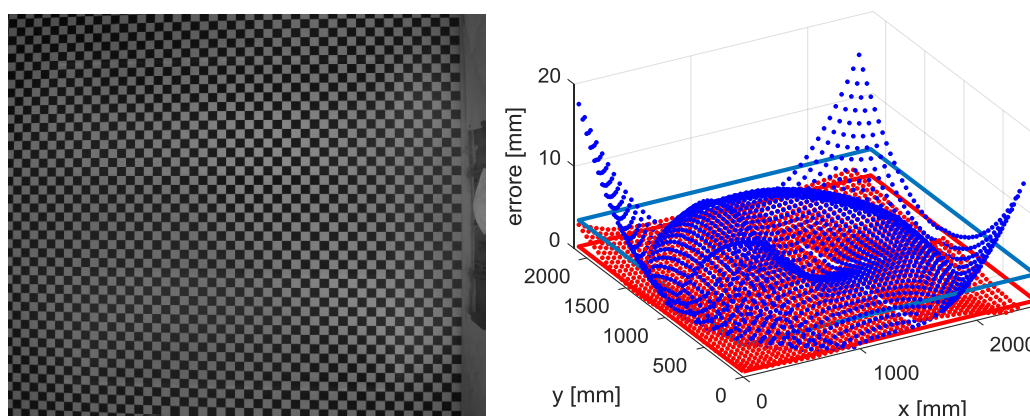


Figura 93: a sinistra i 4 pannelli con scacchiera a maglia di 50mm posizionati nella zona di misura (il serbatoio è sulla destra dell'immagine). A destra lo scostamento tra la posizione stimata dei vertici dei quadrati e la posizione reale in blu a seguito di semplice riproiezione, in rosso a seguito della dedistorsione (in linea continua i rispettivi valori medi).

Per la calibrazione sono state eseguite diverse prove sia con 1 che con 2 pannelli nonché variando il numero di foto e la dimensione sia del pannello che dei quadrati della griglia (D'Oria, 2019). È stata scelta la soluzione con il minimo scostamento

massimo tra la posizione stimata dei vertici dei quadrati e la posizione reale: 1 pannello 1.25 m x 1.5 m, quadrato di lato 50 mm, 25 foto (Figura 92). A seguito della semplice riproiezione dei punti immagine nel riferimento esterno il massimo scostamento si ha negli angoli ed è 18mm, il valore medio è 3.87 mm mentre una volta dedistorta l'immagine, lo scostamento medio si riduce a 0.67 mm e il massimo a 3.32 mm (rispettivamente punti blu e rossi in Figura 93).

Misuratori di livello

Per validare i risultati ottenuti in termini di livello d'acqua stimato con la tecnica descritta al par. 5.4.2 è necessario avere un riferimento oggettivo con cui confrontali. Ci si rifà al volume presente sul piano ad ogni istante, ottenuto misurando il volume uscito dal serbatoio.

È stato realizzato un telaio in alluminio per poter installare 12 misuratori di livello al di sopra del serbatoio (Figura 94). Si tratta di misuratori acustici a ultrasuoni Balluf M18M1-XB-07/035-s92g con campo di misura massimo da 65 mm a 600 mm dalla sonda. Di default il limite di operatività è impostato a 350 mm. La ripetibilità è $\pm 0.15\%$ del fondo scala (cioè 0.9 mm) e la risoluzione è ≤ 0.069 mm. A 350 mm dalla sonda l'area interessata dal cono di misura è una circonferenza di diametro circa 20 cm (il diametro minimo è di circa 5 cm a 65 mm dalla sonda). La trasmissione di segnale è in corrente e l'acquisizione avviene attraverso una scheda National Instruments PCI3-6353 collegata in modalità differenziale (vengono quindi occupati 24 canali). Il passaggio da corrente a differenza di potenziale avviene inserendo una resistenza per ogni sonda direttamente sui pinout della scheda di acquisizione dati. Il controllo e il salvataggio delle letture delle sonde avviene con un'interfaccia in Labview appositamente realizzata: a video si osserva il grafico delle acquisizioni e il valore istantaneo per ogni sonda sia in mV che in cm; viene salvato un file excel con le letture organizzate in 12 colonne. Le sonde sono state tarate manualmente in 6 step, per ciascuno dei quali è stato annotato il valor registrato in voltaggio e il corrispondente livello d'acqua nel serbatoio, misurato in corrispondenza della breccia. Dalla taratura sono stati ricavati per ogni sonda intercetta e coefficiente angolare della retta voltaggio-livello, inseriti poi in Labview.

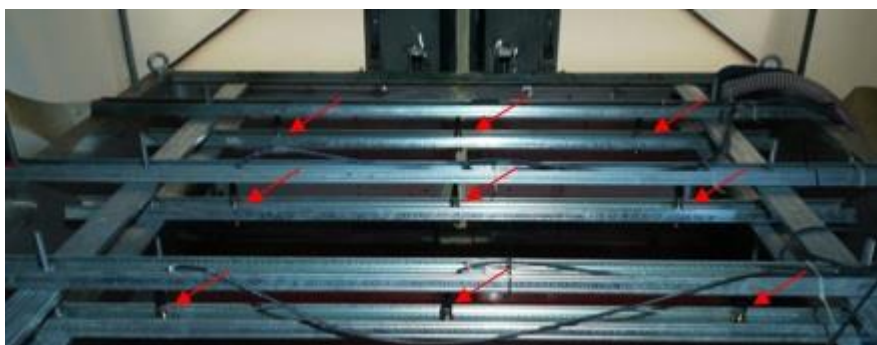


Figura 94: posizione delle sonde sul serbatoio di monte (vista da monte). Le frecce rosse indicano le 9 sonde visibili.

Durante gli esperimenti l'acquisizione del segnale avviene a 80 Hz. Data la modesta entità del profilo di richiamo che si genera a monte della breccia, il volume

uscente è stimato come prodotto tra l'area del serbatoio in pianta e l'abbassamento medio registrato delle sonde.

5.4 Esperimenti a fondo liscio

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

Le fasi di esecuzione dell'esperimento sono:

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

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

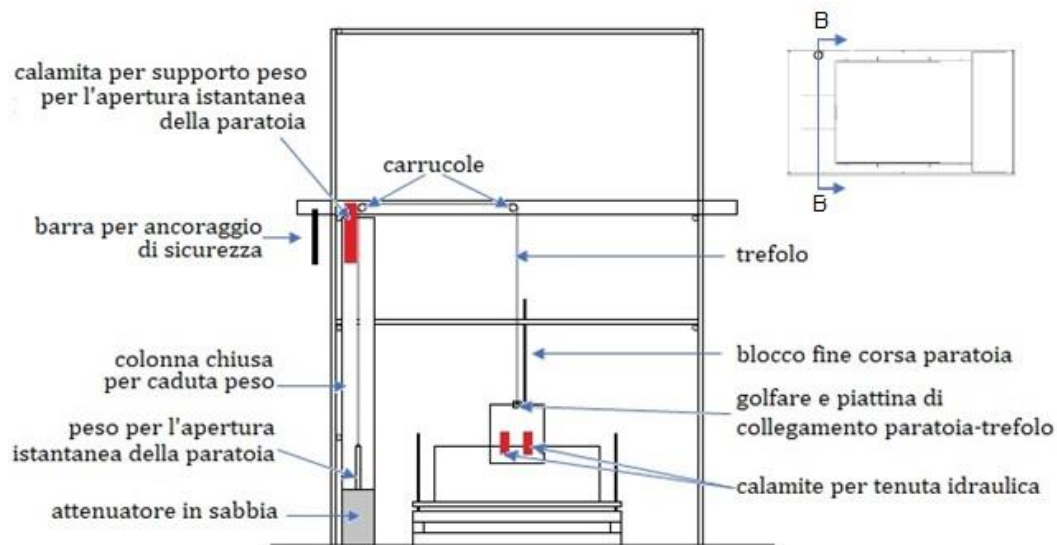


Figura 95: sezione BB (vista da monte in una sezione passante per il serbatoio di monte) - descrizione delle parti principali del meccanismo di apertura della paratoia.

Il meccanismo di apertura (Figura 95) è composto da un trefolo metallico passante su 2 carrucole che collega la paratoia ad un peso di 10 kg posto a 3 m di altezza quando la paratoia è chiusa. Il peso viene tenuto in posizione da una terza elettrocalamita fissata alla sommità della colonna di caduta. Quando l'interruttore

di corrente viene aperto, le tre elettrocalamite si spengono e rilasciano simultaneamente il peso e la paratoia che per effetto della caduta del peso si solleva di 45 cm scorrendo lungo 2 guide e fermandosi al contatto con il blocco di fine corsa.

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

$$t_{\text{apertura}} \leq \sqrt{\frac{2 h_0}{g}} \quad 5.4-1$$

$$t_{\text{apertura}} \leq 1.25 \sqrt{\frac{h_0}{g}} \quad 5.4-2$$

In particolare il primo criterio deriva dall'assunzione che una particella d'acqua che si trovi inizialmente in quiete sul pelo libero, si comporta nei primi istanti successivi all'apertura come un corpo in caduta libera il cui movimento è governato dalla forza di gravità (eq. 5.4-3)

$$\begin{cases} v = gt \\ s = \frac{1}{2}gt^2 \end{cases} \quad 5.4-3$$

Nel nostro caso entrambi i criteri sono soddisfatti per tutte le tre altezze iniziali nel serbatoio (h_0), in particolare i tempi ottenuti secondo l'eq.5.4-2 sono 0.18 s per $h_0=20$ cm, 0.22 s per $h_0=30$ cm e 0.25s per $h_0=40$ cm.

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

5.4.1 Ripetibilità ed evoluzione del fronte

La prima operazione fatta sulle immagine ottenute dalla fotocamera Zyla e opportunamente dedistorte, è stata il riconoscimento del fronte d'onda, cioè l'estrazione delle coordinate di ogni punto che si trovi al confine dell'area allagata. Le fasi di elaborazione delle immagini sono esemplificate dalle 4 immagini presenti in Figura 96. Per prima cosa si applicano delle maschere fisse su tutte le immagini per eliminare elementi di disturbo estranei al piano di misura (porzioni dei teli che costituiscono la parete di monte e parte della parete di valle del serbatoio visibili nell'immagine a) sulla destra). Successivamente l'immagine viene normalizzata rispetto ad un frame asciutto scattato prima dell'apertura della paratoia e considerato come immagine di background $\left(\frac{\text{background-immagine}}{\text{background}}\right)$. Il risultato di queste prime operazioni è mostrato nell'immagine b). Per tentativi si definisce un valore di soglia (che usualmente varia tra 0.08 e 0.11) sulla base del quale binarizzare l'immagine (pannello c)). Per uno stesso dam-break questa soglia viene variata un paio di volte all'aumentare dell'area allagata in quanto, l'immagine diventa globalmente più scura mano a mano che si procede con l'esperimento. Ottenuta l'immagine in bianco e nero, vengono applicati una serie di filtri per eliminare zone anomale che

si presentano come macchie all'interno dell'onda (si utilizzano i comandi Matlab *imfill* e *bwareaopen*) ed infine, in d), si ottengono le coordinate dei punti sul confine tra zona bianca e la zona nera con la funzione *bwboundaries* del software Matlab (per un approfondimento delle diverse fasi di analisi si veda Briano, (2019)).

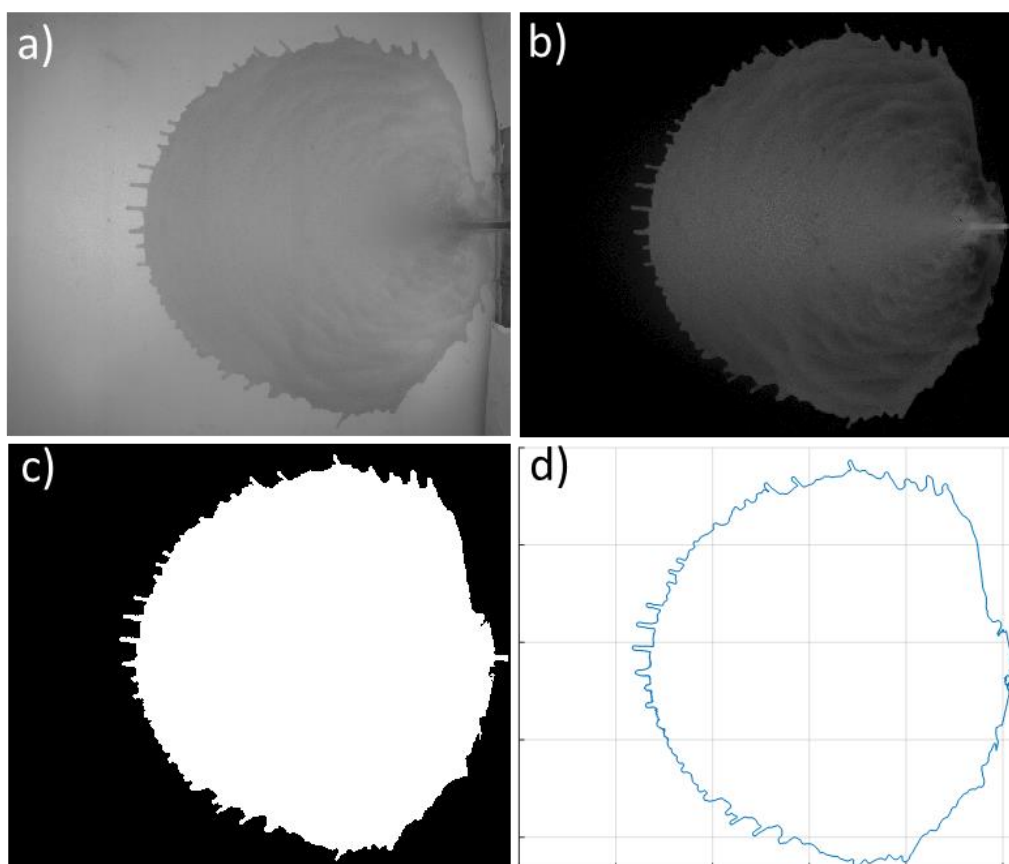


Figura 96: elaborazione delle immagini per l'estrazione del fronte d'onda. Da a) a d): immagine originale, immagine dedistorta e normalizzata, immagine binaria pulita e fronte d'onda.

Le operazioni appena descritte vengono applicate in modo automatico a tutte le immagini di tutti gli esperimenti eseguiti. In Figura 97 si mostra l'evoluzione del fronte d'onda (ottenuto come appena descritto) nel tempo per un esperimento con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m. Vengono disegnati 20 frames con un intervallo di circa 0.21 s (circa 5 frame a 41.388 fps) tra due fotogrammi successivi. Già da questa figura si possono anticipare alcuni elementi caratteristici dell'onda: la velocità di propagazione diminuisce man mano che cresce l'estensione dell'area allagata e nella direzione trasversale si riscontra una velocità circa uguale alla metà di quella in direzione longitudinale lungo l'asse della breccia.

Al fine di studiare quantitativamente l'onda e di confrontare diverse realizzazioni, si è divisa l'area di misura in 11 settori radiali aventi l'origine in corrispondenza del punto d'impatto della vena effluente (si rimanda al par. 5.4.4 per una descrizione dettagliata a proposito della vena effluente dal serbatoio). In Figura 98 è mostrata la numerazione di riferimento dei diversi settori: si parte dalla destra idraulica e si procede verso la sinistra. I settori a cui ci si riferirà maggiormente nel seguito della trattazione saranno il 6 (settore centrale), il 3 e il 9 (settori, rispettivamente in destra e sinistra idraulica, il cui asse è inclinato di 45°).

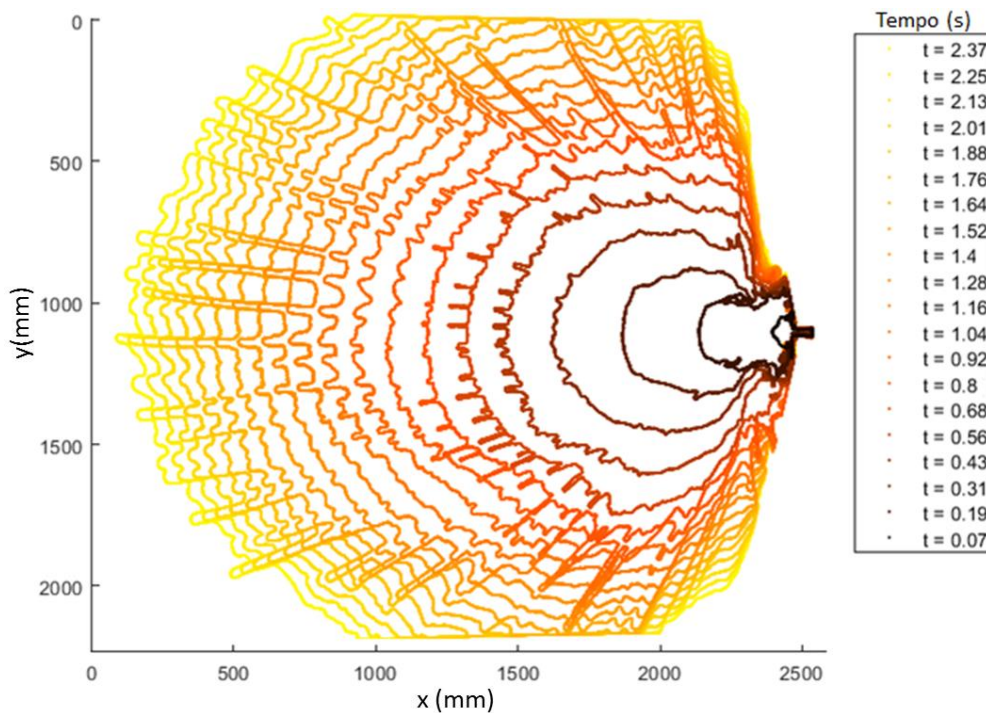


Figura 97: evoluzione temporale del fronte d'onda per un esperimento con $H_0=0.30\text{m}$ (passo costante di 5 frame, circa 0.12s).

Nell'immagine di destra, sempre in Figura 98, si riporta un esempio della metodologia di calcolo della distanza radiale del fronte. In particolare, per ciascun settore, il tratto di fronte che viene tagliato (in rosso o in blu in figura) dalle 2 semirette delimitanti il settore stesso, viene sostituito con un arco di circonferenza di raggio pari alla distanza radiale media calcolata come media delle distanze radiali dei singoli punti del tratto di fronte considerato (in verde).

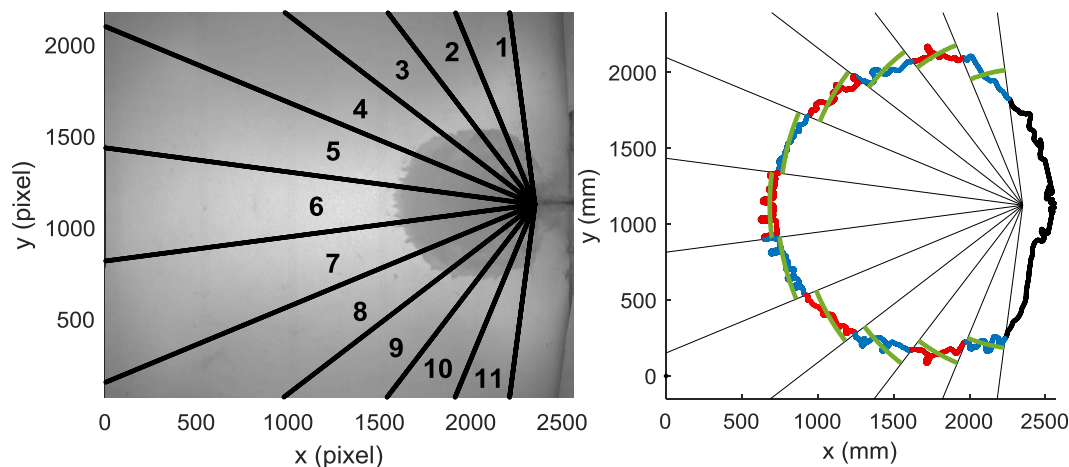


Figura 98: divisione dell'area di misura in 11 settori con centro sul punto d'impatto della vena (a sinistra) e stima delle distanze radiali medie (in verde) per un generico frame (a destra).

Tornando alla posizione dell'origine dei settori, si è detto che è stata posta in corrispondenza del punto d'impatto (in giallo in Figura 99) della vena effluente dal serbatoio, poiché empiricamente si osserva una propagazione che ricorda un andamento radiale a partire proprio da tale punto. Tuttavia questa schematizzazione porta ad avere la posizione assoluta di tale punto variabile in funzione della condizione iniziale (livello idrico nel serbatoio), pertanto lo stesso settore ricopre zone

differenti del piano in esperimenti con diversa altezza d'acqua iniziale, eccezion fatta per il settore centrale, per il quale è anche possibile trasformare la distanza radiale in distanza dalla breccia aggiungendo semplicemente la distanza breccia-origine dei settori. Quanto detto risulta evidente dalla sovrapposizione dei settori, riferiti a 3 esperimenti con diversa altezza d'acqua iniziale, che è mostrata in Figura 99 (immagine di sinistra).

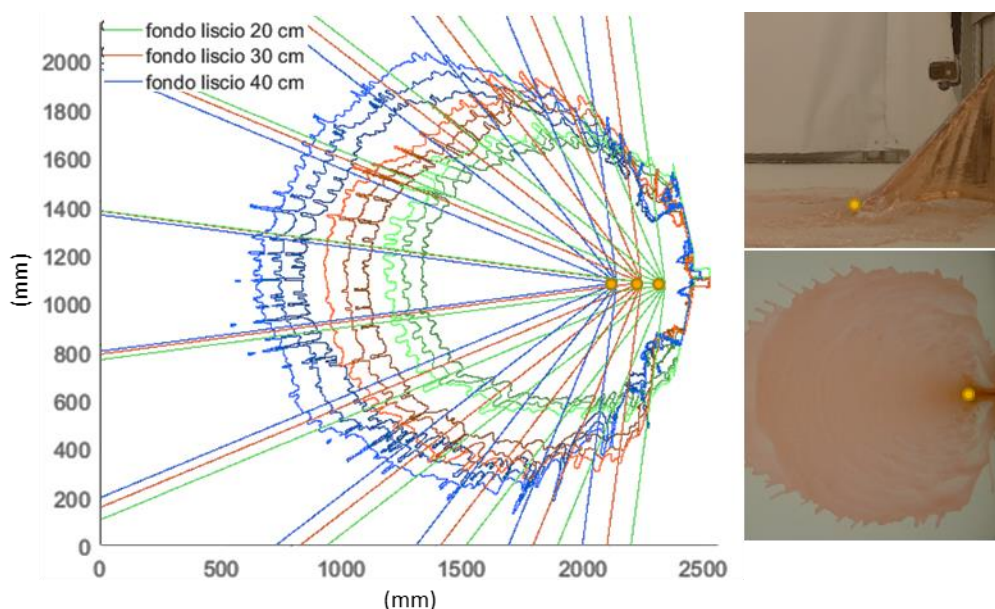


Figura 99: settori radiali e relativa origine in funzione dell'altezza d'acqua iniziale all'interno del serbatoio (a sinistra). Definizione della posizione del punto d'impatto della vena effluente, nonché origine dei settori radiali (a destra).

Sulla base di questa divisione in settori radiali è stata studiata la ripetibilità degli esperimenti. Sono state considerate le 5 prove eseguite a parità di condizione iniziale di monte e, per ciascuna immagine è stata calcolata la distanza radiale del fronte dall'origine dei settori. Questo valore è stato confrontato tra i 5 esperimenti a parità di istante, cioè a parità di tempo trascorso dall'apertura della breccia intesa come il primo frame in cui si osserva la presenza di acqua nella zona di misura. In Tabella 22 si confrontano i tempi di arrivo a una fissata distanza (distanza radiale tra l'origine dei settori e il confine della zona di misura per i settori 1 e 11, 1120 mm)

Tabella 22: tempi di arrivo a 1120mm (distanza limite dei settori 1 e 11) dall'origine dei settori radiali per le 5 prove con altezza d'acqua iniziale 0.40m.

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

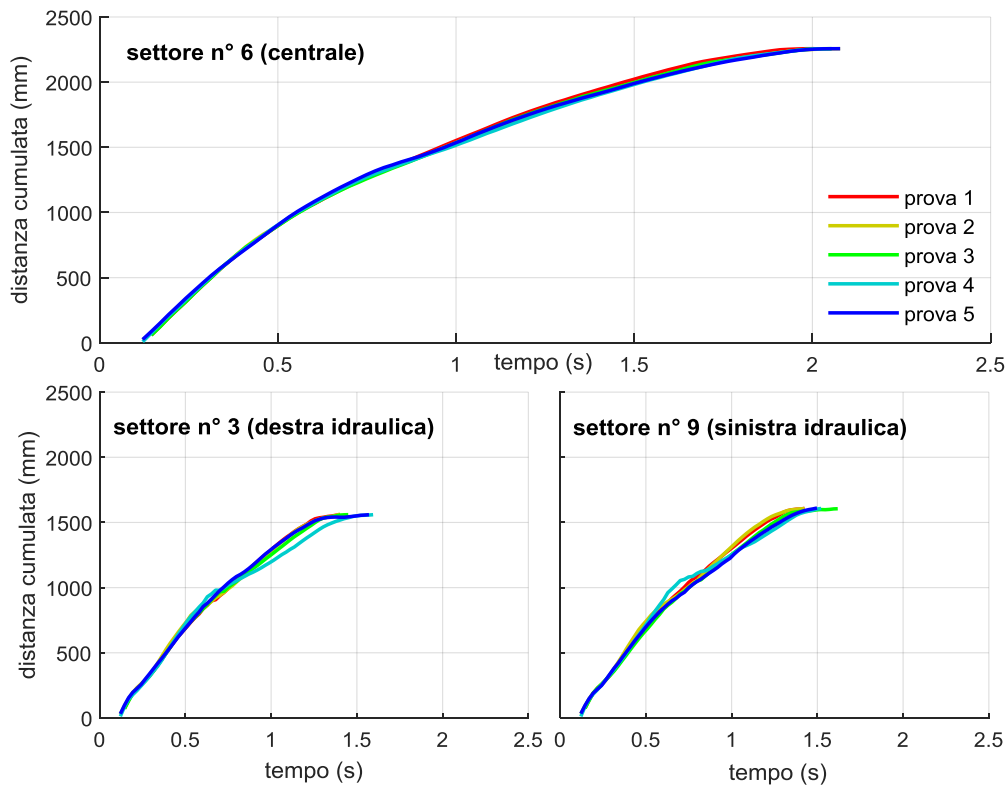


Figura 100: distanza raggiunta nel tempo dal fronte d'onda nei settori 3, 6 e 9 per i 5 esperimenti con battente iniziale nel serbatoio 0.40m.

Dalla Tabella 22 si osserva innanzitutto una buona simmetria dell'onda, fatta eccezione per i settori estremi 1 e 11 dove però l'approssimazione del fronte come un arco di circonferenza non risulta ottimale, come si può osservare in Figura 98. La ripetibilità degli esperimenti è considerata verificata: per più della metà dei settori si ha uno scarto inferiore al 5% tra le diverse realizzazioni e in generale si resta sempre al di sotto del 15%.

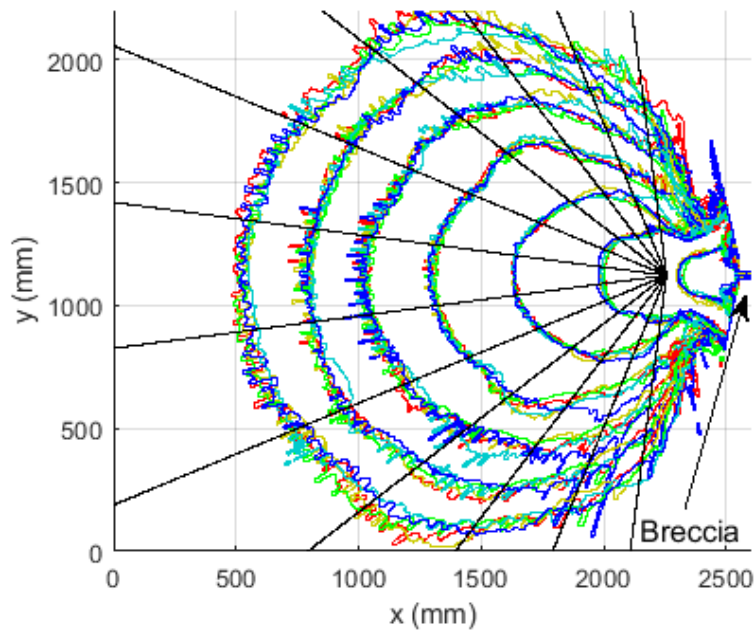


Figura 101: sovrapposizione dei fronti d'onda agli istanti $t=0.121, 0.242, 0.387, 0.556, 0.749, 0.966, 1.208s$ per i 5 esperimenti con altezza iniziale 0.40m.

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

La distanza cumulata percorsa dall'onda nei settori 6, 3 e 9 è mostrata nei grafici in Figura 100 per le 5 realizzazioni con altezza d'acqua iniziale 0.40 m a conferma delle considerazioni sopra esposte. Una valutazione qualitativa è infine possibile considerando la Figura 101 nella quale è presente la sovrapposizione dei fronti d'onda agli istanti $t=0.121, 0.242, 0.387, 0.556, 0.749, 0.966, 1.208$ s per i 5 esperimenti con altezza iniziale 0.40 m.

In Figura 102 si considerano anche gli esperimenti con altezza d'acqua iniziale 0.20 m e 0.30 m e si mostra un confronto in termini di distanza radiale percorsa nel tempo nei vari settori (essendo l'onda simmetrica vengono mostrati solo i settori in sponda destra).

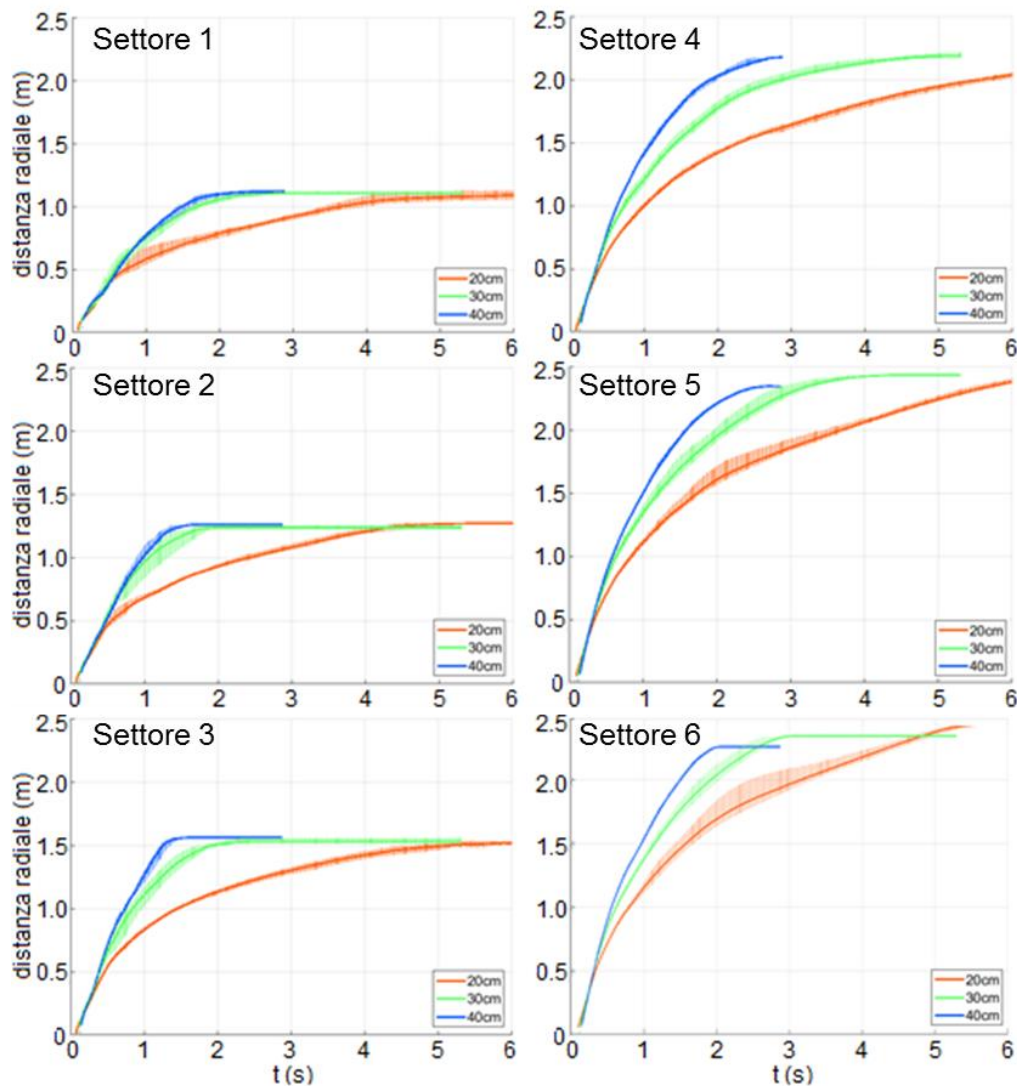


Figura 102: confronto tra le distanze cumulate percorse dall'onda per le diverse condizioni iniziali ($H_0=0.40, 0.30$ e 0.20 m). Sono indicati i valori medi e l'involuppo di tutte le prove disponibili per ciascuna categoria. Si riportano i risultati del settore centrale e dei settori in sponda destra.

Dalla Figura 102 si nota che tutte le curve raggiungono un plateau che indica l'uscita dalla zona di misura (campo d'inquadratura della fotocamera). Tale distanza è diversa da settore a settore ed è maggiore per i settori 5-7 e 4-8 che sono quelli contigui alle diagonali dell'immagine. Inoltre, tale distanza varia anche all'interno dello stesso settore al variare delle condizioni iniziali (si tratta di differenze dell'ordine dei 0.10 m). Ciò è dovuto alla diversa posizione dell'origine del fascio di cui si è discusso in precedenza (tra le due categorie estreme varia circe di 0.20m in direzione longitudinale). Congiuntamente a ciò si ricorda che le immagini utilizzate sono state dedistorte e dunque il bordo dell'immagine non è più una linea retta, bensì presenta una concavità. A parità di settore laterale, aumentando l'altezza d'acqua nel serbatoio di monte aumenta la distanza del centro dei settori dal serbatoio e l'intersezione con il bordo dell'immagine avviene in un tratto dove la curva dedistorta si allontana maggiormente dalla retta originaria. Quest'ultimo aspetto introduce una differenza massima di circa 0.03 m.

5.4.2 Misura dell'altezza d'acqua

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

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

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

$$A_\lambda = -\log_{10} \frac{I}{I_0} = l\varepsilon_\lambda c \quad 5.4-4$$

Nell'eq. 5.4-4 I_0 e I rappresentano rispettivamente l'intensità della radiazione luminosa incidente e l'intensità della radiazione luminosa trasmessa. Per chiarezza si ricorda che il rapporto I/I_0 rappresenta la trasmittanza T dell'oggetto e che tra assorbimento (A), profondità ottica (τ) e trasmittanza (T) sussiste la seguente relazione:

$$T = 10^{-A} = e^{-\tau} = \frac{I}{I_0} \quad 5.4-5$$

La 5.4-4, nell'ipotesi di luce monocromatica e assumendo sempre che la distribuzione del soluto sia uniforme lungo il cammino ottico, può essere riscritta come

$$\frac{I}{I_0} = e^{-kl} \quad 5.4-6$$

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

Se la luce fosse monocromatica sarebbe possibile determinare k mediante una curva di taratura ottenuta misurando l'altezza d'acqua in corrispondenza di più livelli e correlandola con l'intensità del generico pixel dell'immagine scattata nelle stesse condizioni aggirando il problema di un set-up non convenzionale considerando il cammino ottico come circa 2 volte la profondità h . La luce utilizzata negli esperimenti non è tuttavia monocromatica, il valore di k è dunque diverso per le varie lunghezze d'onda.

$$\frac{I(\lambda, h)}{I(\lambda, 0)} = e^{-k(\lambda)l} \quad 5.4-7$$

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

$$\frac{I(h)}{I(0)} = \frac{\int_0^\infty I(\lambda, h) d\lambda}{\int_0^\infty I(\lambda, 0) d\lambda} = \int_0^\infty e^{-k(\lambda)h} d\lambda \quad 5.4-8$$

La funzione $k(\lambda)$ non è nota. Per cercare a ricostruirla empiricamente è stato realizzato un sistema di prova costituito da una vasca trasparente al di sotto della quale è stato posizionato uno dei faretto utilizzati nel set-up principale. La vasca è stata posta in una camera oscura per evitare interferenze della luce ambientale ed è stata riempita con intervalli di volume ΔV costanti. Ad ogni intervallo è stato misurato lo spettro con uno spettrometro (Spectromaster C-700) posto in asse con il faretto a una distanza fissa dal fondo della vasca. In Figura 103 si possono osservare gli spettri ottenuti: l'andamento a doppio picco è tipico delle luci a led, la presenza del colorante rosso causa un progressivo abbattimento dell'energia luminosa sulle lunghezze d'onda più basse agendo come un filtro rosso.

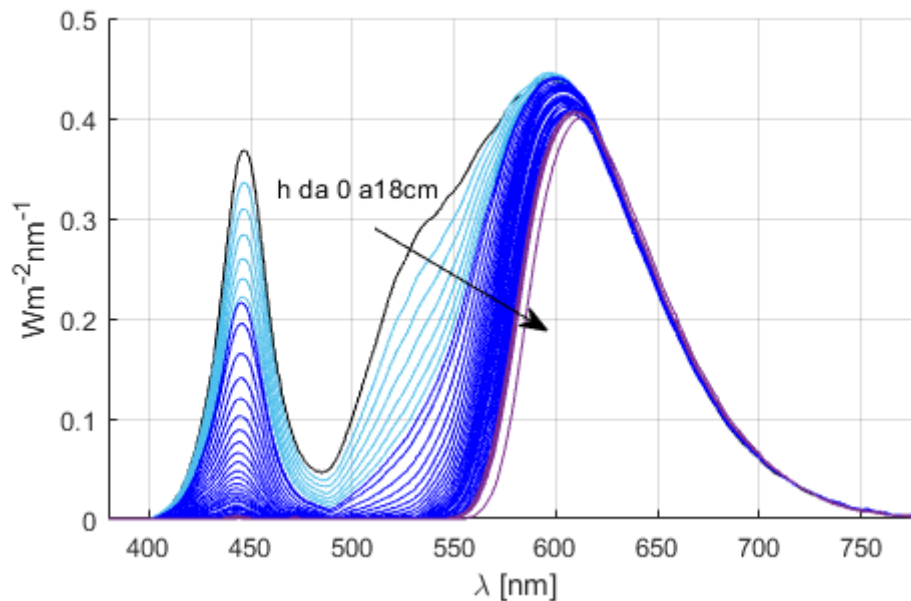


Figura 103: spettri acquisiti utilizzando una vasca trasparente in camera oscura con sorgente (uno dei faretti del modello fisico per lo studio della propagazione tridimensionale dell'onda di dam-break) campione e spettrometro allineati. Riempimento della vasca con intervalli di volume costanti di acqua rossa: dall'alto verso il basso aumenta il livello d'acqua (curva nera $h=0\text{cm}$, curve azzurre $h<1\text{cm}$, curve viola $h>10\text{cm}$).

Prove analoghe seppur con diversa posizione della sorgente luminosa, sono state eseguite anche allagando completamente il piano di misura con diversi livelli d'acqua colorata e posizionando lo spettrometro accanto all'obiettivo della fotocamera. In figura Figura 104 sono riportati i 2 spettri estremi (fondo asciutto a sinistra e $h=5.5\text{ cm}$ a destra) nella visualizzazione fornita dallo spettrometro.

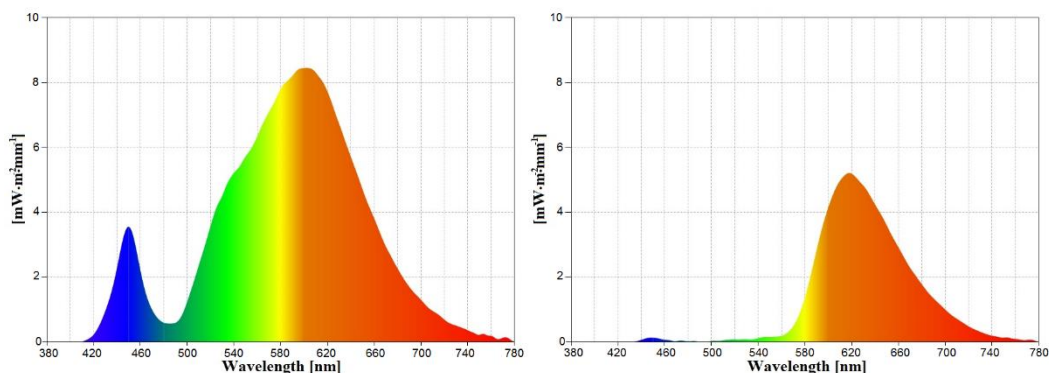


Figura 104: spettro registrato sul piano asciutto (a sinistra) e con 5.5 cm d'acqua rossa ferma (destra).

L'andamento di $k(\lambda)$ ottenuto dalle misure in vasca trasparente utilizzando la 5.4-7, essendo noti h , $I(\lambda, h)$ e $I(\lambda, 0)$, è mostrato in Figura 105 per h compreso tra 1mm e 15mm: si può osservare che, coerentemente con quanto atteso, il coefficiente di attenuazione non dipende dall'altezza d'acqua ma solo dalla natura del mezzo in funzione della lunghezza d'onda della sorgente luminosa.

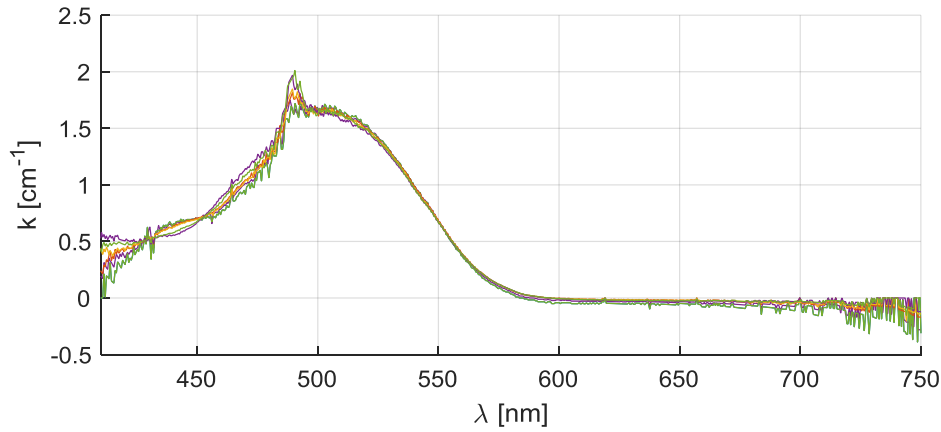


Figura 105: andamento del coefficiente di attenuazione k in funzione della lunghezza d'onda della sorgente luminosa. Curve ottenute per profondità d'acqua variabili tra 1mm e 15mm nella vasca di prova trasparente.

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

$$k' = -\ln\left(\frac{I(h)}{I(0)}\right) h^{-1} \quad 5.4-9$$

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

$$k' = -0.1017\ln(h) + 0.3025 \quad 5.4-10$$

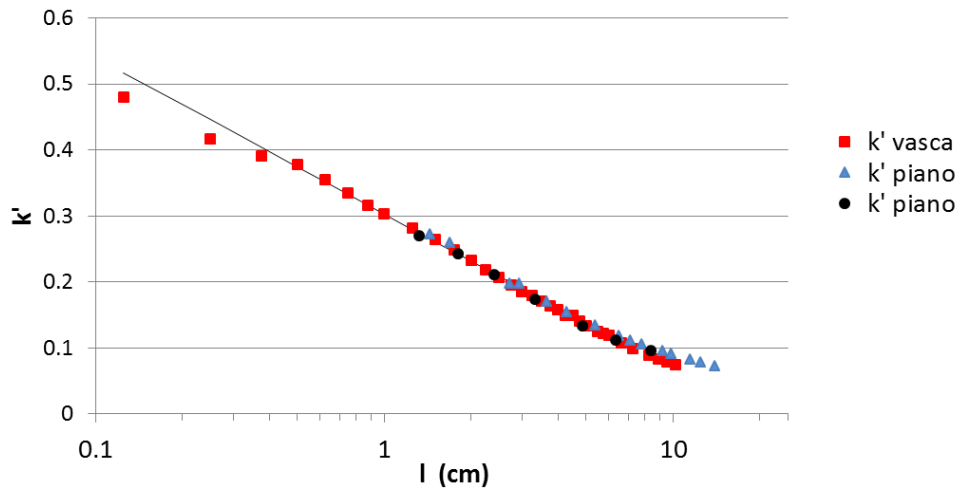


Figura 106: relazione empirica tra k' e il cammino ottico l . I punti neri sono ottenuti dai rapporti tra le aree sottese dagli spettri misurati dallo spettrometro sul piano di misura con un coefficiente correttivo di 1.5 mentre i punti blu (indicatore triangolare) sono ottenuti dalle intensità luminose registrate dalla fotocamera con coefficiente correttivo 2.4.

In Figura 106 è rappresentata dagli indicatori a quadrato rossi la relazione empirica tra k' e il cammino ottico $l=h$ ottenuta dalle misure nella vasca trasparente. La relazione 5.4-10 è data dalla retta nera in linea continua. Nel caso della vasca trasparente il cammino ottico coincide con la profondità h . Per il piano del set-up di misura per il dam-break tridimensionale l è invece pari al prodotto di profondità

per un coefficiente correttivo che compensa la non perpendicolarità dei raggi luminosi rispetto al mezzo e al sensore nonché la diversa disposizione delle sorgenti luminose rispetto al set-up standard approssimato con la vasca trasparente e i conseguenti effetti di riflessione della luce da parte della superficie libera. In particolare tale coefficiente vale 1.5 per i punti neri ottenuti dai rapporti tra le aree sottese dagli spettri misurati dallo spettrometro e 2.4 per i punti blu (indicatore triangolare) ottenuti dalle intensità luminose registrate dalla fotocamera.

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

Alla luce di queste considerazioni la 5.4-7 può essere riscritta come segue:

$$\frac{I(h)}{I(0)} = e^{-h[a \ln(h)+b]} \quad 5.4-11$$

con $a=-0.1017$, $b=0.3025$ e h circa 2.4 volte la profondità d'acqua. L'andamento della curva ottenuta è rappresentato in Figura 107.

Per utilizzare tale relazione a partire dalle immagini registrate dalla fotocamera Andor Zyla 5.5 occorre applicare 2 fattori correttivi: il primo, β , tiene conto della diminuzione della luce diffusa al crescere dell'area allagata ($0.95 \leq \beta \leq 1$) e va moltiplicato al valore nell'immagine di background; mentre il secondo, α , tiene conto degli effetti legati alla diversa disposizione delle luci rispetto a quella che si avrebbe in un set-up convenzionale per lo studio della concentrazione. Il risultato della 5.4-11 va diviso per α per ottenere così la profondità dell'acqua nel generico pixel. Tornando al coefficiente β , esso è necessario poiché il piano di misura è una superficie bianca al pari delle pareti e dei diffusori superiori della light-box e dunque concorre all'illuminazione diffondendo anch'esso parte della luce riflessa dalle altre superfici. Al propagarsi dell'onda sul piano, una porzione sempre maggiore di superficie diffusiva viene oscurata e dunque l'immagine registrata dalla fotocamera risulta via via più scura. La correzione è valutata considerando 3 aree target al fondo del piano, ciascuna di 100 pixel x 100 pixel poste rispettivamente in destra idraulica, in sinistra idraulica e in asse alla breccia. Su ciascuna area si considera il rapporto medio tra l'intensità del generico pixel al fotogramma considerato e l'intensità dello stesso pixel nel fotogramma di background (fotogramma iniziale con piano completamente asciutto). Il coefficiente finale è la media dei valori delle aree laterali

che rimangono asciutte per l'intera durata del fenomeno considerato (l'area di controllo centrale risulta influenzata dall'avvicinarsi del fronte negli ultimi istanti oggetto di studio).

Il campo di validità della relazione descritta è limitato ad altezze inferiori ai 5 cm (tratto di curva evidenziato in rosso in Figura 107) poiché per altezze superiori la curva non ha più andamento monotono decrescente e perde senso fisico. Anche nel caso dell'esperimento di misura della concentrazione classico, si ha infatti che, oltre una certa soglia, l'assorbanza non è più uniforme lungo l'intera altezza dell'ipotetico provino ovvero lungo il cammino ottico del raggio luminoso.

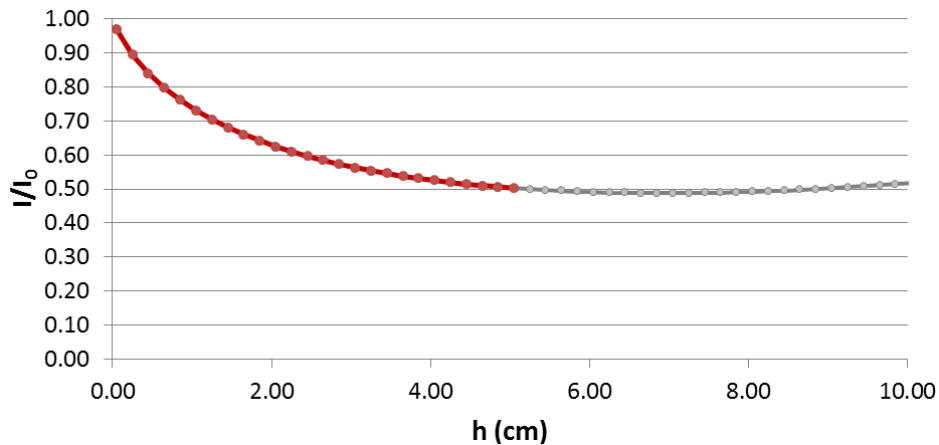


Figura 107: curva empirica descritta nell'eq. 5.4-11 che lega l'intensità luminosa I nel generico pixel con la corrispondente altezza d'acqua h . La validità della relazione è limitata a profondità inferiori a 5cm (tratto evidenziato in rosso).

Un ultimo controllo è stato eseguito per valutare un eventuale effetto delle onde superficiali sugli spettri acquisiti. In particolare si vuole capire se le misure eseguite con acqua ferma durante la taratura possano essere invalidate, nel caso di onda in movimento, da un'evidente scostamento tra gli spettri (Figura 108).

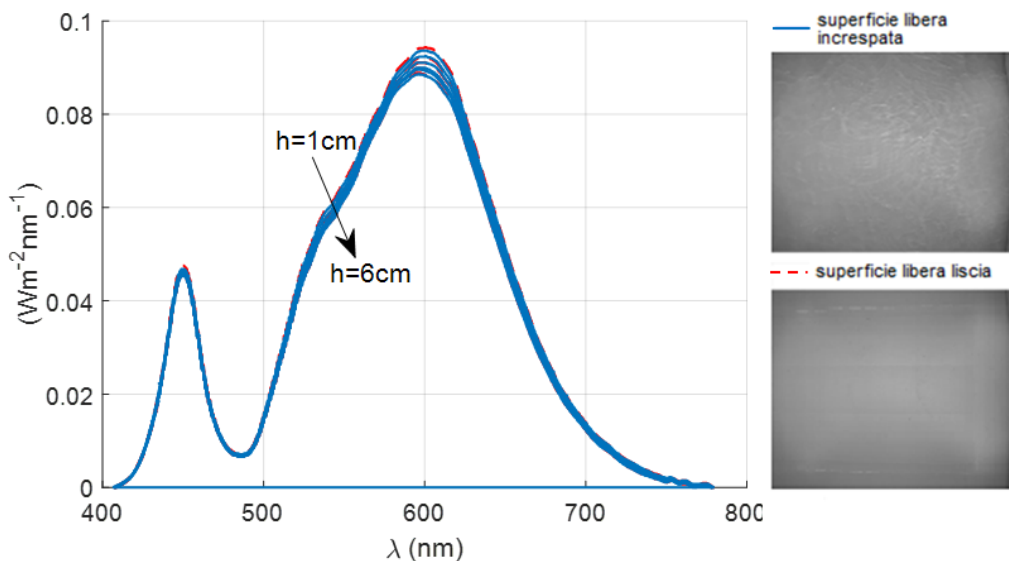


Figura 108: spettri acquisiti sul piano di misura con acqua non colorata con profondità comprese tra 1cm e 6cm nel caso di superficie libera liscia (linea blu) o increspata (tratteggio rosso). A destra due fotogrammi della superficie libera con profondità 4.95cm: dall'alto nel caso di superficie libera mossa o ferma.

Per isolare quest'unico contributo è stata utilizzata acqua non colorata e lo spettrometro non è stato schermato. Non potendo eseguire misure spettrometriche durante un esperimento, l'effetto della superficie increspata è stato riprodotto allagando tutto il piano come per la consueta procedura di taratura e movimentando l'acqua con una serie di pompe poste lungo i 4 bordi del piano. Non è stato riscontrato alcuno scostamento significativo tra le due configurazioni (Figura 108) e dunque la metodologia qui esposta è stata utilizzata per la misura della profondità d'acqua in ciascuno degli esperimenti di dam-break eseguiti.

Un esempio di applicazione del metodo è riportato in Figura 109, in cui si affianca all'immagine originale l'indicazione dell'altezza d'acqua in ogni punto dell'area allagata calcolata come media su un'area di 5x5 pixels. Si rimanda al paragrafo 5.5 per un approfondimento sui risultati in diverse sezioni dell'onda.

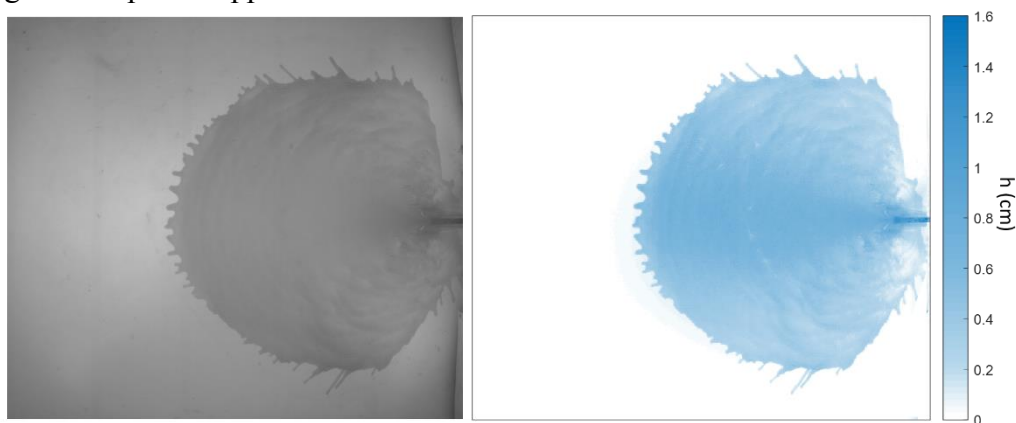


Figura 109: immagine originale (a sinistra) e ricostruzione del campo di altezze (a destra) con la tecnica esposta nel presente capitolo (esperimento con $H_0=0.30\text{m}$, istante $t=1.06\text{s}$).

5.4.3 Misura della velocità

Nelle valutazioni del rischio idraulico, come si è detto in precedenza, gli aspetti legati alla vulnerabilità vengono valutati in letteratura mediante le curve di vulnerabilità (par. 4.3.2) definite dal prodotto tra altezza d'acqua e velocità della corrente. Nell'ambito di due tesi di laurea magistrale (Briano, 2019; Buzzerio, 2019) sono state gettate le basi per la valutazione delle velocità sul modello in oggetto con differenti tecniche.

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

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_u = Q_e$$

5.4-12

dove dV/dt , in questo caso è semplicemente l'integrale sull'area delle altezze d'acqua misurate come descritto nel paragrafo 5.4.2 ovvero la sommatoria delle altezze nelle singole celle per l'area della singola cella di calcolo. Per le zone poste più a monte si procede risolvendo l'equazione di continuità da valle verso monte, essendo dV/dt stimabile come differenza tra le altezze in 2 immagini successive e $Q_{u_i} = Q_{e_{i+1}}$, è possibile calcolate Q_{e_i} . Una volta note le portate, la velocità ad ogni istante e su ogni arco di circonferenza, si ottiene dividendo la portata per l'area frontale corrispondente (lunghezza dell'arco di circonferenza per l'altezza media nelle celle attigue immediatamente a monte). I risultati così ottenuti sono diagrammati nelle figure Figura 110 e Figura 111, rispettivamente come andamento lungo l'asse del settore centrale (non si riportano i risultati per i primi 10 cm dall'origine del settore radiale poiché fortemente influenzati dal tendere a 0 dell'area di controllo) a differenti istanti temporali e come andamento nel tempo a diverse distanze dall'origine dei settori radiali.

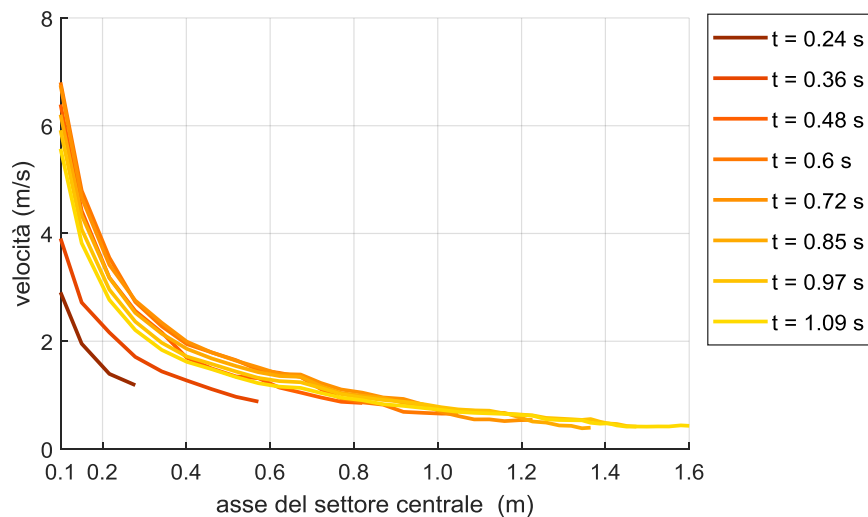


Figura 110: andamento della velocità lungo il settore centrale nel generico istante (esperimento con altezza d'acqua iniziale 0.40 m).

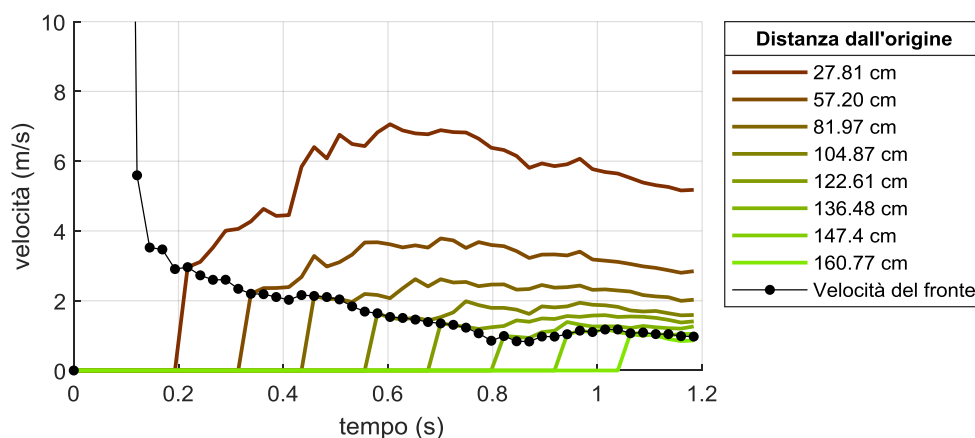


Figura 111: andamento nel tempo della velocità stimata con l'equazione di continuità in otto punti lungo l'asse del settore centrale.

Un'altra tecnica è stata la valutazione delle velocità superficiali disseminando l'acqua utilizzata per il dam-break con sfere⁹ di diametro 5mm e densità media 891 kg/m³ (dunque inferiore a quella dell'acqua). In questo caso le sfere sono state versate nel serbatoio immediatamente a monte della breccia per mezzo di una tramoggia ad apertura sincrona con il sollevamento della paratoia (Buzzerio, 2019). Sono stati eseguiti alcuni dam-break con altezza d'acqua iniziale 0.30 m o 0.20 m sia utilizzando acqua colorata che acqua trasparente. Le immagini sono state analizzate con 2 tool in ambiente Matlab PIVlab e PTVlab. In estrema sintesi, entrambi gli algoritmi di base si fondano sulla cross-correlazione tra immagini successive. Il primo è un software di Digital Particle Image Velocimetry con misurazioni risolte nel tempo in cui lo spostamento delle particelle è calcolato per gruppi di elementi valutando la cross-correlazione tra una serie di piccole porzioni di immagine. Due fotogrammi vengono acquisiti a un intervallo di tempo costante e le velocità possono essere calcolate come rapporto tra lo spostamento delle aree nelle due immagini successive e l'intervallo di scatto noto. PTVlab è, invece, un software per la Particle Tracking Velocimetry che utilizza un sistema di riferimento lagrangiano. La velocità viene determinata in ogni posizione della particella utilizzando il coefficiente di cross-correlazione più elevato ottenuto dopo aver confrontato una matrice di intensità di riferimento nel primo fotogramma e un insieme di sottomatrici nel successivo. Ad un buon risultato concorrono non solo gli algoritmi di cross-correlazione ma anche la corretta identificazione del centroide della singola particella.

In Figura 112 vengono confrontati i risultati ottenuti dai due diversi algoritmi (PIV e PTV) sia in termini di direzione che di modulo della velocità. Si riscontra, in generale, un buon accordo tra i due a meno della zona più vicina alla breccia in cui PIVlab fornisce valori di velocità un po' inferiori rispetto a PTVlab.

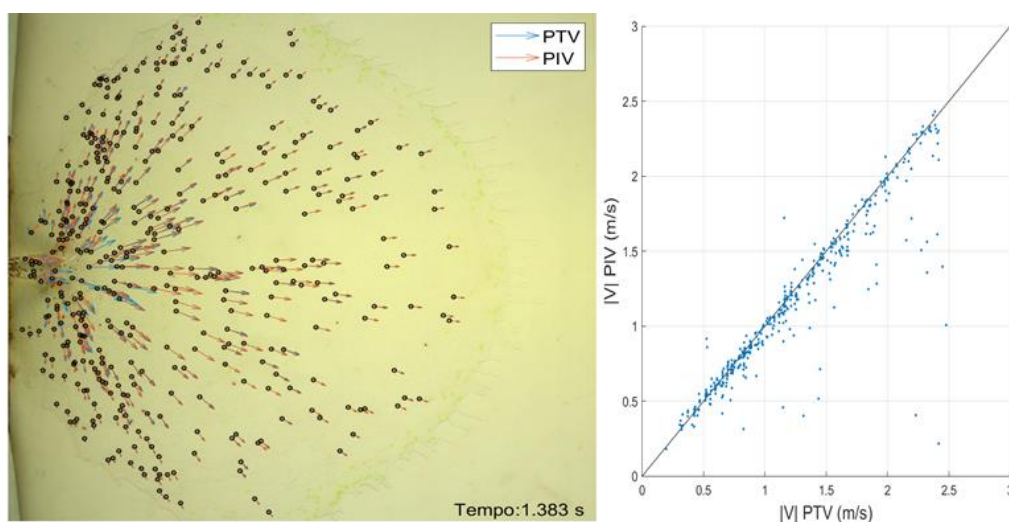


Figura 112: confronto tra i risultati di PTVlab e PIVlab per il frame a 1.383 s dall'apertura della paratoia (esperimento con acqua trasparente e $H_0=0.30$ m).

⁹ Per la scelta del seeding sono state analizzate diverse tipologie di sfere misurando 3 diametri e pesando ciascuna sfera di un campione di 50 unità per tipologia. I dettagli di questa operazione sono dettagliati nella tesi di laurea magistrale (Rinaldi, 2019)

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

Si ricorda che la videocamera utilizzata per quest'ultime analisi di velocità è la Nikon D810 che permette di ottenere immagini a colori (8 bit RGB) e registra video a 1080p (1920x1080) a 60 fps. L'area di misura (porzione di piano inquadrata) è diversa e più estesa rispetto a quella dell'altra fotocamera (Andor Zyla 5.5) ed è pertanto risultato conveniente utilizzare una diversa divisione in settori radiali. Sono stati individuati 5 settori di ampiezza 33° , centrati nel punto di impatto della vena effluente dal serbatoio liquida rispettivamente divisi da semicirconferenze concentriche con passo 0.17 m (si veda il pannello in alto nella Figura 114). Anche queste immagini sono state preventivamente dedistorte con la stessa metodologia descritta al par. 5.3.3. I risultati mostrati si riferiscono ai valori medi ottenuti considerando tutte le palline che ricadono nella singola area (PTV) o tutte le celle del raster che ricadono in detta area (PIV).

L'andamento delle velocità a diversi istanti lungo l'asse del settore centrale è coerente con quello ottenuto dall'equazione di continuità (Figura 113), così pure l'andamento nel tempo (Figura 114). Quest'ultimo confronto ha valore puramente qualitativo, poiché il dato mostrato è relativo ad un esperimento con livello d'acqua iniziale 0.20m. Si è preferito mostrare questo risultato poiché per questo tipo di dam-break l'evoluzione è più lenta in direzione trasversale, pertanto l'onda interessa i bordi del piano più avanti nel tempo e ciò permette di osservare l'andamento lungo l'asse longitudinale per un intervallo maggiore sfruttando a pieno l'inquadratura più estesa della videocamera.

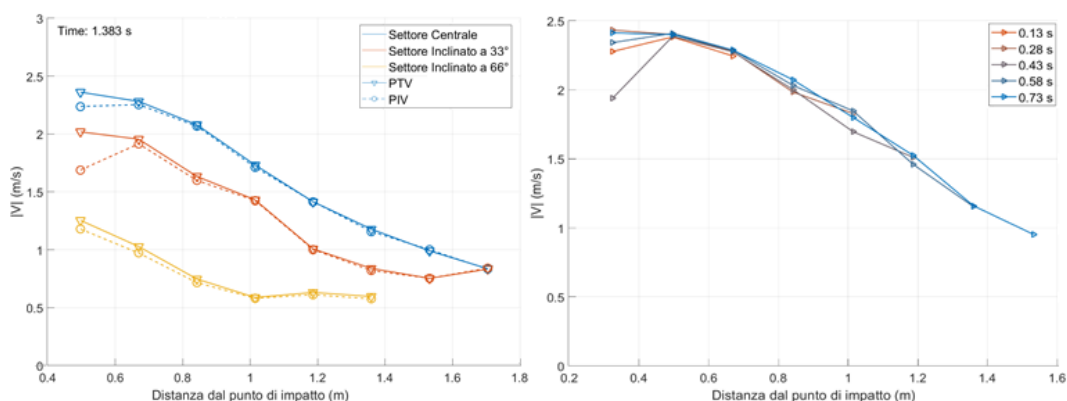


Figura 113: velocità in funzione della distanza ($H_0=0.30\text{m}$). A sinistra un confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) per i settori inclinati di 33° , 66° e centrale a $t=1.383\text{s}$; a destra un confronto per il solo settore centrale e per la sola PTV a diversi istanti temporali ($t= 0.13, 0.28, 0.43, 0.58$ e 0.73s).

In ultimo, nel pannello di sinistra della Figura 113, si riporta un confronto tra PIV e PTV all'istante 1.383 s per il settore centrale e i 33° e 66° . Si tratta in questo caso

di un dam-break da 0.30 m e i valori per i settori laterali sono la media di quelli ottenuti in destra e sinistra idraulica.

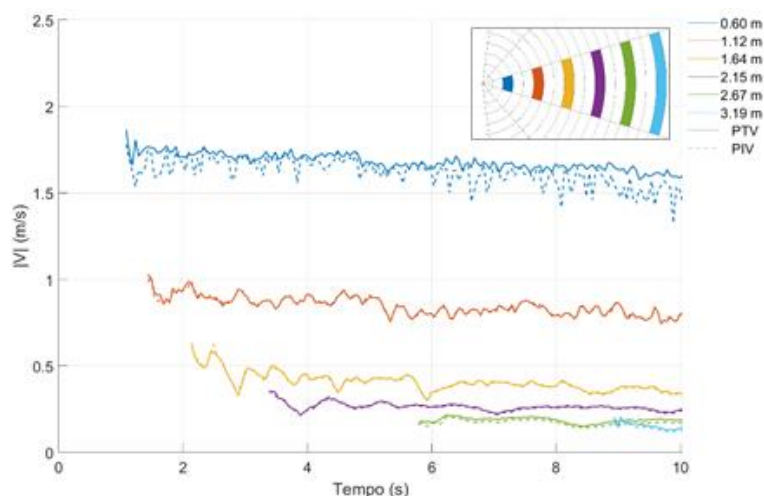


Figura 114: velocità in funzione del tempo. Confronto tra PTV (linea continua) e PIV (linea tratteggiata) a diverse distanze dalla breccia per il settore centrale ($H_0=0.20$ m).

5.4.4 Studio della vena effluente

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

Al fine di una completa descrizione degli esperimenti svolti, si formulano ora alcune considerazioni sulla vena effluente (Figura 115) la cui evoluzione nel corso degli esperimenti è stata monitorata con una piccola videocamera Yi Action Camera 4K (senza l'utilizzo dell'obiettivo fisheye) a 60 fps fisata in sponda destra a circa 1.5 m dall'asse della breccia. La conversione di sistema di riferimento e metrico è stata fatta, in analogia a quanto descritto al par. 5.3.3, con una stampa a scacchiera a quadrati di lato 5mm e dimensioni complessive 60 cm x 80 cm. L'individuazione del profilo è stata resa più agevole lavorando nello spazio colore $L^*a^*b^*$ ¹⁰ (in luogo del più noto RGB) utilizzando l'app *Color Thresholder* in ambiente Matlab e successivamente l'*Image Batch Processor* per analizzare i singoli fotogrammi estratti dal video.

¹⁰ $L^*a^*b^*$ è uno spazio colore, ovvero un modello matematico per descrivere il colore proposto dalla CIE (Commission Internationale de l'Eclairage - Commissione Internazionale per l'Illuminazione) nel 1976. Si tratta di una conversione delle stesse informazioni contenute nello spazio colore RGB (definito dalla CIE nel 1931 e basato su tre colori primari rosso, verde e blu) a una componente di luminosità L^* e due componenti di colore a^* e b^* .

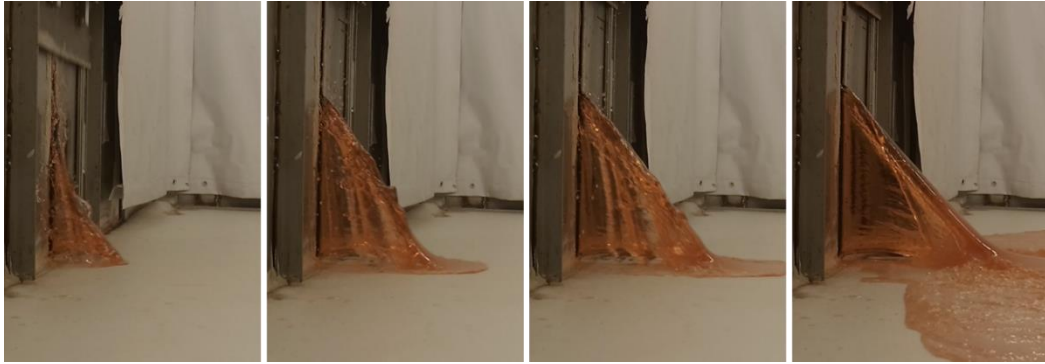


Figura 115: vista laterale della vena effluente dal serbatoio agli istanti 0.08 s, 0.13 s, 0.25 s e 0.42 s dall'inizio del sollevamento della paratoia.

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

$$\frac{v^2}{2} + gz + \frac{p}{\rho} = \text{cost} \quad 5.4-13$$

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

Nel 1643 E. Torricelli, applicando la 5.4-13 al caso di un foro lungo la parete laterale di un serbatoio formulò il seguente enunciato: *“La velocità di un fluido fuoriuscente da un orifizio posto lateralmente ad un serbatoio è la medesima di quella che avrebbe un corpo in caduta libera da un'altezza pari a quella misurata dalla superficie del serbatoio al centro dell'orifizio considerato”* (Horton, 1907). In formula:

$$v = \sqrt{2gh} \quad 5.4-14$$

con h profondità del centro del foro rispetto alla quota della superficie libera H all'interno del serbatoio (Figura 116).

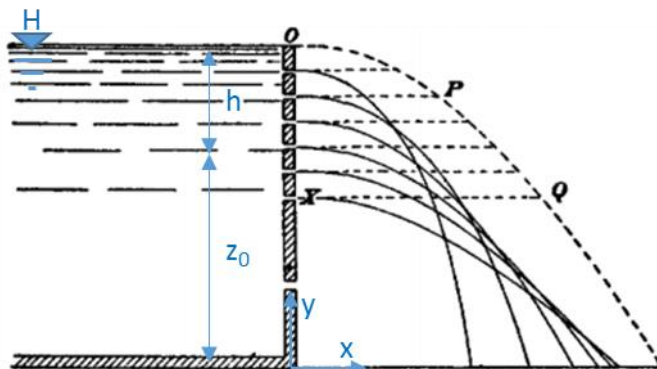


Figura 116: profilo dei getti effluenti da una serie di orifizi posti a diverse quote sulla parete laterale di un serbatoio. Immagine originale tratta da Horton (1907).

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

$$y = z_0 - \frac{gt^2}{2} = z_0 - \frac{x^2}{4h} \quad 5.4-15$$

Considerando una serie di fori successivi ed eseguendo l'involuppo¹¹ delle traiettorie si ottiene

$$x = H - y \quad 5.4-16$$

Cioè l'equazione di una retta con pendenza 1:1 e intercetta pari all'altezza d'acqua all'interno del serbatoio (linea rossa in Figura 117). L'andamento definito dall'involuppo coincide con il profilo osservato della vena (Figura 117 secondo e terzo pannello) a meno delle prime fasi di sollevamento della paratoia. Al diminuire del livello nel serbatoio si abbassa anche il profilo della vena ma la pendenza resta costante. Si noti che il troncamento del profilo per i tempi maggiori è dovuto alla presenza della zona allagata che si espande verso la sponda sinistra e rende difficile il riconoscimento automatico della vena nelle immagini acquisite con questa angolazione.

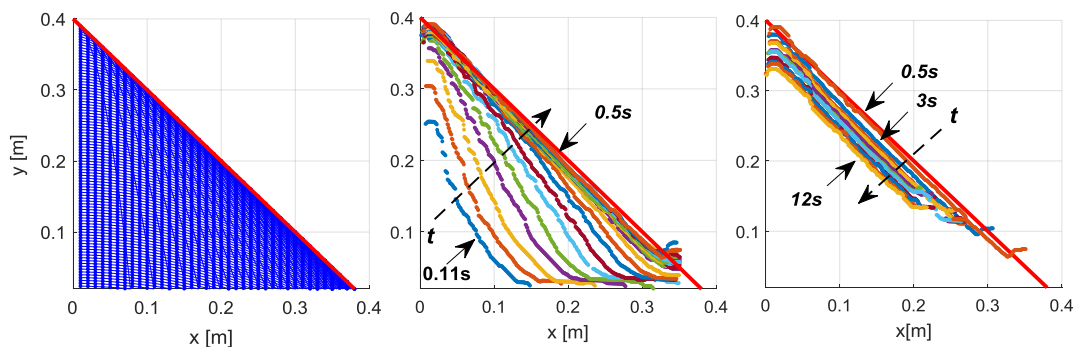


Figura 117: involuppo dei getti ipotizzando un foro ogni 4 mm (a sinistra); profilo della vena effluente ottenuto sperimentalmente (caso con $H=0.4$ m) tra 0.11 s e 0.5 s (al centro), per 0.5 s e tra 3 s e 12 s a intervalli di 1s (a destra). In tutti i pannelli la linea rossa rappresenta l'involuppo eq. 5.4-16.

Nell'esperienza di Torricelli classica i vari getti, provenienti da una serie di fori, si incrociano a una distanza dal serbatoio pari a $2\sqrt{h_A h_B}$ e alla quota $H - (h_A + h_B)$, con h_A e h_B gli approfondimenti dei 2 generici fori e ogni getto tocca l'involuppo a una distanza pari a $2h$ dal serbatoio. Guardando la vena effluente dall'alto (Figura 118) si nota una zona più scura centrale di ampiezza pari all'apertura della breccia e un ampliamento simmetrico rispetto al suo asse che ha origine immediatamente a valle dell'apertura e diventa via via più ampio suggerendo che, in questo caso, le traiettorie originate da approfondimenti minori (dunque aventi minor energia cinetica) non intersechino totalmente quelle sottostanti ma vi si appoggino semplicemente deviando lateralmente rispetto alla traiettoria originale.

¹¹ Definita $F(x, y, z_0)$ la funzione che descrive la famiglia di curve in un piano x, y in termini impliciti, l'involuppo è il luogo dei punti che soddisfano le seguenti condizioni: $F(x, y, z_0) = 0$ e $\partial F(x, y, z_0) / (\partial z_0) = 0$. Nel nostro caso dalla seconda condizione si ottiene che $z_0 = \frac{y+H}{2}$ che sostituito nell'equazione derivante della prima condizione dà $x^2 = (y - H)^2$ e dunque la 5.4-16.

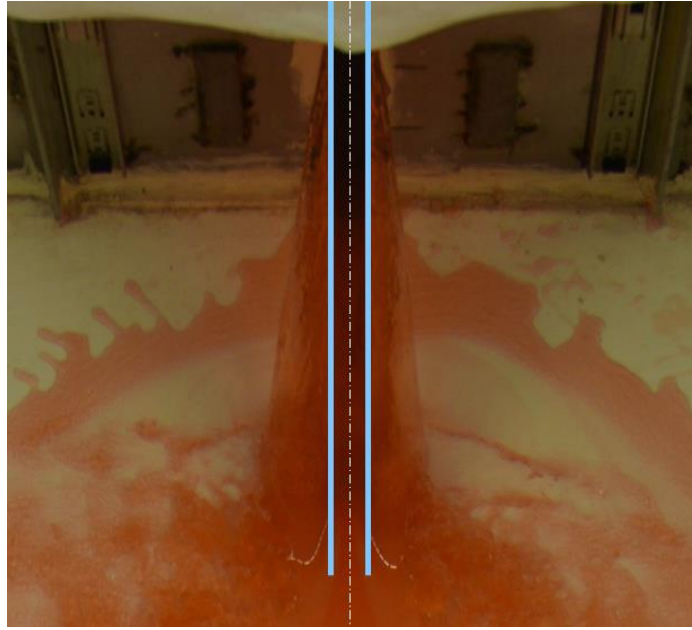


Figura 118: vista dall'alto della vena effluente ($H=0.4$ m), le linee azzurre evidenziano lo spessore della breccia (0.03 m) mentre la linea tratteggiata ne indica l'asse.

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

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

$$Q_{tot} = M\sqrt{2g} \sum_{i=1}^n A_i h_i^{0.5} \quad 5.4-17$$

Per una sezione rettangolare di larghezza L e considerando i singoli orifizi come successivi incrementi del carico totale si ha $A_i = \frac{LH}{n}$ e $h_i = i \frac{H}{n}$ la 5.4-17 diventa

$$Q_{tot} = \frac{MLH}{n} \sqrt{2g} \left(\frac{H}{n}\right)^{0.5} \sum_{i=1}^n i^{0.5} \quad 5.4-18$$

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

$$Q_{tot} = \frac{2}{3} MLH \sqrt{2gH} \quad 5.4-19$$

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

$$Q = 0.4073 \cdot LH\sqrt{2gH} \quad 5.4-20$$

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

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

$$V(t) = 0.5 \cdot LH(t)^2 \quad 5.4-21$$

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

5.5 Discussione e risultati

Sono state eseguite 15 prove a fondo liscio e asciutto considerando 3 diverse altezze d'acqua nel serbatoio di monte: 5 prove con $H_0=0.20$ m, 5 prove con $H_0=0.30$ m e 5 prove con $H_0=0.40$ m. Gli esperimenti sono stati registrati con 2 videocamere ad alta frequenza (in Figura 119 si possono vedere alcuni frame durante l'evoluzione dell'esperimento). In particolare sono state utilizzate le immagini della fotocamera Andor Solis Zya 5.5 per lo studio dell'evoluzione del fronte d'onda e per la misura dell'altezza d'acqua sfruttando il principio che lega cammino ottico e trasmittanza.



Figura 119: esempio di evoluzione di un'onda di dam-break su fondo liscio ($H_0=0.30\text{m}$); 3 scatti a circa 0.8s l'uno dall'altro a partire dal secondo scatto successivo al sollevamento della paratoia (5fps).

Nel par. 5.45.4.1 si è introdotta la suddivisione in settori radiali e sono stati mostrati gli scostamenti delle posizioni dei fronti a parità di istante tra diverse realizzazioni. Dallo studio delle velocità del fronte si può definire già in via qualitativa l'ordine di grandezza delle velocità: si va dai 2.5 m/s in direzione longitudinale (circa 1 m/s in direzione trasversale) nei pressi della breccia per i settori centrali a valori inferiori ai 0.5 m/s a tempi più lunghi, quando il fronte ha quasi raggiunto i confini dell'area di misura.

Passando ad una valutazione quantitativa, in Figura 120, sono messe a confronto le distanze radiali medie percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (in questo caso si è considerato un esperimento con altezza iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m). Le linee tratteggiate indicano che il fronte ha superato i bordi dell'area di misura. Si apprezza una buona simmetria dell'onda e si può confermare che la velocità nei settori laterali è circa la metà rispetto al settore centrale. Il dettaglio dell'andamento della velocità del fronte nel tempo per la stessa realizzazione è rappresentato in Figura 121. Dato il carattere simmetrico dell'onda si riporta la curva media tra i due settori simmetrici, si hanno quindi 5 curve rappresentative ciascuna di 2 settori tra loro simmetrici e una sesta curva rappresentativa

del solo settore centrale. La velocità è qui intesa come differenza tra due distanze radiali successive divisa per l'intervallo di tempo tra i due scatti corrispondenti (0.024 s), dunque interpretabile come il modulo di un vettore velocità con direzione parallela all'asse del singolo settore radiale.

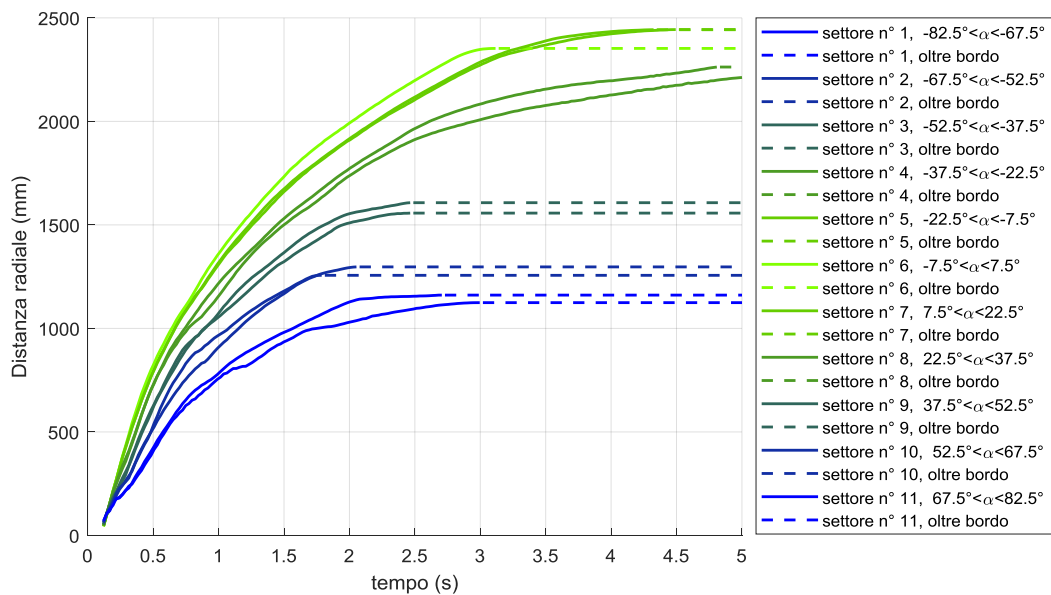


Figura 120: confronto tra le distanze percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (Figura 98) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m. Le linee diventano tratteggiate quando l'onda raggiunge il limite della zona di misura.

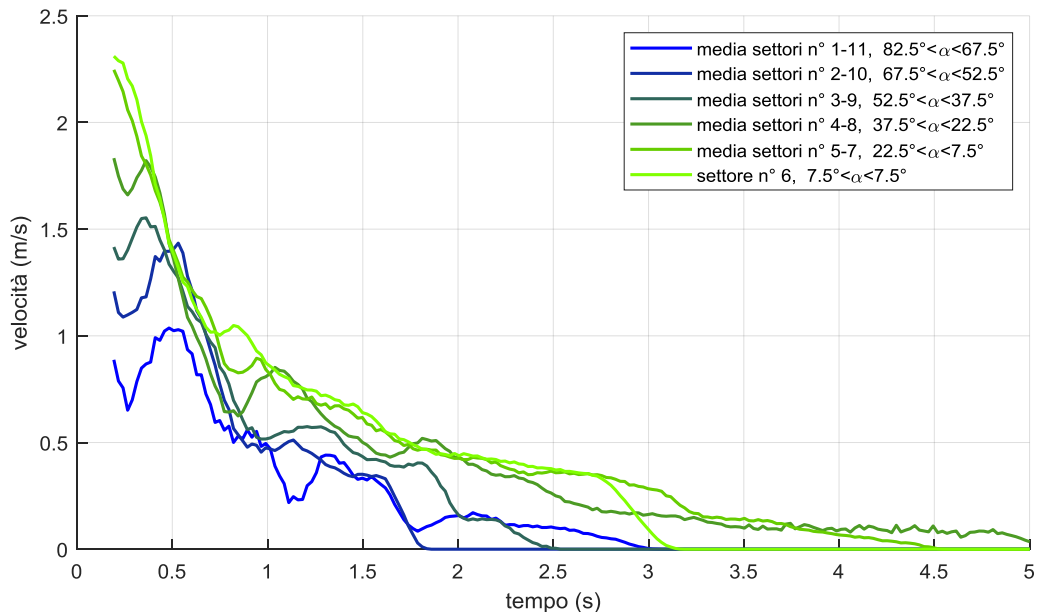


Figura 121: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei diversi settori (Figura 98) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m.

Sebbene in questa sede non venga ancora introdotta l'adimensionalizzazione dei risultati ottenuti (la cui valutazione è attualmente in corso), si possono comunque fare alcune considerazioni sulla dipendenza dell'evoluzione del fronte dal battente iniziale all'interno del serbatoio (Figura 122). Non sorprende infatti l'evidente influenza di quest'ultimo sia sulle velocità del fronte che sulla forma dello stesso.

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

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

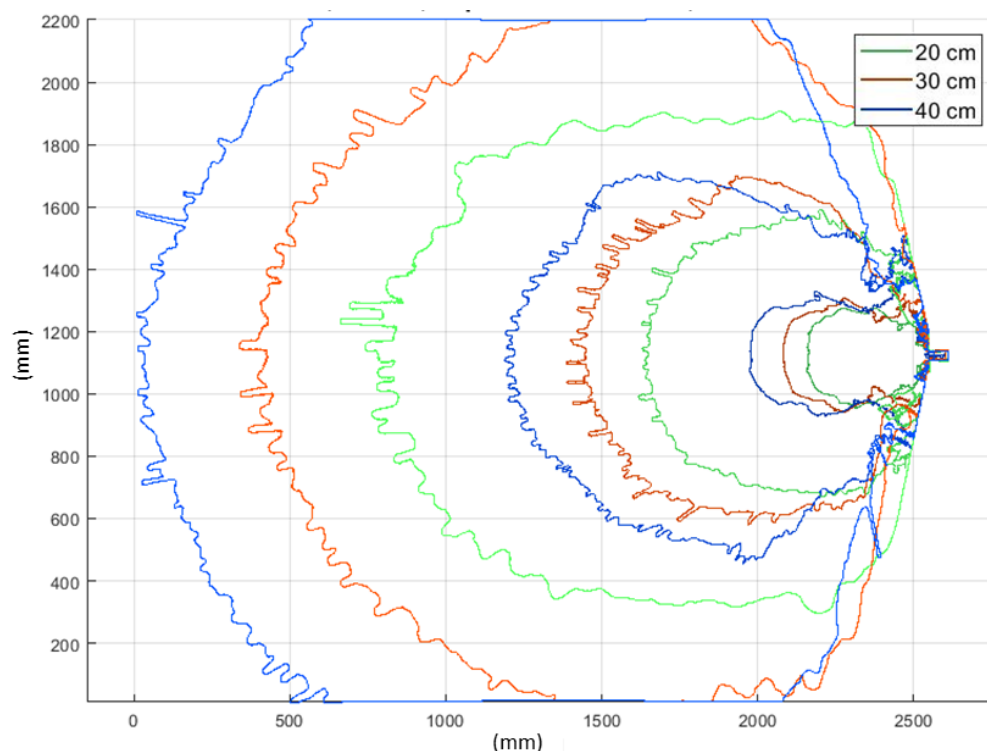


Figura 122: sovrapposizione in 3 istanti ($t= 0.24, 0.6$ e 1.93 s) dei fronti d'onda per le tre categorie di dam-break a fondo liscio indagate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).

Le onde derivanti da $H_0=0.20$ m esibiscono una forma lievemente differente rispetto alle altre, in particolare si evidenzia una tendenza a seguire una direzione longitudinale preferenziale. L'allargamento laterale è meno evidente e pare formarsi un confine laterale a una distanza dall'asse breccia pari a circa 20 a larghezza della breccia stessa. Per tempi assai maggiori tuttavia, anche quest'onda giunge ad interessare i bordi dell'area di misura ma assai in ritardo rispetto al raggiungimento del bordo di valle. A titolo di esempio, per raggiungere la distanza radiale di 1.12 m (distanza del bordo dell'area di misura per i settori 1 e 11) l'onda con $H_0=0.20$ m

impiega circa 1 s nel settore centrale e circa 4 s nel settore più laterale mentre l'onda con $H_0=0.40$ m impiega rispettivamente circa 0.7 s e 1.5 s (Figura 102).

In Figura 122 si riporta una sovrapposizione dei fronti d'onda per le tre categorie di dam-break discusse in riferimento agli istanti $t= 0.24, 0.6$ e 1.93 s.

L'andamento delle velocità nel settore inclinato a 45° in sponda destra (settore 3) e nel settore centrale (n.6) per le tre categorie è tracciato in Figura 123. Qui, come in Figura 121, si osservano variazioni di velocità nel tempo. L'evoluzione temporale presenta 2 cambi di pendenza in tutti i settori, in aggiunta a dei minimi locali rilevabili solo nei settori più laterali. Un siffatto andamento è riconducibile alla presenza dell'onda negativa che viene ripetutamente riflessa all'interno del serbatoio, si propaga verso valle e fa risentire il suo effetto sia in termini di oscillazione del profilo della vena effluente (par. 5.4.4) che di impulsi successivi sul fronte.

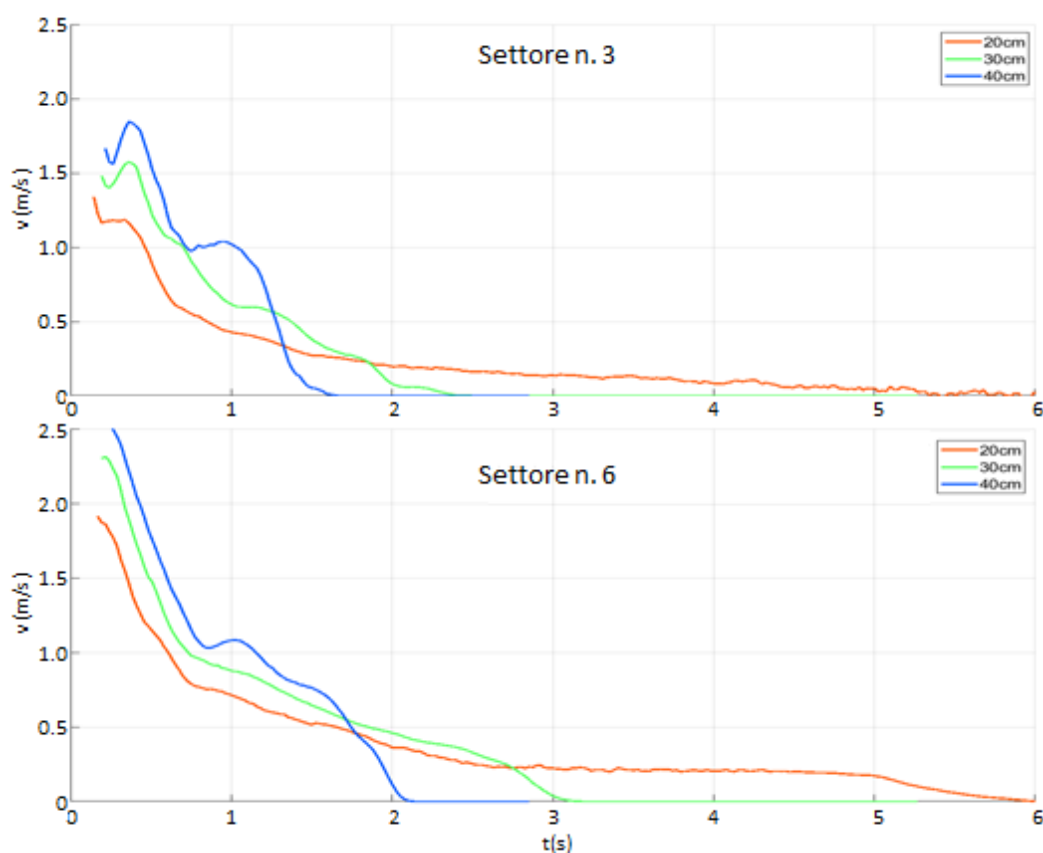


Figura 123: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 98) per le tre categorie di dam break studiate ($H_0=0.20, 0.30$ e 0.40 m).

Relativamente alla misura dell'altezza d'acqua in ogni punto dell'onda, si riportano alcune sezioni estratte, a titolo di esempio, da un esperimento con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m (Figura 124, Figura 125). Si osserva come, al crescere del tempo e ad eccezione della zona centrale vicina alla breccia, l'onda tenda ad appiattirsi: l'altezza dell'onda tende ad un valore costante.

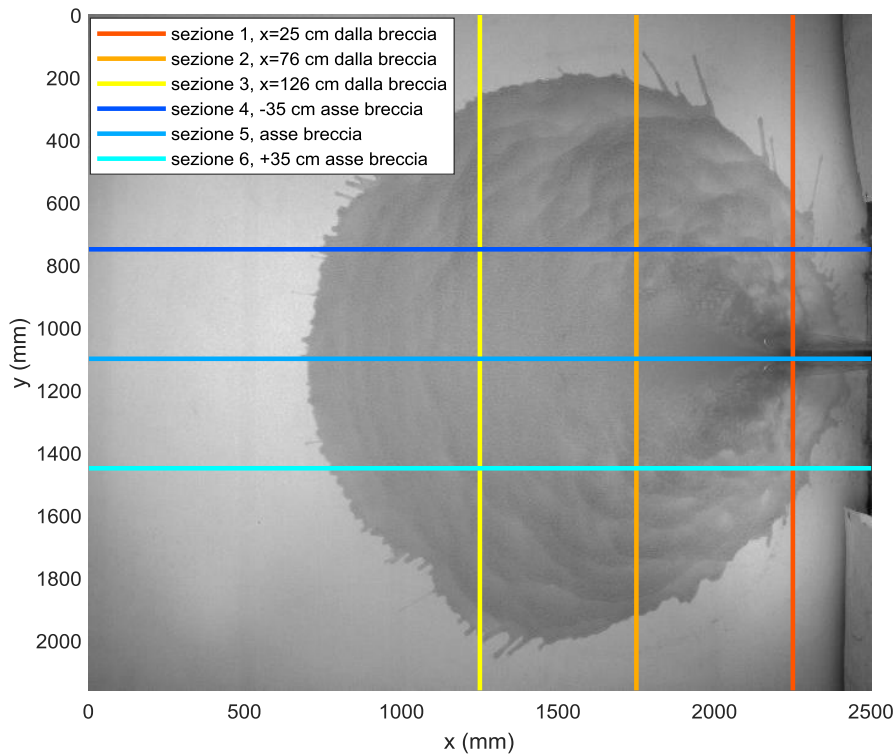


Figura 124: traccia delle sezioni per le quali, nelle figure seguenti, verranno mostrate le altezze d'acqua misurate con il metodo esposto al par. 5.4.2.

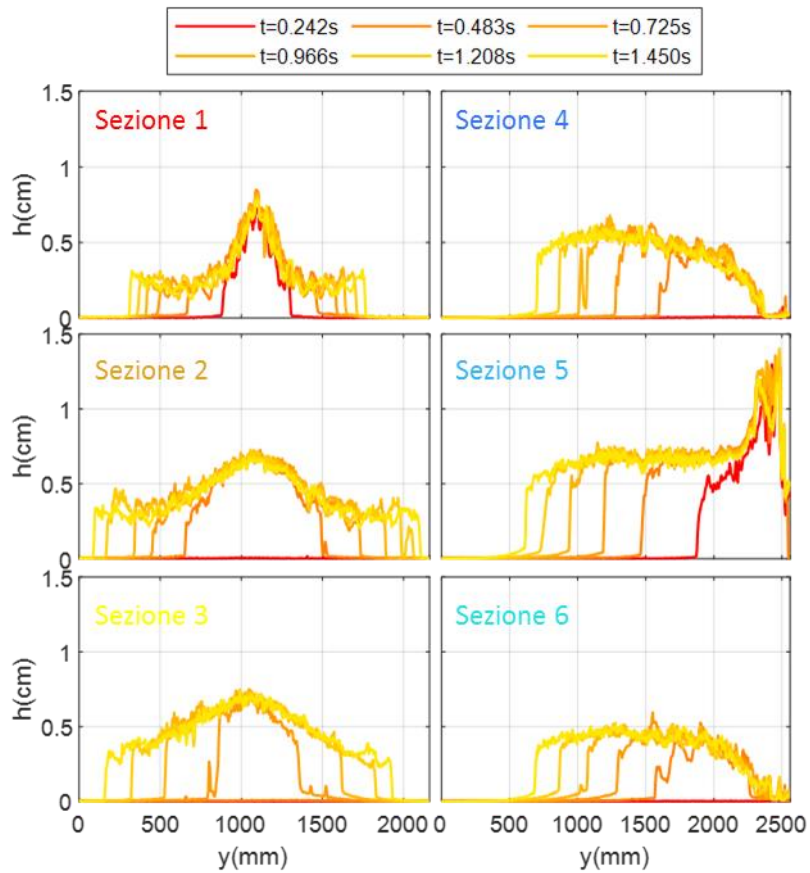


Figura 125: altezza d'acqua in diversi istanti temporali nelle sezioni indicate in Figura 124 per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio 0.30 m.

I risultati ottenuti, in termini di altezze, con la tecnica presentata al par. 5.4.2 sono validati dal confronto tra volumi ottenuti come sommatoria delle altezze per le relative aree di competenza sul piano di misura e il volume uscente dal serbatoio di monte, stimato a partire dalla misura dell'abbassamento della superficie libera.

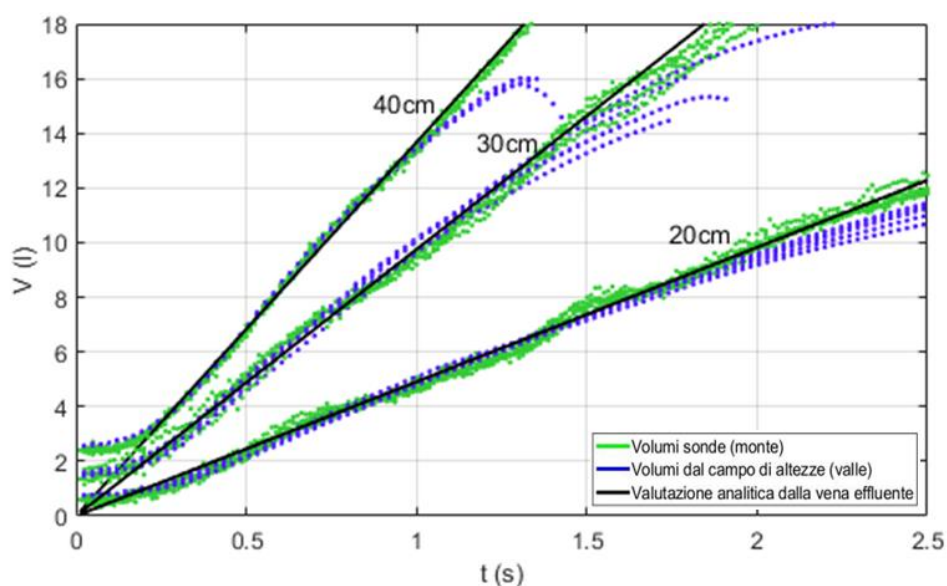


Figura 126: confronto tra le diverse modalità di misura dei volumi presenti sul piano di valle a istanti successivi all'apertura della breccia per le diverse condizioni iniziali. Volumi cumulati ottenuti dalla stima delle altezze, dalla misura del livello nel serbatoio di monte e dalla stima della portata effluente secondo l'eq. 5.4-20.

Dalla Figura 126 si osserva una buona coerenza tra i volumi ottenuti a partire dall'abbassamento del livello nel serbatoio di monte misurato con i 12 misuratori a ultrasuoni (verde), il volume calcolato come sommatoria sull'area allagata delle profondità stimate con la tecnica per immagini (blu) e il volume ottenuto a partire dalla formula per il calcolo della portata della vena effluente espressa nell'eq. 5.4-20 (linea nera). Si noti che in questo confronto le curve sperimentali (verdi e blu) sono state traslate verso l'alto di una quantità pari al volume presente nella vena effluente (eq. 5.4-21), costante nell'intervallo di tempo di interesse (par. 5.4.4).

Si è riscontrato un accordo soddisfacente anche tra le modellazioni numeriche descritte al par. 5.2 e i risultati sperimentali in termini di altezze d'acqua. In Figura 127 vengono confrontate le profondità calcolate dal software con quelle misurate a partire dalle immagini riferite a un esperimento con condizione iniziale $H_0=0.30$ m per 4 diversi istanti temporali successivi al sollevamento della paratoia. Si considera una sezione trasversale posta 35 cm a valle del serbatoio. In media i risultati sono concordi a meno delle ondulazioni superficiali che il modello numerico non coglie, restituendo una superficie più regolare, e del rumore legato alle dimensioni dei pixel del sensore fotografico, che rende il risultato sperimentale molto frastagliato. Il maggior errore riscontrato confrontando i due approcci sta nella modellazione della vena effluente dal serbatoio. BreZo implementa infatti una soluzione numerica delle equazioni delle acque basse che non permettono di risolvere correttamente un fenomeno a forte carattere tridimensionale come un'onda di collasso (Figura 128). Tuttavia, globalmente l'errore massimo sul volume che si commette è di circa 10^{-3}

m³. In Figura 129 si riporta l'andamento dell'errore nell'intervallo di tempo oggetto di studio: in verde la differenza nel tempo, in litri, tra il volume calcolato dal software e quello misurato dalle sonde; in blu la stessa quantità ma espressa come percentuale del volume misurato per via sperimentale.

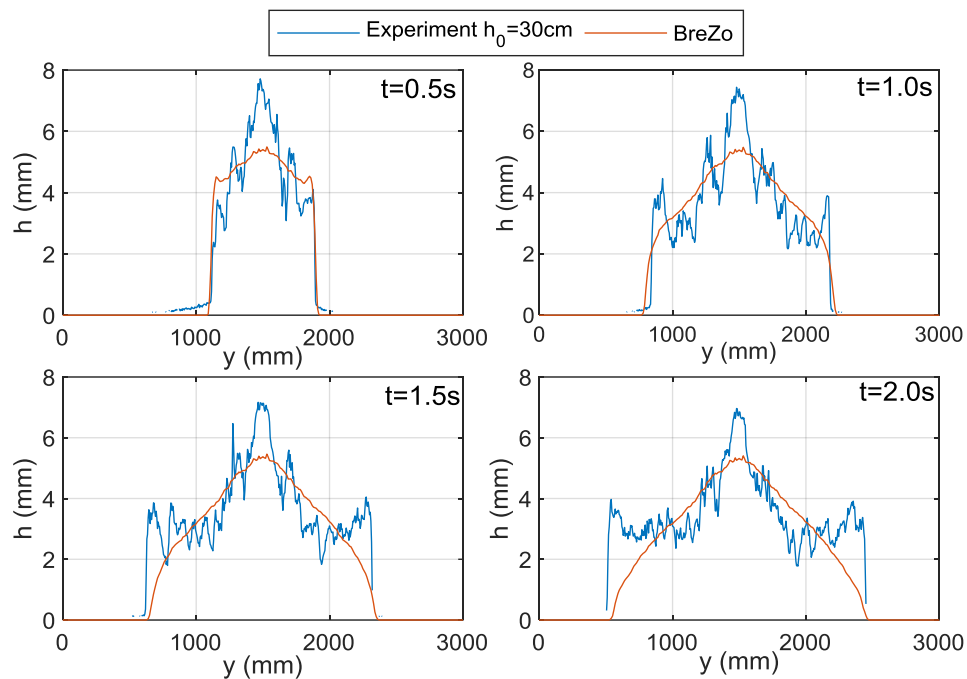


Figura 127: confronto tra altezze d'acqua ottenute dal modello numerico (BreZo) e dal modello fisico in una sezione posta 0.35 m a valle della breccia per diversi istanti dall'apertura ($H_0=0.30$ cm).

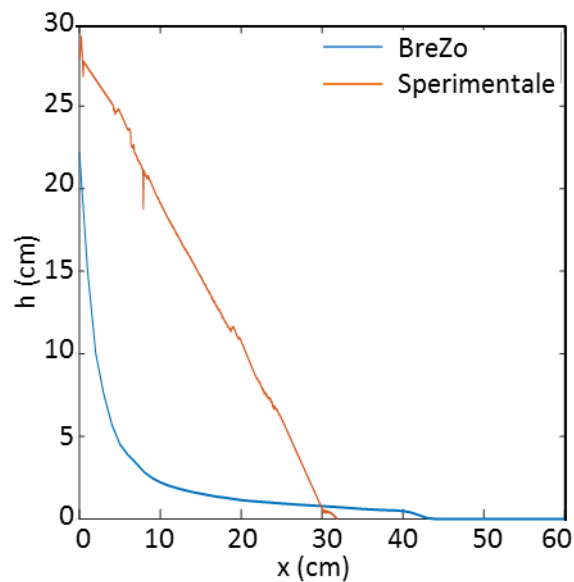


Figura 128: profilo delle vena effluente dal serbatoio a 2 s dall'apertura della paratoia. Confronto tra BreZo e misure sperimentali.

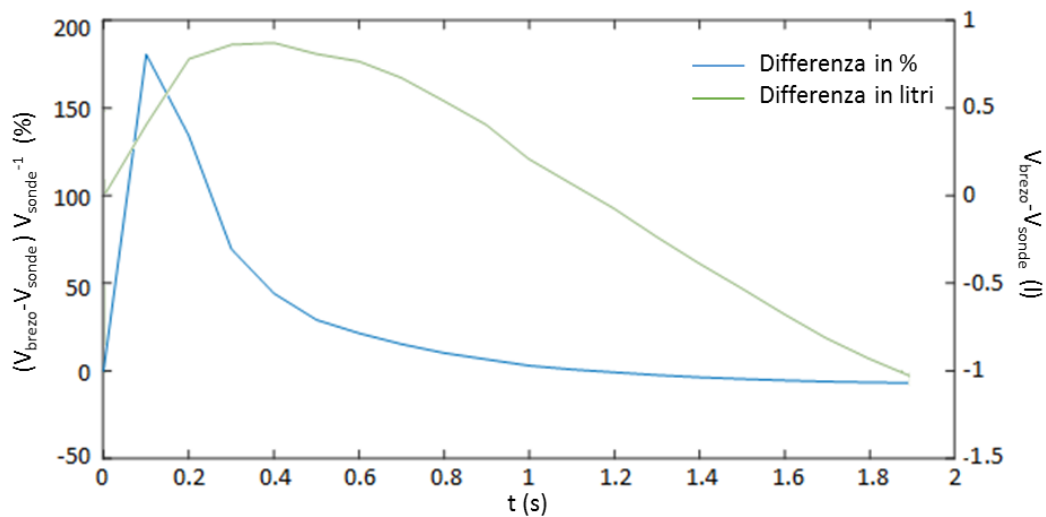


Figura 129: in verde la differenza nel tempo, in litri, tra il volume calcolato dal software e quello misurato dalle sonde nel serbatoio di monte. In blu la stessa quantità ma espressa come percentuale del volume misurato per via sperimentale.

In ultimo, considerando le velocità stimate con la soluzione dell'equazione di continuità, è possibile fare una stima della vulnerabilità lungo il settore centrale assegnando ad ogni sottoarea il valore di vulnerabilità ottenuto moltiplicando l'altezza media nell'area per il valore di velocità calcolato (Figura 130). Analogo procedimento può essere applicato a tutti gli 11 settori individuati.

Per una rappresentazione più agevole, in accordo con quanto descritto al par. 4.3.2, si considerano le soglie di vulnerabilità proposte da Clausen and Clark (1990) riferite ad edifici in contesto urbanizzato (ulteriori valutazioni sono necessarie per approfondire se tali valori siano eventualmente da correggere in funzione del contesto territoriale a valle degli invasi qui trattati). Nel dettaglio si ipotizza semplice inondazione qualora il parametro v_y sia inferiore a $3 \text{ m}^2/\text{s}$, danni strutturali limitati qualora esso sia compreso tra 3 e $7 \text{ m}^2/\text{s}$, totale distruzione nel caso esso superi $7 \text{ m}^2/\text{s}$. Il valore $1 \text{ m}^2/\text{s}$ rappresenta invece la soglia di vulnerabilità media riferita a un uomo adulto (RESCDAM, 2000)

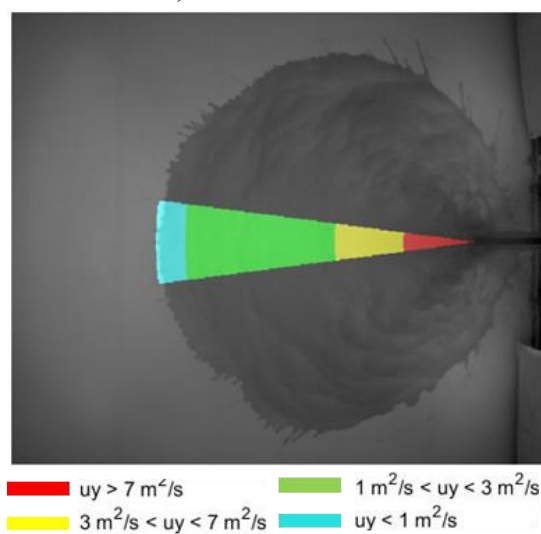


Figura 130: esempio di stima della vulnerabilità lungo il settore centrale a valle della breccia ($t=0.99 \text{ s}$). Si è considerato un esperimento con $H_0=0.40 \text{ m}$ e la scala geometrica del modello è fissata a $1/20$. Le soglie scelte sono tratte da Clausen and Clark (1990).

Capitolo 6

Studio dell'impatto della vegetazione

Nel capitolo 4, in particolare al paragrafo 4.4 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. 4.3.2). Tali aspetti sono ovviamente legati alle ridotte dimensioni e alla tipologia degli invasi considerati (cap. 5.1).

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. 6.1). 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. 5.3, per lo studio dell'effetto della presenza di vegetazione (cap. 6.2). I risultati ottenuti in termini di differenze con il caso a fondo liscio (cap. 5.4) sono discussi al cap. 6.2.3.

6.1 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 .

6.1.1 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 131

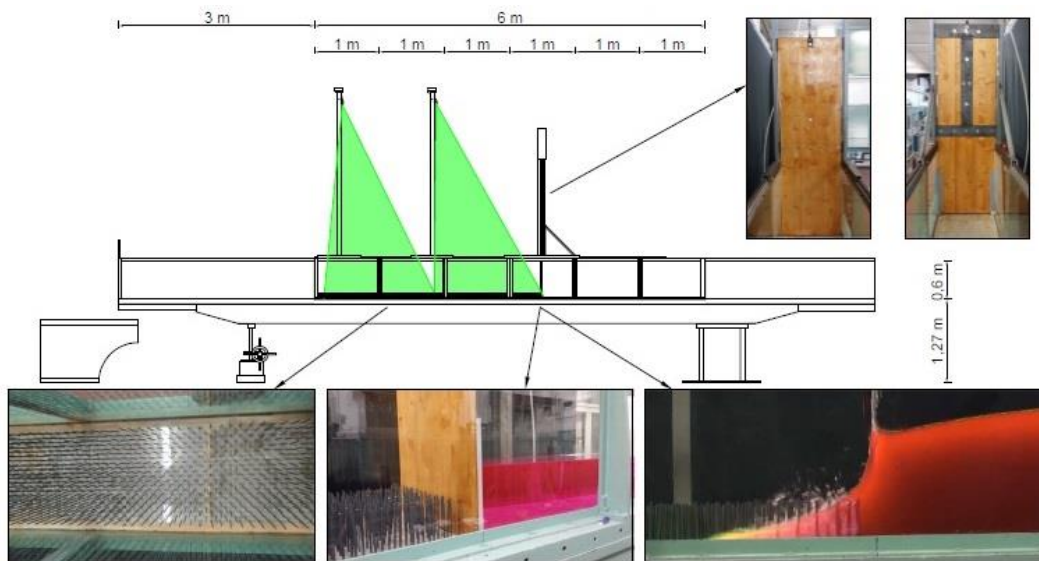


Figura 131: struttura sperimentale. In alto da sinistra la vista laterale della canaletta (flusso da destra a sinistra), la paratoia (vista da valle e da monte). In basso da sinistra la disposizione dei paletti che formano la vegetazione, acqua con rodamina nel bacino che si crea a monte della paratoia 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 0.6m di profondità. I primi 2.6 m di monte costituiscono la vasca di carico. Le pareti dei 6m 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 131). 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 spazio-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. 5.3.3, 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 132 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.

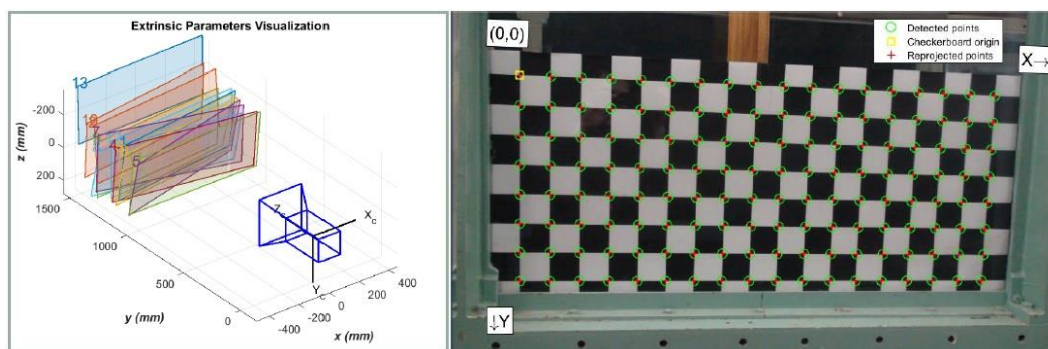


Figura 132: rappresentazione delle immagini scattate per la calibrazione in una visualizzazione elaborata dal “Single Camera Calibrator App” di Matlab (a sinistra). A destra in verde i punti della scacchiera rilevati dall’App e in rosso quelli calcolati utilizzando i parametri di calibrazione.

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.4.1-17) alle equazioni di DSV (4.1-9) quando $j = i_f = 0$ (Fasanella, 2017). Considerando la velocità adimensionalizzata a partire dalle definizioni secondo Ritter (4.1.2), $u_n=(x/t)(gH_0)^{0.5}$, le stime dell'eq. 4.1-17 e i dati sperimentali si sono rivelati abbastanza in accordo (Figura 133 e Figura 134) per $u_n \in [0, 2]$, come mostrato in Figura 133. Ciò va a supporto delle approssimazioni utilizzate per dedurre l'eq. 4.1-5 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.

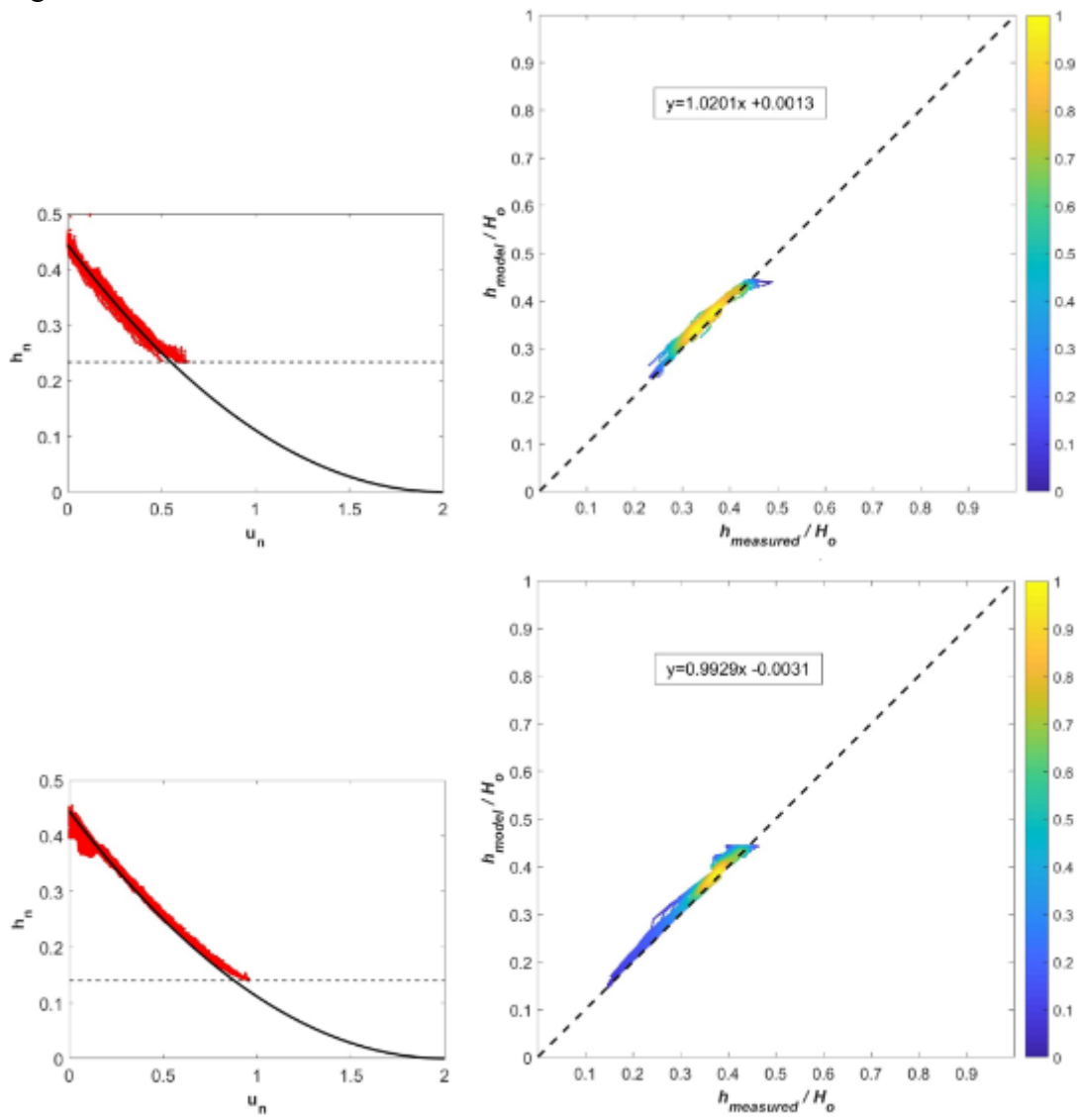


Figura 133: Confronto tra il profilo della superficie dell'acqua misurata normalizzata $h_n=h/H_0$ (cerchi rossi) e h_n modellato (linea nera) utilizzando la soluzione di Ritter per $i_f=0$ nel caso di fondo liscio (pannelli di sinistra). In alto a sinistra si considera $H_0 = 0.15$ m mentre in basso 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.

6.1.2 Soluzione numerica delle equazioni di DSV

Lo schema numerico usato per risolvere le equazioni (4.1-5) 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:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \alpha \frac{\partial Q}{\partial x} + \beta = 0 \quad 6.1-1$$

con

$$\alpha = 2 \frac{Q}{A} + \frac{\frac{gA}{B} - \frac{Q^2}{A^2}}{\frac{Q}{A} \left(\frac{5}{3} - \frac{4R}{3B} \right)} \quad e \quad \beta = gA(j - i_f) \quad 6.1-2$$

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 ciascuna 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. 4.4-1 e 4.4-5 influenzino $h(x,t)$. Per l'equazione 4.4-1 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 4.4-5, sono stati considerati sia $C_{d,iso}$, $C_{d,\alpha}$, $C_{d,s}$ che C_d (par.4.4.1). 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 .

6.1.3 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 134. 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 133);
- 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. 4.1-17 per tutte le combinazioni di i_f e H_0 , evidenziando il ruolo complessivo di j .

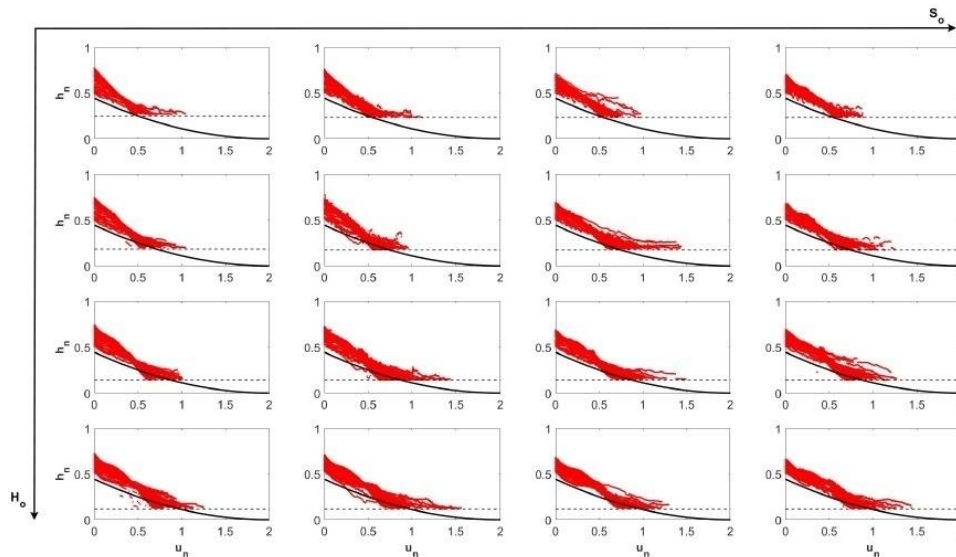


Figura 134: Confronto tra superficie dell'acqua misurata normalizzata $h_n=h/H_0$ (cerchi rossi) e h_n modellato (linea nera) utilizzando la soluzione Ritter per $i=0$ rispetto alla velocità adimensionale $u_n=(x/t)(gH_0)^{0.5}$ per tutte le 16 configurazioni con vegetazione (e $x > 0$, $t > 0$). I pannelli da sinistra a destra indicano un aumento di $i_r = 0, 1, 2, 3\%$ (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 ($i_r = 0$ e $H_0 = 0.15$ m). Nella Figura 135 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 4.4-16.

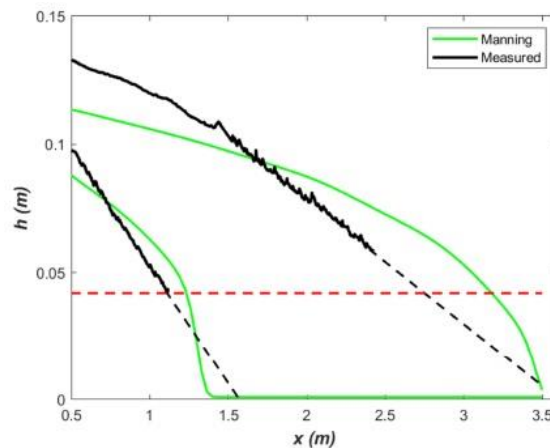


Figura 135: confronto tra il profilo idrico misurato normalizzato $h_n=h/H_0$ (in nero) e il profilo ottenuto dal modello numerico (in verde) con $n=0.05$. Considerando il tratto lineare di $h(x,t)$ è stato determinato un valore circa costante di $C_d=0.4$. La linea tratteggiata orizzontale in tutti 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 4.4-15 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

$$C_d = \left(-\frac{\partial h}{\partial x} \right) \frac{2g(1 - \Phi_v)}{U_f^2 \xi D} \quad 6.1-3$$

Per i due istanti mostrati in Figura 135, 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 6.1-3 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. 6.1.4) 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 4.4-17 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 135, 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. 4.4.2). 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 136 e Figura 137 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 approssimazione gli schemi spazio-temporali osservati, ma non la forma dettagliata dei profili di superficie libera.

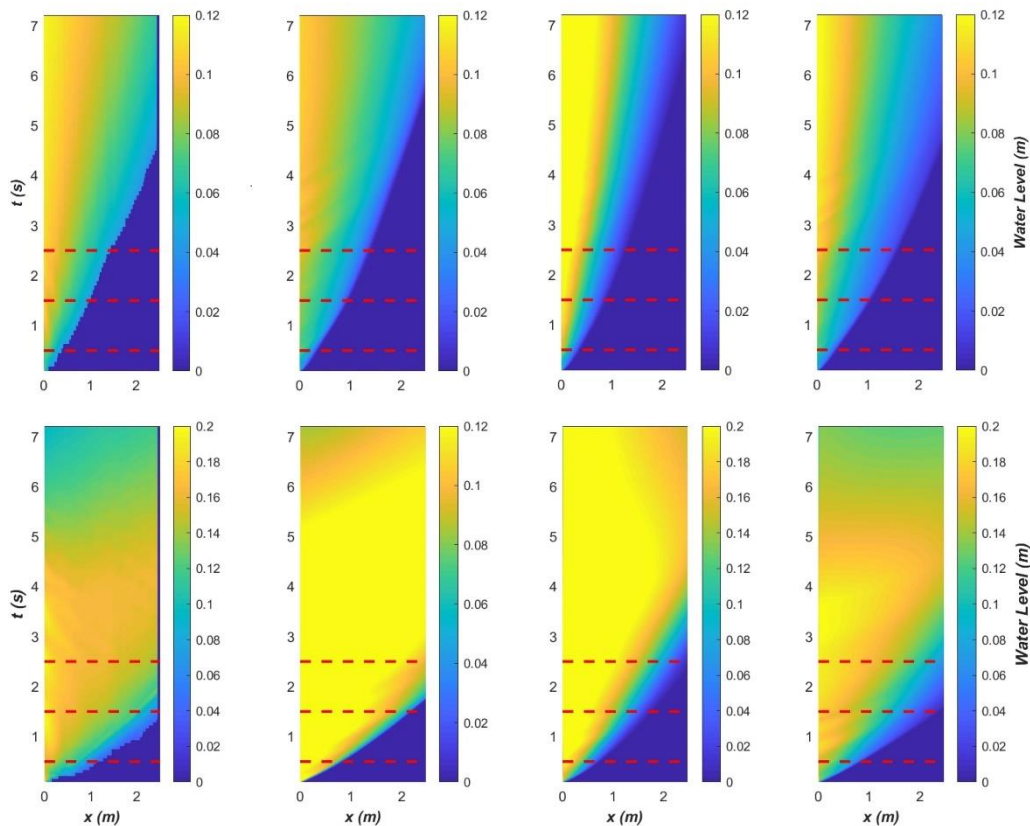


Figura 136: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati (prima colonna) e ottenuti dai diversi modelli, da sinistra a destra partendo dalla seconda colonna, rispettivamente formulazione alla Manning per j con $n=0.05$, formule in funzione del coefficiente di drag $C_{d,a}$ e $C_d=0.4$. Le condizioni iniziali sono $i_f=0$ e $H_0=15$ cm per la prima riga e $i_f=3\%$ 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 137.

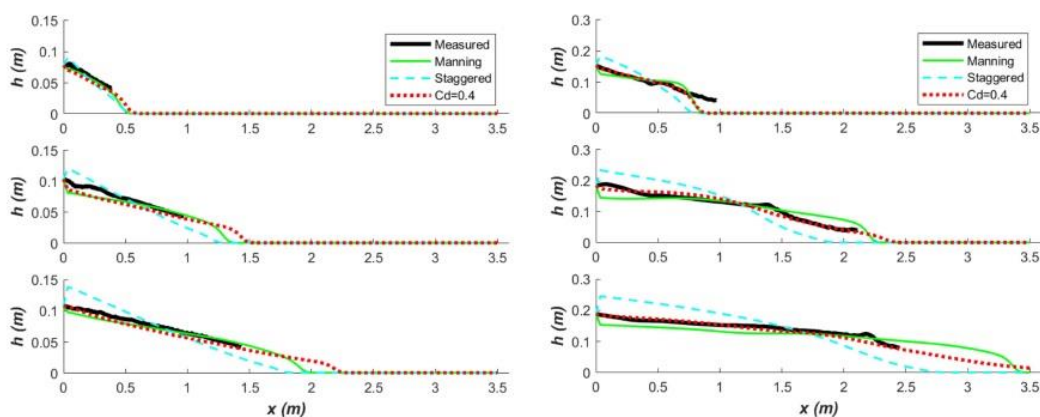


Figura 137: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati e ottenuti dai diversi modelli per le 2 condizioni iniziali estreme ($i_f=0$, $H_0=15$ cm nella colonna di sinistra e $i_f=3\%$, $H_0=30$ cm nella colonna di destra) agli istanti evidenziati in Figura 136. Si ricorda che i 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 138 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 23 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 $C_{d,a}$.

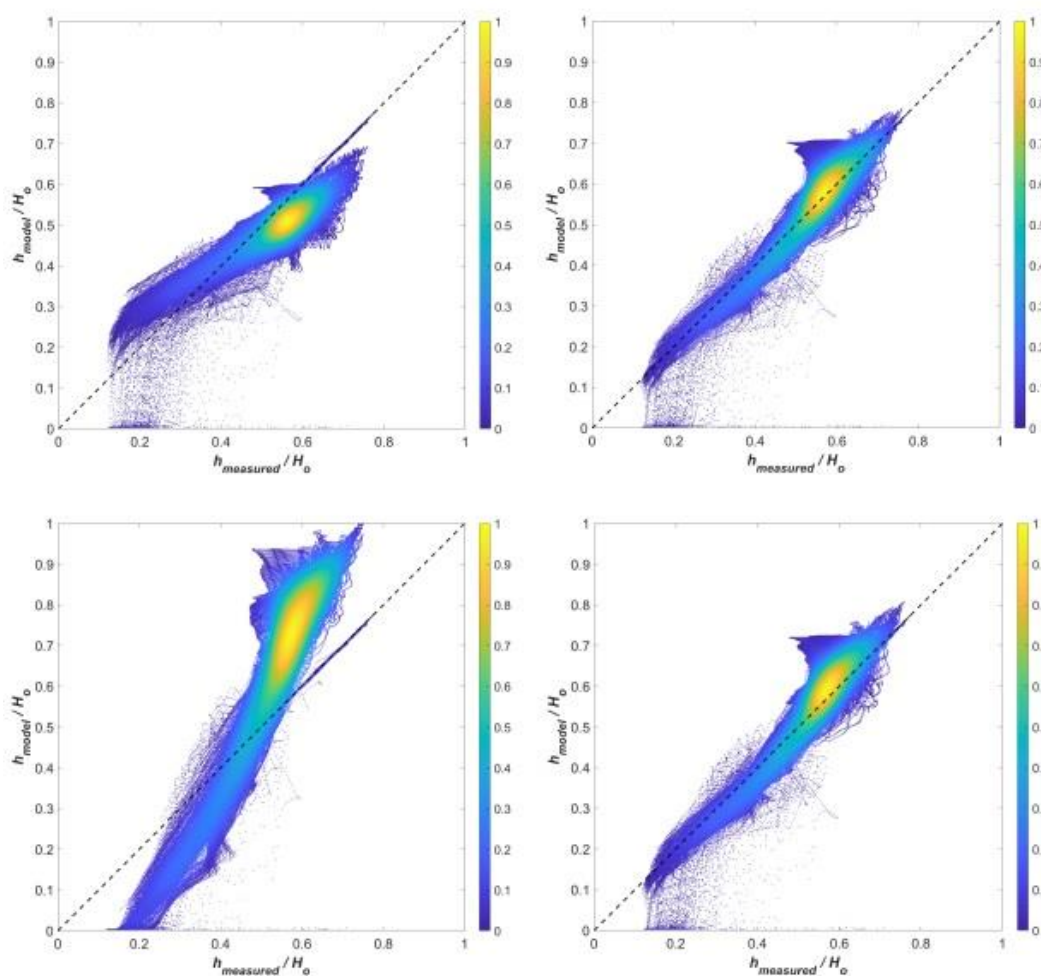


Figura 138: confronto tra i profili della superficie libera $h(x,t)$ osservati (asse delle ascisse) e ottenuti dai diversi modelli (asse delle ordinate) per ogni posizione lungo il canale, per ogni istante temporale e per le 16 realizzazioni (> 800000 punti per ciascuna legge di resistenza). I modelli 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.

6.1.4 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 69). 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. 6.1.3), 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 23: 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 trascinarsi 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. 6.1-4. Si tratta di un'equazione empirica che però descrive una varietà di combinazioni densità di vegetazione – frequenza delle onde.

$$C_d = 0.08 + \left(\frac{2200}{Re_d}\right)^{2.4} \quad 6.1-4$$

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.

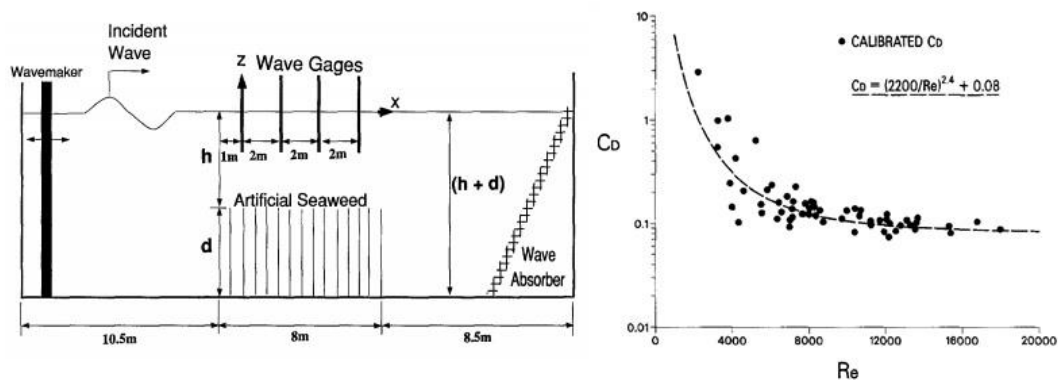


Figura 139: schema del set-up sperimentale (Asano et al., 1988) e risultati in termini di C_d in funzione del numero di Reynolds tratti da Kobayashi et al. (1993).

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. 6.1-5 che descrive il valore di C_d definito $C_{d,s-modificato}$ nel seguito.

$$C_d = 0.4 + 10(Re)^{-2/3} \quad 6.1-5$$

Un confronto globale tra il profilo $h(x, t)/H_0$ per tutte le 16 esecuzioni di prova è mostrato in Figura 138, e le statistiche di regressione sono riassunte nella Tabella 23.

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:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gR_h}} = \sqrt{\frac{i_f}{C_h}} \quad 6.1-6$$

dove C_h è la costante di Chezy. L'eq. 6.1-7 può essere riscritta come

$$C_h = \frac{i_f}{Fr^2} \quad 6.1-7$$

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 6.1-8 approssima le misure ottenute in moto uniforme in presenza di vegetazione non totalmente sommersa per una vasta gamma di Φ_v e Re_d .

$$C_d = 1.24 - 0.32(Fr) \quad 6.1-8$$

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 6.1-8,

$\partial C_d / \partial x$ è negativo nelle vicinanze del fronte d'onda a causa della profondità non uniforme. Un C_d che varia solo con $Re_d = UD/\nu$ 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 affermabile 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. 6.1-8 che può essere riscritta simbolicamente come

$$C_d = a_1 + a_2(Fr)^{a_3} \quad 6.1-9$$

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. 6.1-8 è necessario fare una serie di chiarimenti: (1) l'equazione 6.1-8 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. 6.1-8. Si osserva tuttavia che la curva (eq. 6.1-9) che meglio si adatta ai dati rimane ben al di sotto dell'eq. 6.1-8 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. 6.1-9 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 23. Nel complesso, le prestazioni del modello dato dall'eq.6.1-9 non sono peggiori di quelle del modello con $C_d = 0.4$, ciò suggerisce che la tendenza ad avere 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 140) 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).

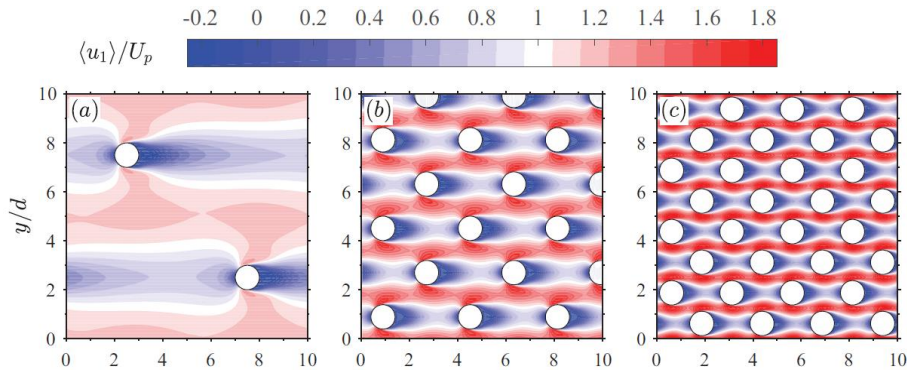


Figura 140: separazione del flusso in moto uniforme all'interno di sistemi vegetati sfalsati (immagine tratta da Etminan et al., 2017); andamento della componente di velocità lungo la direzione principale della corrente adimensionalizzata e mediata nel tempo e lungo la verticale. Da sinistra a destra 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 141). Infatti, se la separazione avviene a metà del lato posteriore del cilindro, allora l'area frontale 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 rimangono grandi a sufficienza per poterlo destabilizzare.

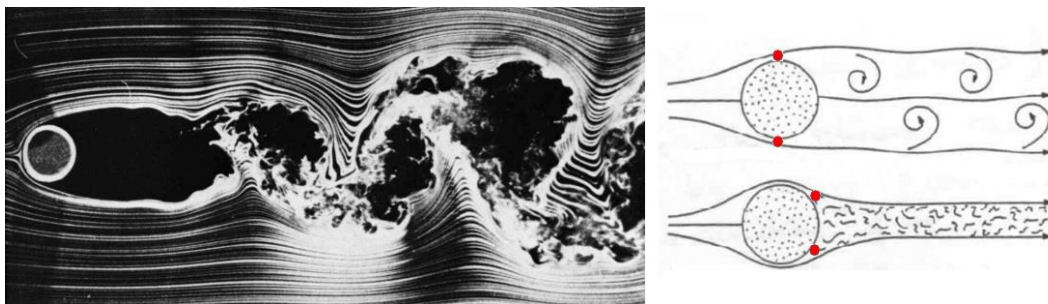


Figura 141: a sinistra, effetto della presenza di un cilindro isolato in una corrente a $Re=10^4$ (immagine tratta da Van Dyke, 1982). A destra, schema della riduzione dell'area frontale effettiva dovuta al diverso punto in cui avviene la separazione dello strato limite.

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 $D_{\text{eff}}=0.5D$ (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.6.1-9 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.

6.1.5 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 modo 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 gj sia un termine significativo nell'eq.4.1-5 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 ($\approx 0,05 \text{ sm}^{-1/3}$) 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 (Alsdorf 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.

6.2 Modello 3D

In precedenza (par. 5.1), 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. 5.3 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%.

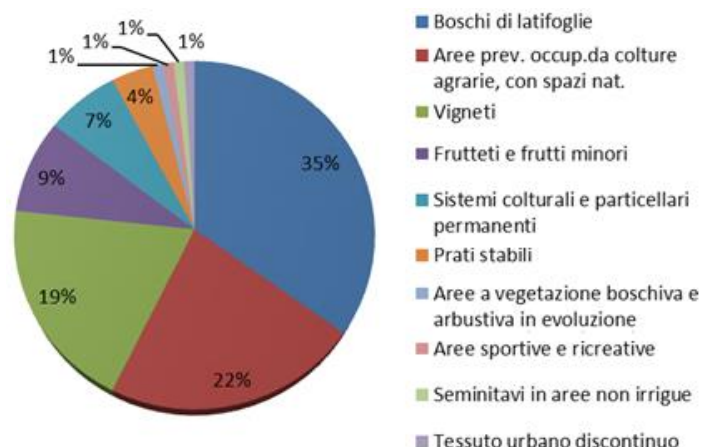


Figura 142: uso del suolo a valle dei piccoli invasi (sono stati considerati 101 sbarramenti in terra nelle province di Cuneo e Torino e i layer 2 e 3 della carta Corine Land Cover del 2000).

6.2.1 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.

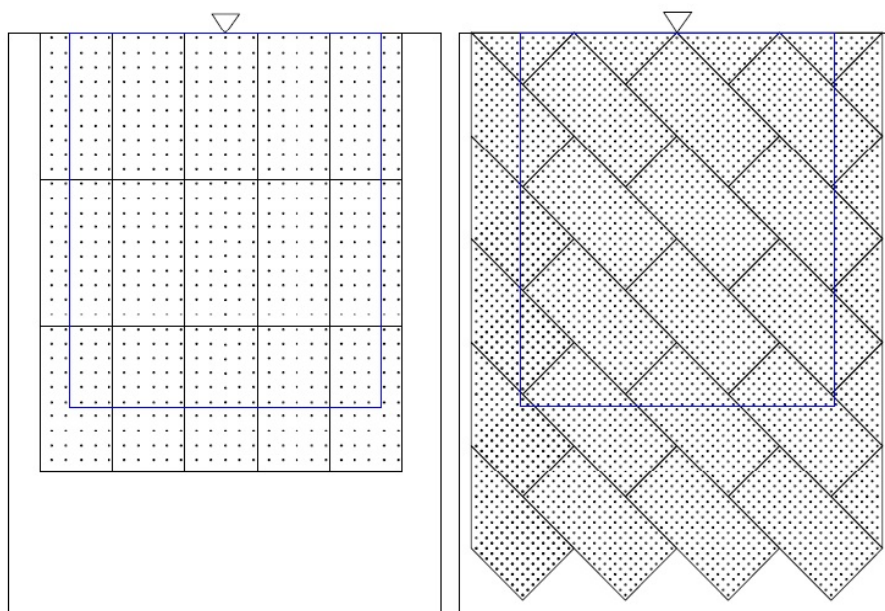


Figura 143: esempi di disposizione dei pannelli e di allineamento delle asticelle per le prove con vegetazione. A sinistra la configurazione 2 e a destra la configurazione 3. Il triangolo in alto segna la posizione della breccia e il rettangolo blu l'area inquadrata dalla telecamera (Zyla 5.5).

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 143). 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 144 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.

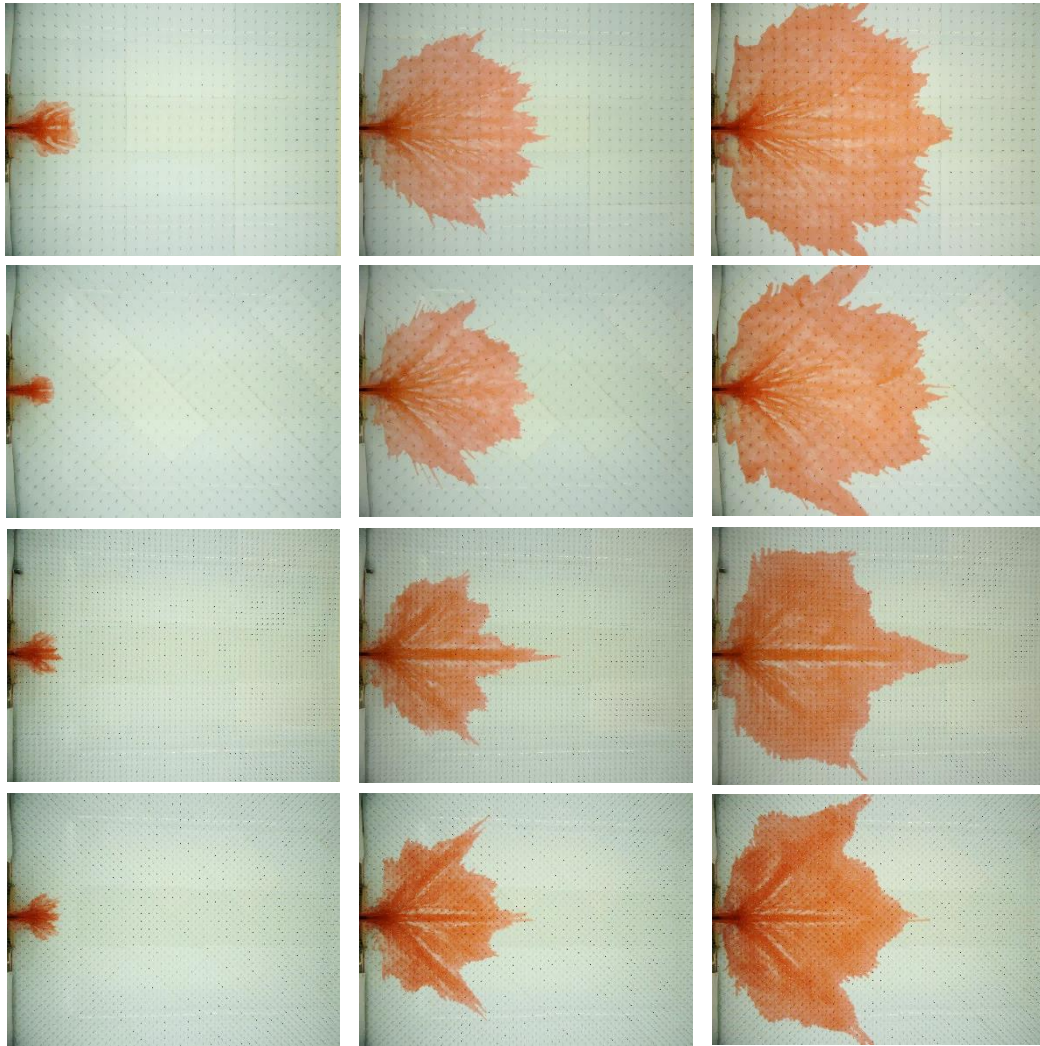


Figura 144: dall'alto, configurazione 1, 3, 2 e 4. Immagini di 3 scatti a circa 0.8s l'uno dall'altro a partire dal secondo scatto successivo al sollevamento della paratoia (modalità raffica con velocità 5 fps). L'altezza d'acqua iniziale nel serbatoio è 30 cm.

6.2.2 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).

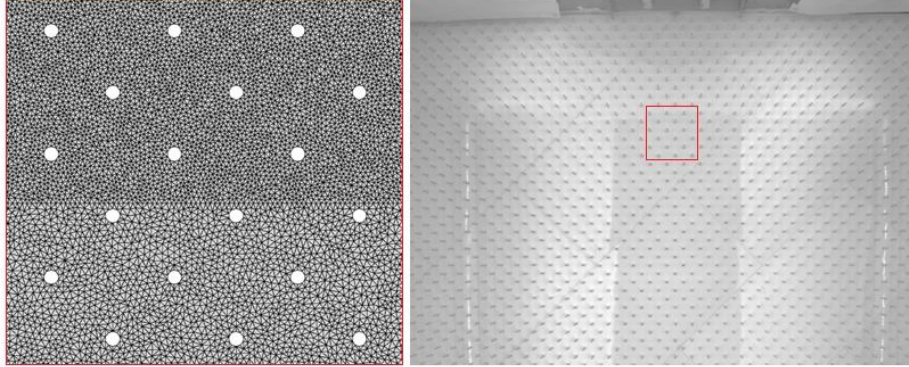


Figura 145: a destra una parte dell'area di misura con la configurazione di bacchette numero 3 (interasse 5 cm, 45°). A sinistra uno zoom della maglia di calcolo che riproduce l'area di piano delimitata dal quadrato rosso a destra.

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 decagono. Come per il caso liscio (par. 5.2), 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 1 m 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.

6.2.3 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. 5.4. In Figura 146 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.

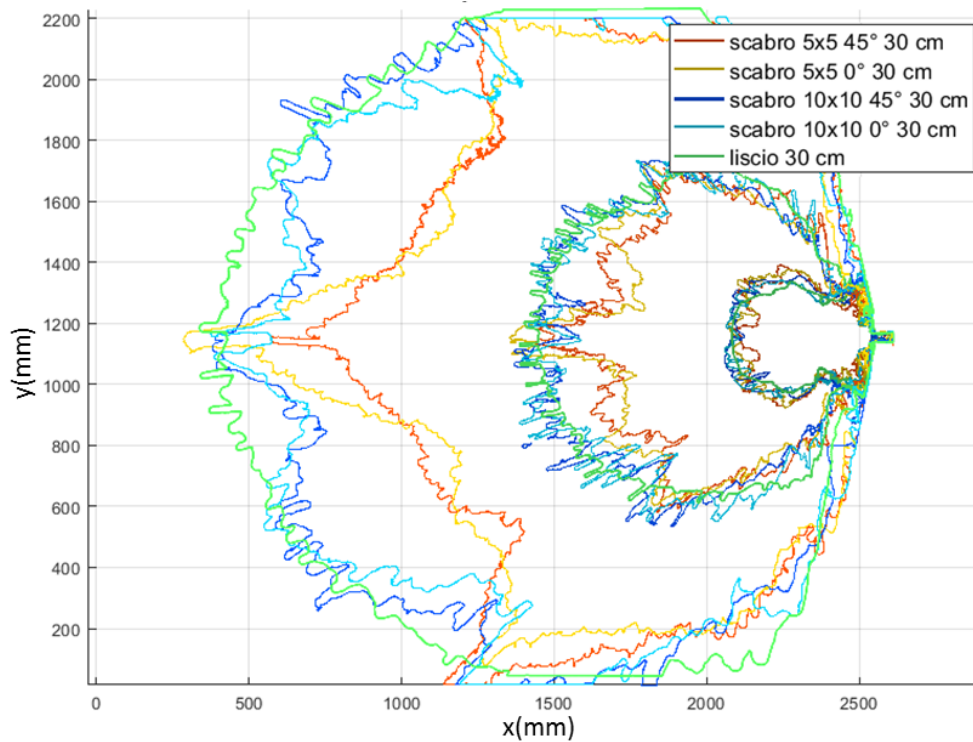


Figura 146: fronte d'onda agli istanti $t= 0.24$ s, 0.60 s e 1.93 s dall'apertura della breccia. Confronto tra le 4 configurazioni di scabrezza utilizzate e quella a fondo liscio a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m). La breccia si trova tra circa a metà dell'asse verticale.

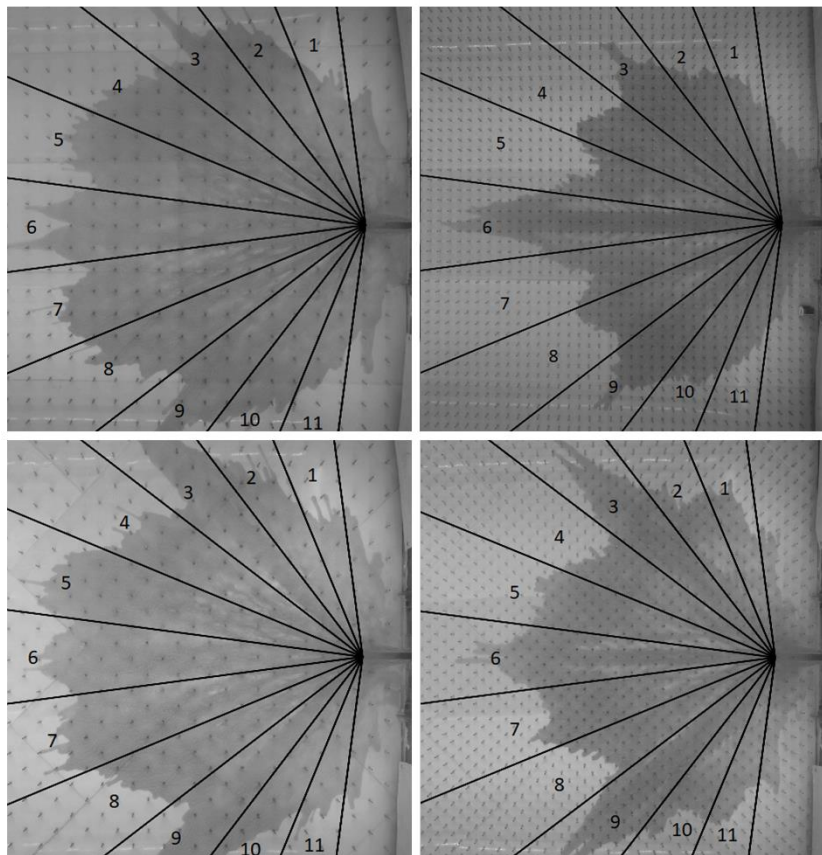


Figura 147: suddivisione delle immagini in settori radiali. Si può apprezzare lo schema di bacchette che l'onda incontra lungo ciascuna delle 11 direzioni individuate dall'asse dei settori.

In Figura 147 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 148 in analogia a quanto esposto in Figura 102 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.

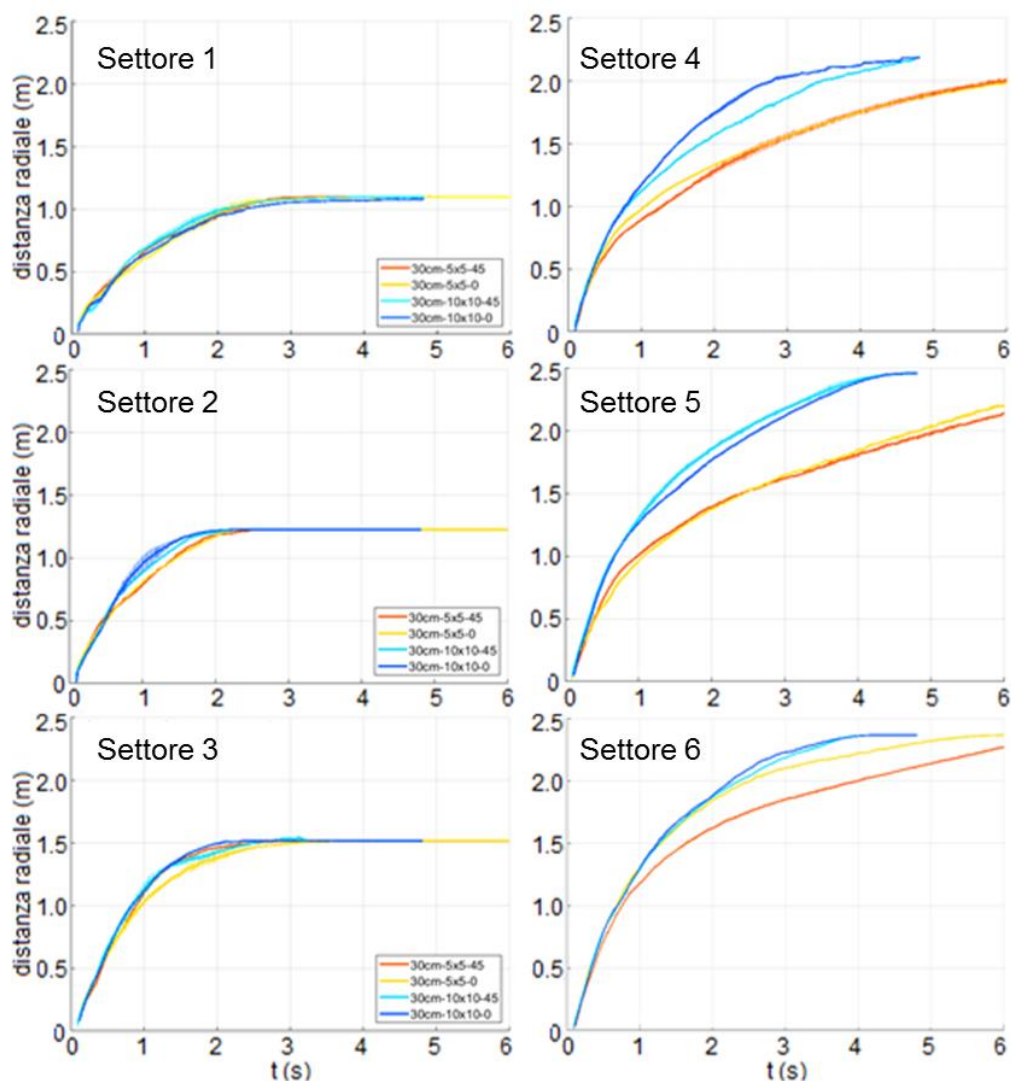


Figura 148: confronto tra le distanze cumulate percorse dall'onda per le diverse configurazioni a fondo vegetato a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m). Si riportano i risultati del settore centrale e dei settori in sponda destra.

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.

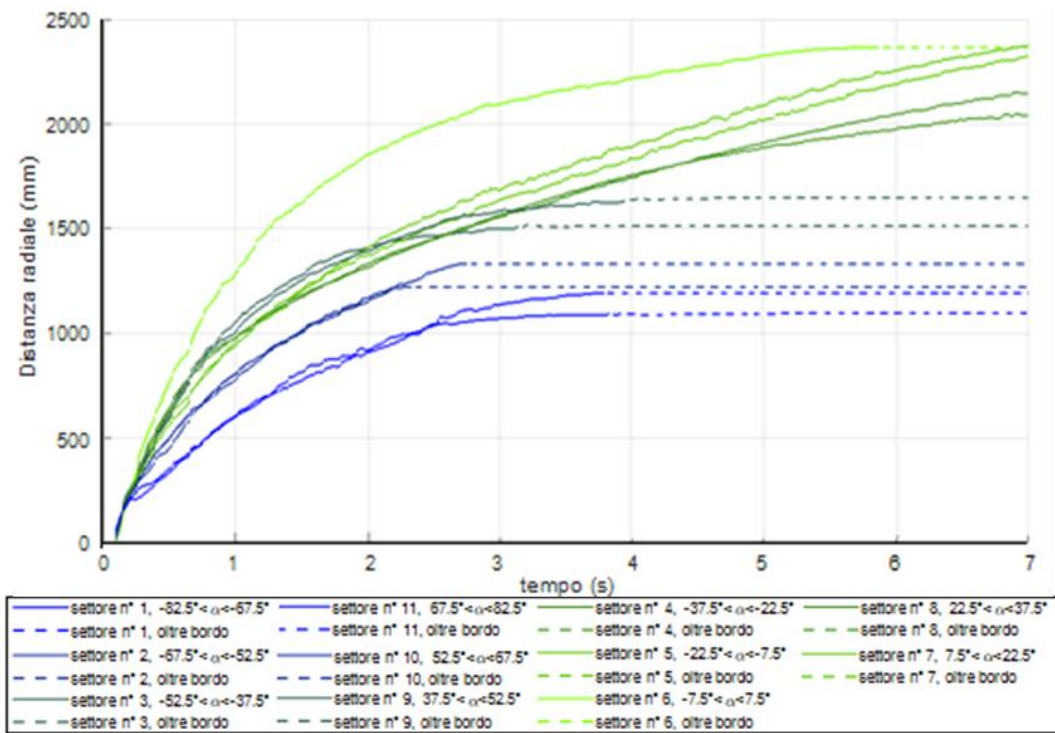


Figura 147: confronto tra le distanze percorse dal fronte d'onda nei diversi settori (Figura 97) per un dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio pari a 0.30 m e bacchette in configurazione 1 (5 cm x 5 cm 0°). Le linee diventano tratteggiate quando l'onda raggiunge il limite della zona di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

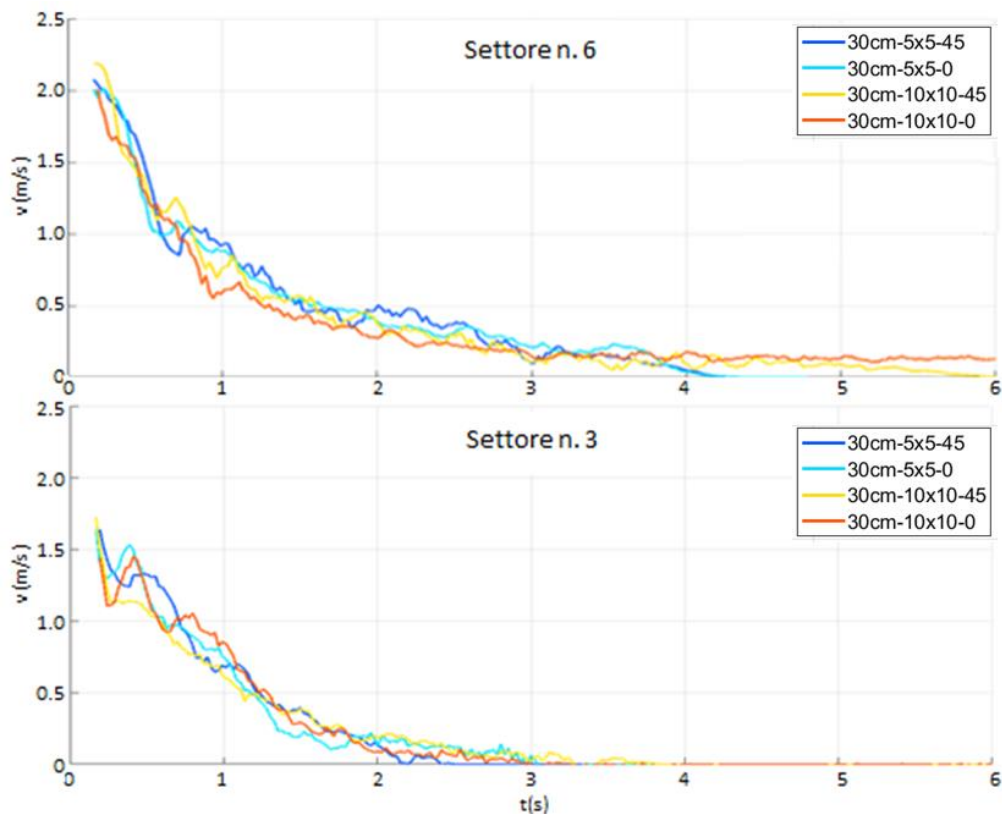


Figura 149: confronto tra le velocità del fronte d'onda nei settori 3 e 6 (rispettivamente 45° in sponda destra e centrale, Figura 147) per le quattro configurazioni di vegetazione considerate, a parità di condizione iniziale ($H_0=0.30$ m).

Il confronto in termini di velocità è visibile in Figura 149 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 150 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.

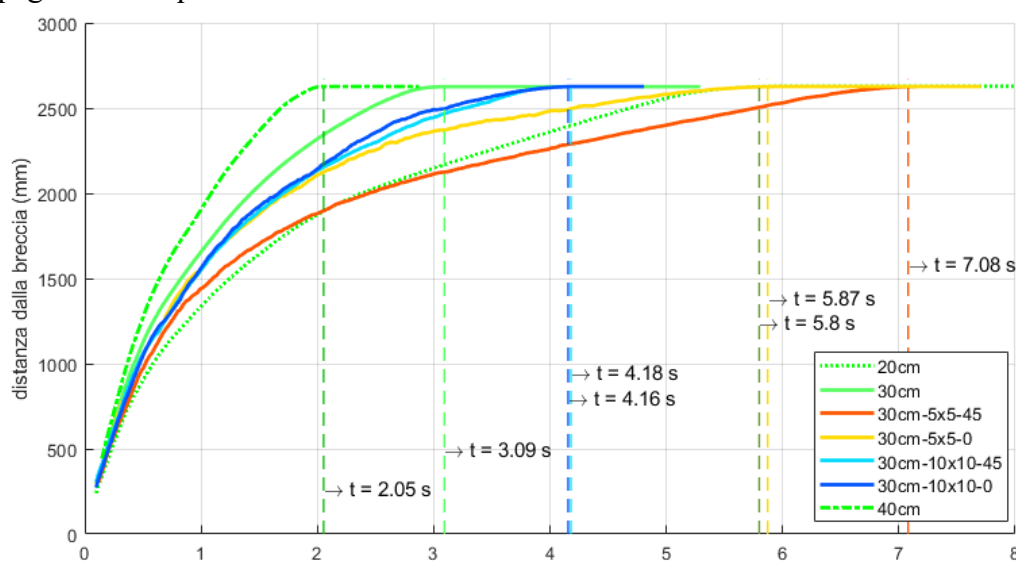


Figura 150: distanza percorsa dal fronte d'onda nel tempo lungo la direzione passante per l'asse della breccia e del settore centrale. Il tempo di arrivo del fronte al bordo di valle dell'area di misura è evidenziato. Sono mostrate le stesse configurazioni presenti in Figura 146, oltre al caso liscio 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 151 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 direzioni 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.

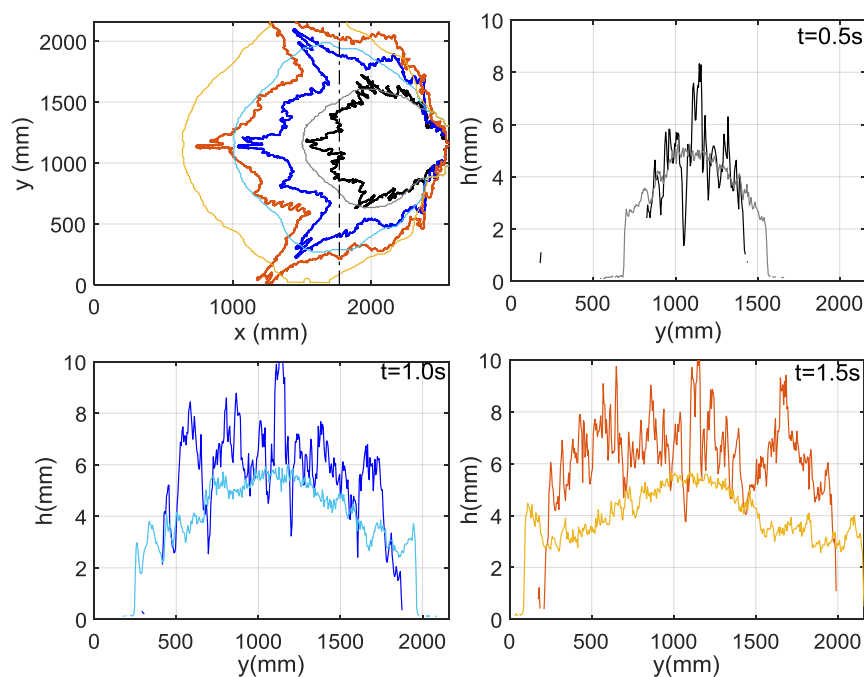


Figura 151: confronto tra due realizzazioni con $H_0=0.30$ m una con fondo liscio e una con fondo vegetato secondo la configurazione 3 (distanza tra le asticelle 5cm e inclinazione dei pannelli 45°). In alto a sinistra i fronti d'onda a 0.5 s, 1 s e 1.5 s; negli altri riquadri l'altezza d'acqua nella 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 152), 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 153).

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 152).

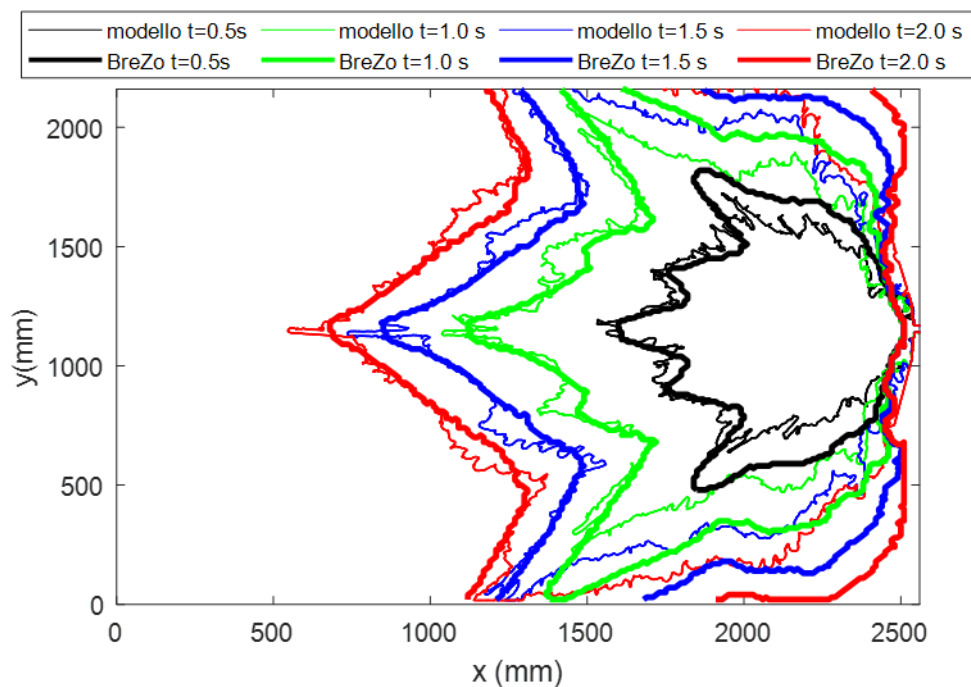


Figura 152: confronto tra i fronti d'onda ottenuti dal modello fisico (linea sottile) e quelli ottenuti dal modello numerico (linea spessa) a 0.5 s, 1 s, 1.5 s e 2 s dall'apertura della breccia. Il serbatoio si trova sulla destra dell'immagine e non è visualizzato.

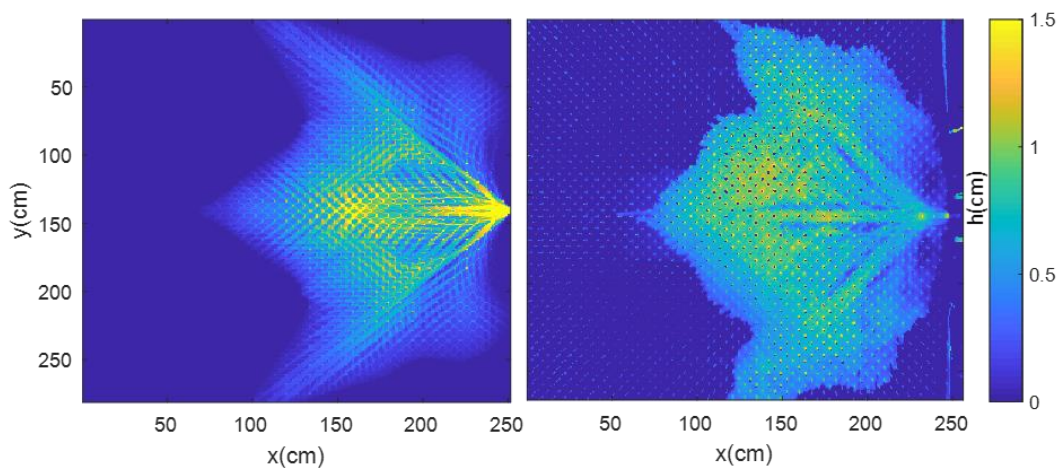


Figura 153: dam-break con altezza d'acqua iniziale nel serbatoio di monte 0.30 m. Confronto tra il campo di altezze ottenuto con la tecnica per immagini (a destra) e i risultati del modello numerico BreZo (a sinistra) per l'istante a 2 s dall'apertura della breccia.

Capitolo 7

Conclusioni generali

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. Non si è voluto focalizzare l'attenzione solo sugli aspetti strettamente idraulici ma si è tentato di legare temi idrologici e temi idraulici poiché rappresentano due parti egualmente importanti relativamente all'argomento.

Si sono approfonditi principalmente due aspetti: la potenzialità di laminazione delle piene da parte dei grandi invasi e la perimetrazione delle aree potenzialmente allagabili a valle dei piccoli sbarramenti (di competenza regionale). In entrambi i casi, 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 Resba¹² (resilienza degli sbarramenti).

In questo quadro, tre sono i principali contributi dati da questa tesi:

¹² 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).

1) l'analisi dei dati di portata e precipitazione in Piemonte finalizzata alla creazione di un modello di regionalizzazione per la stima dei volumi di piena in siti non strumentati;

2) la ricerca di un indice sintetico per la classificazione dei grandi invasi sulla base delle potenzialità di laminazione della piena nell'ambito di una gestione attiva degli scarichi;

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

L'importanza dei piani di laminazione, proposti dalla Direttiva PCM 2004, e della gestione degli scarichi volta allo svasso preventivo, è legata al fatto che, se correttamente progettata, essa produce una diminuzione del rischio nei territori a valle e sull'opera stessa senza penalizzare il gestore. Per quanto riguarda i territori di valle, lo scopo è quello di abbassare il colmo di piena limitando quindi le zone interessate da una possibile inondazione. Strettamente legato a questo fine è l'aspetto della valutazione dei volumi di piena, poiché l'efficacia di una diga ai fini della laminazione non è funzione solo del picco dell'evento e delle caratteristiche geometriche dell'invaso e dello sbarramento, ma anche e soprattutto del volume di piena che è temporaneamente immagazzinato dal lago.

Riguardo al punto 1), l'analisi è stata condotta mediante studio delle serie storiche di portata a scansione 30' relative a 87 bacini di Piemonte e Valle d'Aosta. In analogia con gli studi di regionalizzazione delle piogge e delle piene, già ampiamente affrontati nella letteratura scientifica, questa tesi pone un primo tassello nell'ambito della regionalizzazione dei volumi di piena mediante l'utilizzo della curva di riduzione dei colmi di piena (CRDP), qui descritta da una curva a due parametri (NERC, 1975). I modelli statistici proposti (ottenuti con 3 differenti metodi, regressione lineare, ACE – Alternating Conditional Expectation algorithm e CCA – Canonical Correlation Analysis) si basano sulla definizione di relazioni tra i due parametri e alcuni descrittori di bacino. Il lavoro svolto su questo tema trova applicazione anche in contesti non strettamente legati agli invasi come possono essere la progettazione di vasche di laminazione o la valutazione delle aree inondabili in territori di pianura. I modelli ottenuti, pur presentando errori dell'ordine del $\pm 20\%$ (ad eccezione di una decina di bacini per i quali l'intervallo è $\pm 30\%$) rappresentano una base di valutazione oggettiva da utilizzare per la scelta dell'idrogamma di progetto, pur dovendo accettare una forte incertezza dovuta all'elevata variabilità delle curve annuali per il singolo bacino rispetto alla curva media qui considerata.

Come la maggior parte dei metodi di regionalizzazione, i modelli proposti sono validi per bacini idrologicamente simili a quelli di partenza. Pertanto, l'estrapolazione al di fuori degli intervalli di definizione dei descrittori utilizzati non è raccomandata. Per questo motivo, non avendo a disposizione serie storiche di portata per i bacini chiusi agli invasi piemontesi oggetto di indagine e essendo questi non assimilabili a quelli utilizzati per la regionalizzazione delle crcp (tipicamente situati a quote più basse e con aste principali più estese), non è stato possibile applicarli per

la definizione degli idrogrammi d'ingresso nella procedura di ranking degli invasi di competenza nazionale presenti in Piemonte e Valle d'Aosta. In quest'ambito, con l'obiettivo di fornire uno strumento di supporto decisionale agli enti locali competenti, sono stati realizzati dei diagrammi diagnostici utili a classificare gli invasi sulla base delle potenzialità di laminazione delle piene. In particolare, l'elemento di novità è stato la presa in conto di una gestione attiva degli scarichi realizzabile nell'ambito di un piano di laminazione previa approvazione dell'autorità preposta.

Ogni diga ha le proprie peculiarità pertanto non si è voluto entrare nei dettagli delle diverse tipologie di scarico volendo realizzare una classificazione speditiva applicabile su larga scala. L'indice di laminazione, definito in questa tesi come rapporto tra portata di picco uscente e portata di picco entrante, è stato calcolato considerando la curva d'invaso, la forma, la posizione e il numero degli scarichi di fondo e di superficie (questi ultimi considerati a luce libera) e risolvendo l'equazione di continuità utilizzando un idrogramma in ingresso di forma triangolare, durata e picco prefissati e funzione delle caratteristiche del bacino. Sono state considerate 56 dighe di competenza nazionale. Una prima verifica è stata fatta confrontando l'indice di laminazione naturale η_0 , cioè ottenuto senza considerare manovre sugli scarichi, con l'indice SFA (Synthetic Flood Attenuation) e con indice FARL (Flood Attenuation by Reservoirs and Lakes)¹³. È stato ottenuto un buon accordo in termini di ranking tra i tre, ma, in generale, si nota che η_0 è effettivamente suscettibile al tipo di stima del tempo di corrivazione scelta in partenza: i valori sono più elevati (minore efficienza dell'invaso) nel caso di stima con la formula di Giandotti piuttosto che utilizzando la formula del California Culvert Practice. Analoga considerazione vale anche per l'indice di laminazione attiva η_1 utilizzato per la prima volta in questa tesi. Anche se si può dibattere sul fatto che il sistema di stima di t_c abbia effetti su η , conta stabilire se l'applicazione di svaso preventivo sia portatrice di miglioramento oppure no. Sia nel caso dell'utilizzo della formula di Giandotti per la stima di t_c , sia nel caso di quella del California Culvert Practice sono presenti un numero di invasi che registrano miglioramenti ed in particolare l'effetto è coerente nei due casi.

Considerando solo le dighe per le quali si sia registrato un miglioramento ($\eta_1 < \eta_0$) non è stato possibile giungere a una relazione diretta tra l'indice η_1 e grandezze caratteristiche dell'invaso o parametri geomorfoclimatici, probabilmente anche a causa di ipotesi di base eccessivamente semplificate relative alle leggi di scarico (si voleva infatti privilegiare uno schema il più semplice e generalizzabile possibile al fine di comprendere quali fossero le grandezze fondamentali legate alle operazioni di svaso). Sono state comunque individuate due combinazioni di parametri utili alla predisposizione di un diagramma diagnostico, ovvero: 1) il rapporto, adimensionalizzato rispetto al suo massimo, tra area del bacino imbrifero sotteso e

¹³ Utilizzato nella Deliberazione della Giunta Regionale 27 aprile 2018, n. 22-6795 "Dir.p.c.m. 27 febbraio 2004 - Individuazione della scala di priorità per l'utilizzo degli invasi presenti sul territorio regionale ai fini della laminazione delle piene e definizione delle modalità operative per la predisposizione e l'adozione dei piani di laminazione" nella quale vengono considerate 67 dighe presenti sul territorio della Regione Piemonte (56 di competenza nazionale e 11 di competenza regionale).

volume d'acqua contenuto fino alla quota di massima regolazione; 2) il rapporto tra il volume scaricabile dallo scarico di fondo in un tempo pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso all'invaso e il volume della piena in ingresso (ipotizzando un'applicazione diretta di tale diagramma, non risolvendo quindi l'equazione di continuità, si assume una portata costante, pari a quella massima, lungo tutto t_c). Il diagramma definisce 4 zone: A) dighe con buone possibilità di miglioramento che raggiungono η_1 soddisfacenti; B) dighe che non hanno possibilità di miglioramento legate all'utilizzo dello scarico di fondo a meno di non eseguire manovre anticipate rispetto all'inizio dell'evento (η_1 elevati e non soddisfacenti); C) dighe che non hanno possibilità di miglioramento né legate all'utilizzo dello scarico di fondo poiché insufficiente rispetto al volume da smaltire, né legate all'esecuzione preventiva delle manovre, poiché ogni effetto benefico viene vanificato dalle dimensioni ridotte del lago in rapporto all'estensione del bacino sotteso; D) dighe con grandi scarichi di fondo il cui utilizzo viene limitato perché talvolta peggiorativo rispetto alla piena originaria e per le quali comunque non si riescono ad ottenere dei miglioramenti considerevoli per via delle dimensioni ridotte degli invasi.

Come per le CRCP, anche in questo caso il diagramma è valido per invasi e bacini simili a quelli utilizzati per realizzarlo. L'applicazione in altri contesti territoriali è subordinata ad una ricalibratura dei valori di soglia tra le differenti zone mantenendo invariate le grandezze significative qui individuate.

Passando invece ai piani di emergenza comunali, 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 setup (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 ca-

naletta 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.

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., Rodr'iguez 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 {S}t. {F}rancis 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 Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows Etude experimental de l'écoulement bi-dimensionnel produit par la rupture d'un barrage. *J. Hydraul. Res.* 30. <https://doi.org/10.1080/00221689209498946>
- Bianucci, P., Sordo-ward, Á., Moralo, J., Garrote, L., 2015. Probabilistic-Multiobjective Comparison of User-Defined Operating Rules. Case Study: Hydropower Dam in Spain. <https://doi.org/10.3390/w7030956>
- Blöschl, G., Sivapalan, M., Wagener, T., Viglione, A., Savenije, H., (Eds.), 2013. *Runoff Prediction in Ungauged Basins: Synthesis across Processes, Places and Scales.* Cambridge University Press, N.Y.
- Bonetti, S., Manoli, G., Manes, C., Porporato, A., Katul, G.G., 2017. Manning's formula and {S}trickler'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 rivieres et a l’introduction des mare es dans leurs lits. *Comptes Rendus des seances l’Academie des Sci.* 73, 237–240.
- Dijkstra, J.T., Uittenbogaard, R.E., 2010. Modeling the interaction between flow and highly flexible aquatic vegetation. *Water Resour. Res.* 46. <https://doi.org/10.1029/2010WR009246>
- Draper, N.R., Smith, H., 1998. An introduction to nonlinear estimations, in: Draper, N.R., Harry, S. (Eds.), *Applied Regression Analysis*. John Wiley & Sons, Incorporated, pp. 505–566.
- Dressler, R., 1954. Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave, in: *Proc. Int. Assoc. Scientific Hydrology Assemblée Générale*. Rome, Italy, pp. 319–328.
- Dressler, R.F., 1952. Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions, *Journal of Research National Bureau of Standards*. National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Eaket, J., Hicks, F.E., Peterson, A.E., 2005. Use of Stereoscopy for Dam Break Flow Measurement. *J. Hydraul. Eng.* 131, 24–29. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2005\)131:1\(24\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:1(24))
- Elkholy, M., LaRocque, L.A., Chaudhry, M.H., Imran, J., 2016. Experimental Investigations of Partial-Breach Dam-Break Flows 142, 04016042-1/04016042-12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001185](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001185).
- Estrade, J., 1967. Contribution à l’étude de la suppression d’un barrage. Phase initiale de l’écoulement, in: *Bulletin de La Direction Des Etudes et Recherches, Series A, Nucléaire, Hydraulique et Thermique*, No. 1. EDF Chatou, pp. 3–128.
- Etminan, V., Lowe, R.J., Ghisalberti, M., 2017. A new model for predicting the drag exerted by vegetation canopies. *Water Resour. Res.* 53, 3179–3196. <https://doi.org/10.1002/2016WR020090>
- Farr, T.G., Rosen, P.A., Caro, E., Crippen, R., Duren, R., Hensley, S., Kobrick, M., Paller, M., Rodriguez, E., Roth, L., Seal, D., Shaffer, S., Shimada, J., Umland, J., Werner, M., Oskin, M., Burbank, D., Alsdorf, D., 2007. The Shuttle Radar Topography Mission. *Rev. Geophys.* 45. <https://doi.org/10.1029/2005RG000183>
- Fasanella, G., 2017. Studio sperimentale dell’influenza di macroscabrezze sulla propagazione di onde di piena. Politecnico di Torino.

- Faure, J., Nahas, N., 1961. Etude numérique et expérimentale d'intumescences a forte courbure du front. *La houille blanche* 576–587.
- Fiorentino, M., Rossi, F., Villani, P., 1987. Effect of the basin geomorphoclimatic characteristics on the mean annual flood reduction curve, in: *Proceedings of the IASTED International Conference, Modeling and Simulation*. pp. 1777–1784.
- Fletcher, R., 1987. *Practical methods of optimization*. New York:John Wiley & Sons.
- Fraccarollo, L., Toro, E.F., 1995. Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems. *J. Hydraul. Res.* 33, 843–864. <https://doi.org/10.1080/00221689509498555>
- Franchini, M., Galeati, G., 2000. Comparative analysis of some methods for deriving the expected flood reduction curve in the frequency domain. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 4(1), 155–172.
- FRIEDMAN, J.H., STUETZLE, W., 1982. Smoothing of scatterplots. California.
- Froehlich, D.C., 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *J. Hydraul. Eng.* 1708–1721.
- Froehlich, D.C., 1995. Peak outflow from breached embankment dam. *J. water Resour.* 121, 90–97.
- Gallo, E., Ganora, D., Laio, F., Masoero, A., Claps, P., 2013. *Atlante dei bacini imbriferi piemontesi*.
- Gan, K., McMahon, T., O'Neill, I.C., 1991. Transposition of Monthly Streamflow Data to Ungauged Catchments. *Nord. Hydrol.* 22, 109–122.
- Ganora, A., Laio, F., Claps, P., 2014. Valutazione probabilistica delle piene in Piemonte e Valle d' Aosta Metodologia Regionale Spatially Smooth.
- Ganora, D., Claps, P., Laio, F., Viglione, A., 2009. An approach to estimate nonparametric flow duration curves in ungauged basins. *Water Resour. Res.* 45. <https://doi.org/10.1029/2008WR007472>
- Ghinami, L.A., 2019. www.dighe.eu [WWW Document].
- Green, J.C., 2005. Modelling flow resistance in vegetated streams: Review 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.), . Gebrüder Bornträger, Berlin, pp. 1–44.
- Kothyari, U.C., Hayashi, K., Hashimoto, H., 2009. Drag coefficient of unsubmerged rigid vegetation stems in open channel flows. *J. Hydraul. Res.* 47, 691–699. <https://doi.org/10.3826/jhr.2009.3283>
- Kouwen, N., Unny, T.E., Hill, H.M., 1969. Flow retardance in vegetated channels. *J. Irrig. Drain. Div.* 95, 329–344.
- Laaha, G., Blöschl, G., 2006. A comparison of low flow regionalisation methods—catchment grouping. *J. Hydrol.* 323, 193–214. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.09.001>
- Laio, F., Ganora, D., Claps, P., Galeati, G., 2011. Spatially smooth regional estimation of the flood frequency curve (with uncertainty). *J. Hydrol.* 408, 67–77. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.07.022>
- Lambert, J.H., 1760. *Photometria sive de mensura et gradibus luminis, colorum et umbrae*. Augusta, Detleffsen.
- Larocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2013. Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows [WWW Document]. *J. Hydraul. Eng.* [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705)
- LaRocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2013. Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows. *J. Hydraul. Eng.* 139, 569–579. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000705](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705)
- LaRocque, L.A., Imran, J., Chaudhry, M.H., 2012. Experimental and numerical investigations of two-dimensional dam-break flows. *J. Hydraul. Eng.* 139, 569–579.
- Lauber, G., 1997. Experimente zur Talsperrenbruchwelle im glatten geneigten Rechteckkanal. VAW-ETH, Zürich, , Switzerland.
- Lauber, G., Hager, W.H., 1998a. Experiments to dambreak wave: Horizontal channel. *J. Hydraul. Res.* 36, 291–307. <https://doi.org/10.1080/00221689809498620>
- Lauber, G., Hager, W.H., 1998b. Experiments to dambreak wave: Sloping channel. *J. Hydraul. Res.* 36, 761–773. <https://doi.org/10.1080/00221689809498620>
- Lawrence, D.S.L., 2000. Hydraulic resistance in overland flow during partial and marginal surface inundation: {E}xperimental observations and modeling. *Water Resour. Res.* 36, 2381–2393. <https://doi.org/10.1029/2000WR900095>
- Lee, J.K., Roig, L.C., Jenter, H.L., Visser, H.M., 2004. Drag coefficients for modeling flow through emergent vegetation in the {F}lorida {E}verglades. *Ecol. Eng.* 22, 237–248. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2004.05.001>
- Levenberg, K., 1944. A Method for the Solution of Certain Problems in Least Squares. *Q. Appl. Math.* 2, 164–168.
- Limare, A., Tal, M., Reitz, M.D., Lajeunesse, E., Métivier, F., 2011. Optical method for measuring bed topography and flow depth in an experimental flume. *Solid Earth* 2, 143–154. <https://doi.org/10.5194/se-2-143-2011>
- Lobovský, L., Botia-Vera, E., Castellana, F., Mas-Soler, J., Souto-Iglesias, a., 2014. Experimental investigation of dynamic pressure loads during dam break. *J. Fluids Struct.* 48, 407–434. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2014.03.009>
- Maione, U., Mignosa, P., Tomirotti, M., 2003. Regional estimation of synthetic design hydrographs. *Int. J. River Basin Manag.* 151–163. <https://doi.org/10.1080/15715124.2003.9635202>
- Manning, R., 1891. On the flow of water in open channels and pipes. *Trans. Inst. Civ. Eng. Irel.* 20, 161–207.

- Marchi, E., Rubatta, A., 1981. *Meccanica dei Fluidi – principi e applicazioni idrauliche*. UTET, Torino.
- Marjoribanks, T.I., Hardy, R.J., Lane, S.N., 2014. The hydraulic description of vegetated river channels: the weaknesses of existing formulations and emerging alternatives. *Wiley Interdiscip. Rev. Water* 1, 549–560.
- Marquardt, D.W., 1963. An algorithm for Least-Squares Estimation of Non Linear Parametres. *J. Soc. Ind. Appl. Math.* 11, 431–441.
- Masoero, A., Ganora, D., Claps, P., Petaccia, A., 2014. Effects of reservoirs on downstream flood frequency curves, in: III IAHR Europe Congress, Porto - Portugal.
- Massau, J., 1900. *Mémoire sur l'intégration graphique des équations aux dérivées partielles*. Imprimeur du roi.
- Mazzotta, S., Aprilini, G., Chiarolla, D., Greco, A., Maistri, A., 2008. *Registro italiano dighe: Ricostituzione in ente pubblico*.
- McDonnell, J., Woods, R., 2004. On the need for catchment classification. *J. Hydrol.* 299. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.09.003>
- Mediero, L., Jiménez-Álvarez, A., Garrote, L., 2010. Design flood hydrographs from the relationship between flood peak and volume. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 14, 2495–2505. <https://doi.org/10.5194/hess-14-2495-2010>
- Melis, M., 2018. *Dam-break wave propagation on a rough surface : Experimental and numerical study*. Politecnico di Torino, Duke University.
- Melis, M., Poggi, D., Fasanella, G.O.D., Cordero, S., Katul, G.G., 2019. Resistance to Flow on a Sloping Channel Covered by Dense Vegetation following a Dam Break. *Water Resour. Res.* 55. <https://doi.org/10.1029/2018WR023889>
- Miglia, I., 2015. *Un metodo speditivo per l'analisi del rischio legato ad invasi di competenza regionale*. Politecnico di Torino.
- Miotto, F., Claps, P., Laio, F., Poggi, D., 2007. An analytical index for flood attenuation due to reservoirs, in: XXXII IAHR Congress, Electronic Proceedings. Venice, Italy, pp. 1–10.
- Moré, J.J., Sorensen, D.C., 1983. Computing a Trust Region Step 4, 553–572. <https://doi.org/https://doi.org/10.1137/0904038>
- Natali, M., 2019. *Experimental and numerical analysis of dam-break wave propagation on vegetated slopes*. Politecnico di Torino.
- Nepf, H.M., 2012. Flow and transport in regions with aquatic vegetation. *Annu. Rev. Fluid Mech.* 44, 123–142. <https://doi.org/10.1146/annurev-fluid-120710-101048>
- Nepf, H.M., 1999. Drag, turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation. *Water Resour. Res.* 35, 479–489. <https://doi.org/10.1029/1998WR900069>
- NERC, 1975. Estimation of flood volumes over different duration. *Flood Stud. Rep. I*, 352–373.
- Noarayanan, L., Murali, K., Sundar, V., 2012. Manning's n coefficient for flexible emergent vegetation in tandem configuration. *J. Hydro-environment Res.* 6, 51–62.
- Ouarda, T., Ba, K.M., Diaz-Delgado, C., Carsteanu, A., Chokmani, K., Gingras, H., Quentin, E., Trujillo, E., Bobee, B., 2008. Intercomparison Of Regional Flood Frequency Estimation Methods At Ungauged Sites For A Mexican Case Study. *J. Hydrol.* 348, 40–58. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.09.031>
- Ouarda, T., Girard, C., Cavadias, G.S., Bobee, B., 2001. Regional flood frequency estimation with canonical correlation analysis. *J. Hydrol.* 254, 157–173.

- Ouarda, T.B.M.J., Hache, M., Bruneau, P., Bobe, B., 2000. Regional flood peak and Volume estimation in northern canadian basin. *J. COLD Reg. Eng.* 14, 176–191.
- Ozmen-Cagatay, H., Kocaman, S., Guzel, H., 2014. Investigation of dam-break flood waves in a dry channel with a hump. *J. Hydro-environment Res.* 8, 304–315. <https://doi.org/10.1016/j.jher.2014.01.005>
- Poggi, D., Cordero, S., Dieudonné, S., 2015a. Aree vulnerabili per onde di piena dovute a rottura di sbarramenti - Zones vulnérables aux ondes de crue provoquées par la rupture des barrages., in: *Progetto RISBA Rischio Degli Sbarramenti Artificiali - Projet RISBA Risque Des Barrages - Stampa -ISBN: 9788894069501.* pp. 153–170.
- Poggi, D., Cordero, S., Dieudonné, S., 2015b. Metodi speditivi per la mappatura delle aree vulnerabili per onde dovute a rottura di sbarramenti / Evaluation de l'onde de rupture en aval de l'ouvrage. REPORT FINALE Azione3.1/ RAPPORT FINAL Action3.1.
- Poggi, D., Grimaldi, S., Perucca, E., Miotto, F., Pozzallo, M., Cagninei, A., 2009a. Definizione di una metodologia speditiva per il calcolo del coefficiente di rischio globale per gli sbarramenti di competenza regionale.
- Poggi, D., Krug, C., Katul, G.G., 2009b. Hydraulic resistance of submerged rigid vegetation derived from first-order closure models. *Water Resour. Res.* 45. <https://doi.org/10.1029/2008WR007373>
- Raupach, M.R., 1992. Drag and drag partition on rough surfaces. *Boundary-Layer Meteorol.* 60, 375–395. <https://doi.org/10.1007/BF00155203>
- RESCDAM, 2000. The Use Of Physical Models In Dam-Break Flood Analysis, in: *Final Report of Helsinki University of Technology.* p. 57.
- Rinaldi, M., 2019. Formazione dell'onda di dam-break bidimensionale: studio sperimentale con macro particelle neutre. Politecnico di Torino.
- Ritter, A., 1892. Die fortpflanzung der wasserwellen. *Zeitschrift des Vereines Dtsch. Ingenieure* 36, 947–954.
- Rossi F. e Villani, P., 1987. La valutazione della piena media annua istantanea e di assegnata durata attraverso le caratteristiche geomorfoclimatiche del bacino., *Rapporto annuale Linea I. GNDCI-CNR.*
- Rossi, F., Villani, P., 1994. Valutazione delle Piene in Campania. Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento di Protezione Civile, Salerno.
- Rousseeuw, P., Ruts, I., W. Tukey, J., 1999. The Bagplot: A Bivariate Boxplot. *Am. Stat. - AMER Stat.* 53, 382–387. <https://doi.org/10.1080/00031305.1999.10474494>
- Sanders, B.F., 2008. Integration of a shallow water model with a local time step. *J. Hydraul. Res.* 46, 466–475. <https://doi.org/10.3826/jhr.2008.3243>
- Scarrott, R., Reed, D., Bayliss, A., 1999. Indexing the attenuation effect attributable to reservoirs and lakes, in: *Institute of Hydrology (Ed.), Flood Estimation Handbook.* Wallingford.
- Schoklitsch, A., 1917. Über Dambruchwellen, in: *Kaiserliche Akademie Der Wissenschaften. Mathematisch- Naturwissenschaftliche Klasse, Sitzungberichte IIa, Wien,* pp. 1489–1514.
- Silvagni, G., 1984. Valutazione dei massimi deflussi di piena.
- Skoiien, 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: The 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)